

**Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und  
Kommunikation / Bundesamt für Strassen**

**Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de  
la communication / Office fédéral des routes**

**Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle  
comunicazioni / Ufficio federale delle strade**

## **Effets de la température dans le dimensionnement des ponts**

**Einflüsse der Temperatur auf die Bemessung von Brücken**

**Effects of temperature in bridge design**

**Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)  
Laboratoire de la construction métallique (ICOM)  
J.-P. Lebet, Dr. sc. tech., ing. civil dipl. EPFL/SIA  
S. Utz, ing. civil dipl. EPFL**

**Mandat de recherche AGB 2001/475 (84/01) effectué à la demande du  
Groupe de travail Recherche en matière de ponts**

**Janvier 2005**

**580**



OFFICE FÉDÉRAL DES ROUTES

Mandat de recherche AGB2001/475 (84/01) effectué à la demande du groupe de travail  
Recherche en matière de ponts

## **EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LE DIMENSIONNEMENT DES PONTS**

**EINFLÜSSE DER TEMPERATUR AUF DIE BEMESSUNG VON BRÜCKEN**

**EFFECTS OF TEMPERATURE IN BRIDGE DESIGN**

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

ICOM – Laboratoire de la construction métallique

Chef de projet:                   LEBET Jean-Paul, Dr sc. Tech., ing. civil dipl. EPFL/SIA

Collaborateur:                   UTZ Stéphane, ing. civil dipl. EPFL

Publication ICOM 516

Janvier 2005



## PREFACE

La prise en compte de la température pour le dimensionnement des ponts a toujours soulevé beaucoup de questions et d'interrogations. Un simple examen rapide du sujet met en l'évidence que cet aspect du dimensionnement est vaste et complexe. En effet, les paramètres abordés dans ce contexte sont nombreux, il y a d'abord ceux liés à l'ensoleillement du lieu considéré, il y a ensuite ceux liés à la l'orientation et à la position de l'ouvrage dans la nature, il y a encore ceux liés aux matériaux et à la manière dont ceux-ci réagissent à l'ensoleillement et il y a enfin ceux qui concernent l'ouvrage avec ses dimensions et à la manière dont il répond à cette action.

Cette complexité du problème est également reflétée dans la normalisation. Certains règlements sont très détaillés, telle la norme européenne sur la question, et fournissent moult valeurs numériques de température à prendre en compte pour chaque cas particulier. Le souci du détail de ces codes peut faire croire à une précision exemplaire alors qu'à l'évidence un ouvrage placé dans un environnement donné sera influencé de manière différente par l'action de la température qu'un même ouvrage placé dans une autre situation. Ces différences importantes, non reflétées dans de telles normes, annihilent la précision supposée. D'autres normes proposent des modèles de température très simplifiés voir simplistes en ne définissant que quelques valeurs pour la variation uniforme de température ou pour un gradient linéaire. Ces modèles ont l'avantage de leur simplicité à l'utilisation par l'ingénieur, ils sont par contre loin de la réalité du phénomène et peuvent conduire à des résultats et à des conceptions erronées.

La présente étude a été entreprise pour apporter quelques réponses à ces questions et pour indiquer quelques pistes à suivre dans ce domaine. La décision d'entreprendre cette étude a en particulier été motivée par les nombreux résultats de mesure de température sur des ouvrages dont nous disposons. Les résultats de ce travail ne sont donc pas uniquement théoriques mais sont abondamment étayés par des résultats pratiques cohérents qui relient les données sur l'ensoleillement et la température de l'air à la réponse thermique de l'ouvrage ainsi qu'à sa réponse mécanique, ce qui est particulièrement rare. Les résultats de cette étude sont donc, nous en sommes convaincus, représentatifs du comportement réel des ouvrages soumis à l'action de la température en Suisse.

Les auteurs de cette étude remercient chaleureusement l'Office fédéral des routes (OFROU) et plus particulièrement les membres de la commission d'accompagnement de ce mandat de recherche, à avoir Messieurs P. Matt (président), M. Donzel, H. Figi, Prof. A. Muttoni et D. Somaini pour d'une part leur confiance et, d'autre part, pour les appuis et les conseils apportés tout au long de ce travail.

Les auteurs tiennent également à remercier tous les collaborateurs scientifiques qui ont participé à cette étude depuis son origine soit : Messieurs P. Bays, A. Dubey, M. Haldimann et M. Thomann ainsi que les collaborateurs techniques : Messieurs S. Demierre, G. Pidoux et H.-J. Reist pour leur enthousiasme et leur engagement dans ce projet.

Lausanne, septembre 2004

Dr Jean-Paul Lebet



## TABLE DES MATIÈRES

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1	MOTIVATION .....	1
1.2	BUTS .....	2
1.3	DEMARCHE ET LIMITE DE L'ETUDE .....	2
1.4	CONTENU DU RAPPORT .....	3
<b>2</b>	<b>ETAT DES CONNAISSANCES</b>	<b>5</b>
2.1	EFFETS DE LA TEMPERATURE .....	5
2.1.1	<i>Définitions et paramètres</i> .....	5
2.1.2	<i>Ordres de grandeur</i> .....	7
2.2	CONNAISSANCES ACTUELLES .....	8
<b>3</b>	<b>MESURES EFFECTUÉES SUR DES PONTS</b>	<b>11</b>
3.1	INTRODUCTION .....	11
3.2	VIADUC DES VAUX .....	11
3.2.1	<i>Présentation de l'ouvrage</i> .....	11
3.2.2	<i>Instrumentation</i> .....	12
3.2.3	<i>Observations</i> .....	16
3.3	PONT SUR LA MENTUE .....	24
3.3.1	<i>Présentation de l'ouvrage</i> .....	24
3.3.2	<i>Instrumentation</i> .....	25
3.3.3	<i>Observations</i> .....	26
3.4	RÉSUMÉ .....	28
<b>4</b>	<b>COMPORTEMENT THERMIQUE</b>	<b>31</b>
4.1	INTRODUCTION .....	31
4.2	BASES THEORIQUES .....	31
4.2.1	<i>Flux de chaleur à travers une surface dû au rayonnement solaire</i> .....	31
4.2.2	<i>Convection</i> .....	32
4.2.3	<i>Flux de chaleur à travers une surface dû au rayonnement vers l'environnement</i> .....	33
4.3	MODELISATION .....	33
4.3.1	<i>Ponts mixtes</i> .....	33
4.3.2	<i>Ponts en béton</i> .....	34
4.4	PARAMETRES DETERMINANTS .....	36
<b>5</b>	<b>MODELISATION ET ETUDE PARAMETRIQUE</b>	<b>39</b>
5.1	INTRODUCTION .....	39
5.2	MODELISATION .....	39
5.3	ETUDE PARAMÉTRIQUE .....	40
5.3.1	<i>Paramètres environnementaux</i> .....	40
5.3.2	<i>Paramètres relatifs à l'ouvrage</i> .....	42
<b>6</b>	<b>EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS MIXTES</b>	<b>47</b>
6.1	INTRODUCTION .....	47
6.2	VARIATIONS JOURNALIERES EXTREMES DE LA TEMPERATURE .....	47
6.3	PROFILS DE TEMPERATURE PROVOQUANT LES CONTRAINTES EXTRÊMES .....	49
6.4	CONTRAINTES MAXIMALES .....	53
6.4.1	<i>Contraintes dans la dalle</i> .....	55

6.4.2	<i>Contraintes dans les poutres métalliques</i> .....	57
6.5	INFLUENCE DES AUTRES PARAMÈTRES .....	59
6.5.1	<i>Revêtement</i> .....	59
6.5.2	<i>Épaisseur de la dalle</i> .....	61
6.5.3	<i>Rayonnement du sol</i> .....	62
6.5.4	<i>Portées inégales, inerties variables et fissuration de la dalle</i> .....	63
6.6	GRADIENTS EXTRÊMES DANS LES PONTS MIXTES .....	66
6.6.1	<i>Poutres maîtresses</i> .....	66
6.6.2	<i>Dalle</i> .....	66
6.7	CONCLUSIONS.....	68
<b>7</b>	<b>EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS EN BÉTON</b> .....	<b>71</b>
7.1	INTRODUCTION.....	71
7.2	VARIATIONS JOURNALIÈRES EXTRÊMES DE LA TEMPÉRATURE.....	71
7.2.1	<i>Ponts en caisson (pont sur la Mentue)</i> .....	71
7.2.2	<i>Ponts poutres (viaduc d'Ependes)</i> .....	77
7.2.3	<i>Pont dalle</i> .....	77
7.3	GRADIENTS EXTRÊMES DANS LES PONTS EN BÉTON .....	79
7.3.1	<i>Poutres maîtresses</i> .....	79
7.3.2	<i>Dalle</i> .....	79
<b>8</b>	<b>VARIATION UNIFORME DE LA TEMPÉRATURE</b> .....	<b>81</b>
8.1	INTRODUCTION.....	81
8.2	VARIATIONS EXTRÊMES DE LA TEMPÉRATURE.....	81
8.2.1	<i>Température ambiante</i> .....	81
8.2.2	<i>Température uniforme de l'ouvrage</i> .....	83
8.3	VARIATIONS JOURNALIÈRES DE LA TEMPÉRATURE.....	84
8.4	CONCLUSION.....	84
<b>9</b>	<b>COMPARAISON AVEC LES NORMES</b> .....	<b>87</b>
9.1	INTRODUCTION.....	87
9.2	VARIATION UNIFORME DE LA TEMPÉRATURE .....	87
9.2.1	<i>Ponts mixtes</i> .....	87
9.2.2	<i>Ponts en béton</i> .....	87
9.2.3	<i>Conclusion</i> .....	88
9.3	GRADIENT DE TEMPÉRATURE .....	88
9.3.1	<i>Ponts mixtes</i> .....	89
9.3.2	<i>Ponts en béton</i> .....	91
9.4	CONCLUSIONS.....	92
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONS</b> .....	<b>95</b>
10.1	MESURES EFFECTUÉES SUR DES PONTS.....	95
10.2	COMPORTEMENT THERMIQUE .....	95
10.3	MODÉLISATION ET ÉTUDE PARAMÉTRIQUE.....	95
10.4	EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS MIXTES.....	96
10.5	EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS EN BÉTON .....	97
10.6	VARIATION UNIFORME DE LA TEMPÉRATURE .....	98
10.7	COMPARAISON AVEC LES NORMES .....	98

## RESUME

### Buts et motivation

Ce travail a pour objectif la détermination des effets réels de la température dans les ponts en Suisse. L'étude a été menée sur la base de mesures effectuées sur certains ouvrages et par le biais d'une modélisation du comportement thermique et mécanique des ouvrages. Les buts de l'étude sont les suivants :

- préciser le rôle effectivement joué par la température et ses effets dans le dimensionnement des ouvrages d'art,
- fournir des règles pratiques et simples pour tenir compte de ces effets,
- identifier les types d'ouvrages les plus sensibles à l'égard de l'action de la température (section transversale, système statique, portée, mode de construction).

### Démarche

Pour déterminer les effets de la température dans les ponts, l'étude s'est basée dans un premier temps sur des mesures de température et de déformations effectuées sur certains ouvrages suisses, en particulier sur le viaduc des Vaux (pont mixte) et sur le pont sur la Mentue (pont en béton). Les paramètres ayant une influence sur la température dans les ponts ont été mis en évidence par le biais d'une modélisation par éléments finis du comportement thermique des ouvrages. Sur la base de ce modèle numérique, une extrapolation des effets de la température a été étendue à différents types et différentes caractéristiques d'ouvrages (dimensions, géométrie) pour des températures extrêmes mesurées en Suisse.

Les réponses des ouvrages (contraintes, déformations) ont été calculées et analysées afin de déterminer les effets de la température, notamment leur importance et leur variation en fonction des différents types d'ouvrage. Sur la base de cette analyse, des variations uniformes de température et des gradients linéaires ont été proposés et ont été comparés aux données des normes actuelles. Des indications sur la manière de prendre en compte les effets de la température dans le dimensionnement ont enfin été formulées dans les conclusions de ce travail.

### Résultats

Les mesures effectuées sur le viaduc des Vaux et sur le pont sur la Mentue ont permis de mettre en évidence l'importance des cycles journaliers de température sur le comportement thermique des ouvrages. Dans une section transversale, l'ensoleillement et les variations de la température ambiante provoquent des variations uniformes de la température et des gradients de température essentiellement dans la dalle. La variation journalière de la température en un point situé sous la dalle au droit des poutres peut valoir plus du double dans une section mixte que dans une section en béton, en raison de la plus forte inertie thermique des ouvrages en béton. Sur l'ensemble des mesures réalisées sur le viaduc des Vaux, la température dans la dalle varie de  $-7,5$  °C en décembre à  $+34$  °C en août. D'une manière générale, la dalle se réchauffe d'avantage que les poutres métalliques en été et se refroidit d'avantage en hiver.

Une modélisation des sections des deux ouvrages de référence a permis de mettre en évidence le rôle déterminant de certains paramètres météorologiques ou physiques sur la distribution de la température dans les ponts. La température ambiante, le rayonnement solaire et le rayonnement émis par le sol sont les paramètres environnementaux principaux. L'absorptivité du matériau, le coefficient de film et l'émissivité de la surface sont les caractéristiques des matériaux les plus influentes.

Un modèle tridimensionnel a été élaboré pour généraliser l'étude à d'autres formes de ponts mixtes et en béton pour déterminer les effets de la température sur ces ouvrages. L'étude paramétrique a porté sur les paramètres environnementaux pris en compte au moyen de courbes extrémales basées sur les relevés météorologiques en Suisse pour la période de 1980 à 2000. Concernant les ouvrages, sept sections mixtes et quatre sections en béton différentes ont été considérées, elles correspondent à des ouvrages réalisés ou projetés en Suisse. L'étude a porté sur, la longueur des portées, le type de section, l'épaisseur et la largeur de la dalle, l'écartement et la hauteur des poutres maîtresses. Pour chaque section retenue, l'influence du revêtement, de l'épaisseur de la dalle, ainsi que l'effet de portées inégales ou d'inerties variables ont été étudiés.

Les résultats de la simulation du comportement des ponts mixtes sous conditions météorologiques extrêmes ont montré que la température peut provoquer des contraintes relativement importantes dans les ponts, en particulier dans la dalle, où les contraintes de traction peuvent atteindre  $2.5 \text{ N/mm}^2$ . Dans les poutres métalliques des ponts mixtes ; les contraintes de compression n'atteignent que  $-20 \text{ N/mm}^2$ . Ces valeurs peuvent être plus élevées au stade de montage, du fait d'un gradient dans la dalle non revêtue plus important. Mais, pour une épaisseur de dalle et de revêtement donné, les calculs ont montré un résultat intéressant : la forme et les dimensions de la section transversale ont une faible influence sur les contraintes. Par conséquent, un calcul devient inutile et de simples valeurs forfaitaires de contrainte peuvent être admises pour refléter les effets de la température dans les sections mixtes.

Concernant les autres influences pour les ponts mixtes, une augmentation de l'épaisseur du revêtement a pour effet une diminution des contraintes de traction dans la dalle. Une augmentation de l'épaisseur de la dalle au droit des poutres maîtresses a une influence inverse. Le rayonnement émis par le sol modifie également l'état de contraintes dans la section, puisqu'il augmente les contraintes de traction dans la dalle et les contraintes de compression dans les poutres métalliques. En revanche, des portées inégales ou une inertie variable du pont n'ont pas d'influence marquée sur les effets de la température. L'étude a permis de mettre en évidence des gradients extrêmes dans les sections mixtes. Les gradients extrêmes ne correspondent pas forcément avec les gradients qui provoquent les contraintes extrêmes. Les tractions maximales dans la dalle correspondent à des gradients de  $12 \text{ °C}$  dans la dalle pour les ponts en caisson et de  $6 \text{ °C}$  pour les ponts bipoutres.

L'étude des effets de la température dans les ponts en béton s'est limitée à l'aspect thermique. Le comportement des différentes sections, en caisson, bipoutres et dalle, est similaire. La dalle est soumise à des gradients marqués, tandis que la température dans les âmes du caisson ou dans les poutres maîtresses est uniforme sur la hauteur. Par exemple, les gradients linéaires maximaux calculés dans la dalle sans revêtement s'élèvent à  $19 \text{ °C}$  et sont accompagnés d'une composante non linéaire qui atteint  $7,5 \text{ °C}$  au milieu de la dalle.

La variation uniforme maximale de la température d'un ouvrage peut être déduite de la variation de la température de l'air ambiant, elle est différente en fonction du matériau de l'ouvrage. Basé sur les mesures des températures extrêmes en Suisse, une variation maximale de la température ambiante de  $64 \text{ °C}$  correspond à une variation maximale de la température uniforme de  $64 \text{ °C}$  pour un pont mixte et de  $56 \text{ °C}$  pour un pont en béton.

En comparant les résultats de l'étude avec les valeurs de calcul proposées par la norme SIA 261, il apparaît que la norme couvre les variations uniformes de la température avec un conservatisme mesuré. Pour ce qui est des gradients, la norme est très conservatrice avec des valeurs de calcul de 50 à plus de 100 % supérieures aux valeurs maximales déduites de notre étude. De plus le gradient de la norme s'applique, pour les ponts en béton, sur toute la hauteur de la section alors qu'en réalité il n'agit que sur les 300 premiers millimètres de l'épaisseur la dalle. Un calcul effectué avec un tel gradient de la norme peut conduire à des résultats erronés par rapport à la réalité.

## SUMMARY

### Goals and motivation

The objective of this study is to determine the real effects of temperature on bridges in Switzerland. The study was undertaken using measurements taken on certain bridges as a basis, and by modelling the thermal and mechanical behaviour of various bridge structures. The purposes of the study are as follows :

- to specify the role actually played by temperature and its effects on the modern design of bridges,
- to provide practical and simple rules to account for these effects,
- to identify the most sensitive categories of bridges with respect to temperature effects (cross section, static system, length, method of construction).

### Procedure

To determine the effects of temperature on bridges, the study was based initially on temperature and deformation measurements carried out on certain Swiss bridges, in particular on the Vaux Viaduct (composite bridge) and the Mentue Bridge (concrete bridge). Finite element modelling of the thermal behaviour of the structures identified the parameters having an influence on the temperature in the bridges. On the basis of these numerical models, an extrapolation of the temperature effects was extended to various bridge types and different bridge characteristics (dimensions, geometry) for extreme temperatures measured in Switzerland.

The structural response (forces, deformations) was calculated and analysed in order to determine the various effects of temperature, in particular their importance and variation for the various types of structures. On the basis of this analysis, uniform temperature variations and linear gradients were proposed and compared with the data used in the current standards. Indications on the manner in which temperature effects should be taken into account in the design process were finally formulated in the conclusions of this work.

### Results

The measurements taken on the Vaux Viaduct and the Mentue Bridge highlighted the importance of the daily temperature cycles on the thermal behaviour of the bridges. In a cross section, direct sunlight and variations in the ambient temperature cause uniform temperature variations and gradients primarily in the slab. The daily temperature variations in a composite section, at a point located under the slab and beside one of the beams can be more than double that of a concrete section, because of the stronger thermal inertia of the concrete bridge. Looking at all of the measurements carried out on the Vaux Viaduct, the temperature in the slab varies from  $-7.5\text{ °C}$  in December to  $+34\text{ °C}$  in August. Generally, the slab is warmer than the steel beams in summer and cooler in winter

Two-dimensional modelling of the two reference bridges made it possible to highlight the role of certain meteorological or physical parameters on the temperature distribution in the bridges. The ambient temperature, the solar radiation and the radiation emitted by the ground are the principal environmental parameters. The absorptivity of the material, the film coefficient and the emissivity of the surface are the most influential material characteristics.

A three-dimensional model was developed to expand the scope of the study to determine the effects of the temperature on other shapes of composite and concrete bridges. A parametric study was conducted of the environmental parameters, which were taken into account by means of extreme curves based on weather reports in Switzerland for the period of 1980 to 2000. Seven composite sections and four different concrete sections were considered, corresponding to bridges built or planned for construction in Switzerland. The

study considered the span length, type of section, thickness and width of the slab and spacing and height of the main beams. For each section selected, the influence of the coating and the slab thickness, as well as the effect of unequal span lengths and variable section moments were studied.

The results of the simulation of the behaviour of the composite bridges under extreme temperature conditions showed that temperature variations can cause relatively significant stresses in the bridges, in particular in the slab, where tensile stresses can reach  $2.5 \text{ N/mm}^2$ . In the steel beams of composite bridges, the compressive stresses were never seen to surpass  $-20 \text{ N/mm}^2$ . These values can be higher at the construction stage, because of a higher gradient in the exposed slab. However, for a given slab and coating thickness, calculations showed an interesting result: the shapes and dimensions of the overall cross section have only a weak influence on the stresses. Consequently, a calculation becomes unnecessary, and simple forfait stress values can be allowed to reflect the effects of temperature in composite sections.

Concerning the other composite bridge parameters, an increase in the thickness of the surface coating (i.e. asphalt) causes a reduction of the tensile stresses in the slab. An increase in the thickness of the slab adjacent to the main beams has the opposite effect. Radiation emitted by the ground also modifies the stress state in the section, since it increases tensile stresses in the slab and compressive stresses in the steel beams. On the other hand, unequal spans or variable section moments on a bridge do not have a marked influence on the effects of the temperature. This study made it possible to highlight extreme gradients in the composite sections. The extreme gradients do not necessarily correspond with the gradients that cause the extreme stresses. Maximum tensile stresses in the slab correspond to gradients of  $12 \text{ }^\circ\text{C}$  in the slab for boxed bridges and  $6 \text{ }^\circ\text{C}$  for the twin-beam bridges.

The study of temperature effects in concrete bridges was limited to the thermal aspects. The behaviour of the various sections, i.e.: box section, twin-beam bridge and slab bridge, is similar. The slab is subjected to marked gradients, while the temperature in the webs of the box section or main beams is uniform over the height. For example, the maximum linear gradients calculated in the slab without surface coating are as high as  $19 \text{ }^\circ\text{C}$  and are accompanied by a nonlinear component that reaches  $7.5 \text{ }^\circ\text{C}$  in the middle of the slab.

The maximum uniform bridge temperature variation can be deduced from the ambient air temperature variation, and depends on the bridge material. Based on the extreme temperatures measured in Switzerland, a maximum variation of the ambient temperature of  $64 \text{ }^\circ\text{C}$  corresponds to a maximum uniform temperature variation of  $64 \text{ }^\circ\text{C}$  for a composite bridge and  $56 \text{ }^\circ\text{C}$  for a concrete bridge.

By comparing the results of the study with the design values suggested by the standard SIA 261, it appears that the standard covers the uniform variations of the temperature with a measured conservatism. With regards to the gradients, the standard is highly conservative with design values of 50 to more than 100 % higher than the maximum values deduced from our study. Moreover, the gradient of the standard applies, for the concrete bridges, to the total height of the section whereas actually it acts only on the first 300 millimetres of slab thickness. A calculation carried out with such a gradient led to erroneous results compared to reality.

## ZUSAMMENFASSUNG

### Ziele und Motivation

Diese Arbeit untersucht den Einfluss von Temperaturen auf Brücken in der Schweiz. Sie basiert auf den Ergebnissen von Messungen an ausgewählten Objekten und auf Modellen, die die Analyse des thermischen und mechanischen Verhaltens dieser Objekte ermöglichen. Ziele dieser Arbeit sind:

- Das Bestimmen des tatsächlichen Einflusses von Temperaturen auf Brücken und die Auswirkungen von Temperaturänderungen bei einer Bemessung dieser Bauwerke gemäss den aktuellen Normen,
- Das Aufstellen einfacher Bemessungsregeln, die diese Effekte berücksichtigen,
- Das Bestimmen von temperatursensiblen Brückentypen (Querschnitt, statisches System, Spannweite, Art und Weise der Konstruktion).

### Ablauf

Zur Bestimmung der Auswirkungen von Temperaturänderungen an Brücken im Allgemeinen wurden in einer ersten Phase Temperatur- und Deformationsmessungen am Viaduc de Vaux (Verbundbrücke), an der Pont sur la Mentue (Betonbrücke) und an weiteren Tragwerken durchgeführt. Anhand von FE-Modellen dieser Brücken wurde in einer zweiten Projektphase deren thermisches Verhalten untersucht. Diese numerischen Modelle ermöglichten die Extrapolation des Einflusses der maximal gemessenen Temperaturen in der Schweiz an verschiedenen Brückentypen mit unterschiedlichen Charakteristiken (Geometrie, Dimensionen).

Zur Bestimmung des Einflusses von Temperaturvariationen auf den jeweiligen Brückentyp, wurde das Widerstandsverhalten (Spannungen, Deformationen) dieser Brücken berechnet und analysiert. Die Ergebnisse dieser Analysen führten zum Vorschlag von Werten der gleichmässigen und linearen Temperaturänderung für Tragwerke, die sich folgend mit den in den Normen enthaltenen Werten vergleichen liessen. Hinweise zur Berücksichtigung der Temperatureinflüsse bei der Bemessung sind in den Schlussfolgerungen dieser Arbeit enthalten.

### Ergebnisse

Die am Viaduc des Vaux und an der Pont sur la Mentue durchgeführten Messungen ermöglichten ein Abschätzen des Einflusses der täglichen Temperaturzyklen auf das thermische Verhalten von Bauwerken. Sonnenbestrahlung und Ortstemperaturänderungen führen im gesamten Querschnitt und insbesondere in der Brückenplatte zu gleichmässigen und linearen Temperaturänderungen. Aufgrund der grösseren thermischen Trägheit von Bauwerken aus Beton, ist die tägliche Temperaturänderung bei Verbundquerschnitten unter der Brückenplatte beim Stahlträger doppelt so gross wie bei vergleichbaren Betonquerschnitten. Die am Viaduc de Vaux an dieser Querschnittsstelle gemessenen Maximaltemperaturen variierten zwischen  $-7.5^{\circ}\text{C}$  im Dezember und  $+34^{\circ}\text{C}$  im August. Bei Verbundquerschnitten erwärmen sich im Sommer die Brückenplatten schneller als die Stahlträger und kühlen sich im Winter auch wieder schneller wieder ab.

Die wichtigsten meteorologischen oder physischen Parameter, die die Temperaturentbreitung in den Brückenplatten beeinflussen, liessen sich anhand von zweidimensionalen Modellen der zwei erwähnten Referenzbauwerken bestimmen. Zu den Ortsparametern gehören unter anderem die Ortstemperatur, die solare Bestrahlung sowie die vom Boden emittierte Strahlung. Das Absorptionsvermögen des Materials, der Filmkoeffizient sowie das Abstrahlverhalten der Erdoberfläche gehören zu den wichtigsten Materialcharakteristiken.

Zur Bestimmung des Temperatureinflusses auf weitere Typen von Verbund- und Betonbrücken, wurde ein dreidimensionales Modell generiert. An diesem Modell wurden folgend die Effekte einer Variation der Ortsparameter innerhalb der durchschnittlichen Maximalkurven der meteorologischen Erhebungen in der Schweiz zwischen 1980 und 2000 untersucht. Die Parameterstudie wurde an den Querschnitten von sieben Verbund- und vier Betonbrücken, die in der Schweiz realisiert oder projektiert wurden, durchgeführt. Untersucht wurde der Einfluss der Spannweiten, des Querschnitts, der Dicke und der Breite der Brückenplatte sowie des Abstands zwischen den Hauptstützen. Pro Querschnitt wurde im Weiteren der Einfluss des Fahrbahnbelags, der Plattendicke und der variierenden Spannweiten und Trägheiten analysiert.

Die Ergebnisse der Simulation zum Verhalten von Verbundbrücken unter extremen meteorologischen Einwirkungen zeigen, dass Temperaturen massgebende Spannungen in der Brücke erzeugen können; dies insbesondere in der Brückenplatte wo Zugspannungen von bis  $2.5 \text{ N/mm}^2$  berechnet wurden. In den Stahlträgern der Verbundbrücken führten die gleichen Einwirkungen zu berechneten Druckspannungen von bis  $-20 \text{ N/mm}^2$ . Während des Bauzustands können aufgrund des fehlenden Fahrbahnbelags und des somit steileren Spannungsgradienten noch höhere Spannungen auftreten. Für eine gegebene Dicke von Brückenplatte und Belag führten die Berechnungen zu interessanten Ergebnissen: Form und Abmessungen eines Brückenquerschnitts haben einen geringen Einfluss auf die Spannungen. Daraus folgt, dass sich der Temperatureinfluss auf Verbundbrücken durch einen einfachen Pauschalwert berücksichtigen lässt, und sich Berechnungen dadurch vermeiden lassen.

Die Untersuchung der übrigen Einwirkungen auf Verbundbrücken ergaben, dass eine Zunahme der Dicke des Fahrbahnbelags zu einer Reduktion der Zugspannungen in der Brückenplatte führt. Diese Erhöhung der Plattendicke hat jedoch über den Hauptstützen gegenteilige Wirkung. Die vom Boden emittierte Strahlung beeinflusst ebenfalls das Spannungsverhältnis im Querschnitt, da sie sowohl die Zugspannungen in der Brückenplatte als auch die Druckspannungen im Stahlträger erhöht. Dagegen üben weder unregelmässige Spannweiten noch variierende Trägheiten einen negativen Einfluss auf die Temperatureffekte im Querschnitt aus. Die Untersuchungen verbesserten das Verständnis über den Einfluss extremer Temperaturänderungen auf Verbundquerschnitte: Stellen mit extremen Temperaturänderungen sind nicht zwingend mit Stellen maximaler Spannungen übereinstimmend. Maximale Spannungen in der Brückenplatte wurden für eine Temperaturänderung von  $12 \text{ }^\circ\text{C}$  bei Hohlkastenbrücken und  $6 \text{ }^\circ\text{C}$  bei Plattenbalkenbrücken bestimmt.

Die Untersuchungen des Temperatureinflusses auf Betonbrücken beschränkten sich auf den thermischen Aspekt, da das Verhalten der verschiedenen Querschnitte wie Hohlkasten, Platten, oder Plattenbalkenbrücken ähnlich ist. Während in der Brückenplatte jeweils grössere Temperaturänderungen auftreten, werden entlang der Stege des Kastens oder der Stützen einheitliche Temperaturen beobachtet. So beträgt beispielsweise die maximale berechnete lineare Temperaturänderung bei einer Brückenplatte ohne Belag  $19 \text{ }^\circ\text{C}$ , wobei noch der nicht-lineare Anteil von  $7.5 \text{ }^\circ\text{C}$  in Plattenmitte hinzugefügt wird.

Die Maximalwerte der gleichmässigen Temperaturänderung eines Bauwerks sind abhängig vom verwendeten Baustoff und ergeben sich aus den Differenzen der Ortstemperatur. Basierend auf den in der Schweiz gemessenen Maximaltemperaturen führt eine maximale Ortstemperaturänderung von  $64 \text{ }^\circ\text{C}$  zu einer maximalen gleichmässigen Temperaturänderung von  $64 \text{ }^\circ\text{C}$  in Verbundbrücken und  $56 \text{ }^\circ\text{C}$  in Betonbrücken.

Der Vergleich zwischen den Untersuchungsergebnissen und den Bemessungswerten in der Norm SIA 261 ergibt eine konservative Normauslegung für die Werte der gleichmässigen Temperaturänderungen. Die in der Norm enthaltenen Werte der Temperaturänderung sind 50% bis 100% über den in dieser Studie bestimmten Werten. Zusätzlich schreibt die Norm für Betonbrücken eine Anwendung der Temperaturänderung über die ganze Querschnittshöhe vor, während diese in Realität nur in den obersten 300 Millimetern der Brückenplatte auftritt. Eine Anwendung dieser Temperaturänderungswerten bei der Bemessung, führt daher im Vergleich zur Realität zu irreführenden Ergebnissen.

# 1 INTRODUCTION

## 1.1 MOTIVATION

Les variations de la température dans les ouvrages d'art provoquent les effets suivants : un allongement ou un raccourcissement de l'ouvrage, une courbure des poutres et, du fait d'une répartition non linéaire de la température dans la section, la création d'autocontraintes. Si les conditions d'appui ne permettent pas aux déformations de s'effectuer librement, des efforts intérieurs prennent naissance, ce qui est en général le cas pour les systèmes hyperstatiques.

La prise en compte des profils de température pour le dimensionnement des ouvrages est souvent compliquée ou aboutit à des résultats peu réalistes, de sorte que la question de l'utilité de cette prise en compte est très clairement posée. Il faut cependant reconnaître que le cas de charge température est le cas de charge qui peut provoquer quotidiennement des contraintes plus importantes que le trafic [1], notamment dans les dalles des ouvrages et il est par conséquent nécessaire de s'en préoccuper.

Pour tenir compte de la température, l'ingénieur se base sur des profils de température proposés dans les normes et règlements. Ces profils de température sont évidemment des approximations, du fait des multiples facteurs qui interviennent dans la réponse de la structure aux effets de l'ensoleillement. Citons en particulier les facteurs variables suivants relatifs aux ouvrages :

- l'orientation de l'ouvrage par rapport au soleil,
- l'effet du vent,
- les parties ombragées de l'ouvrage,
- les propriétés thermiques des matériaux (conduction, réflexion),
- les effets de la proximité du sol.

Il est par conséquent difficile, voire impossible, de connaître le profil de température déterminant pour l'ouvrage à dimensionner. D'autre part, la réponse exacte de la structure correspondant à un profil de température donné est compliquée à calculer du fait que la répartition de la température sur la hauteur de la section de l'ouvrage est non linéaire. Enfin, si le matériau constituant la structure n'est pas homogène, les calculs deviennent plus complexes et les incertitudes augmentent du fait, par exemple, du comportement du béton tendu plus ou moins fissuré ou de deux matériaux à comportement thermique différent travaillant ensemble comme dans le cas des constructions mixtes acier-béton.

Il est dès lors utopique dans un dimensionnement de vouloir calculer de manière exacte les effets de la température compte tenu des incertitudes concernant l'action elle-même et celles liées à la réponse de la structure. Des simplifications doivent être prises soit au niveau de l'action elle-même (profil de température), soit au niveau des modèles de calcul. Cependant, on peut aussi se poser la question de la nécessité d'un calcul des structures sous l'effet de la température. En effet, si la réponse de la structure reste limitée par rapport aux autres effets des actions ou si le comportement des matériaux (fissuration du béton) implique une réduction des efforts dus à la température telle qu'ils deviennent faibles par rapport aux autres actions, il ne serait pas nécessaire d'effectuer un tel calcul.

Pour répondre à cette question, une étude détaillée du sujet doit être entreprise. Elle doit prendre en compte de manière réaliste tous les aspects complexes du problème, elle doit examiner les réponses des ouvrages à ces sollicitations, en se basant sur un modèle de structure représentatif du comportement réel. Elle doit enfin proposer des solutions simplifiées pour tenir compte des effets de la température.

## 1.2 BUTS

Les buts de ce travail peuvent être résumés de la manière suivante :

- préciser le rôle effectivement joué par la température et ses effets dans le dimensionnement des ouvrages d'art,
- fournir des règles pratiques et simples pour tenir compte de ces effets,
- identifier les types d'ouvrages les plus sensibles à l'égard de l'action de la température (section transversale, système statique, portée, mode de construction).

## 1.3 DEMARCHE ET LIMITE DE L'ETUDE

Pour déterminer les effets de la température dans les ponts, la démarche générale suivante est utilisée (fig.1):

- En se basant sur des mesures de température et de déformations effectuées sur certains ouvrages suisses, en particulier sur le viaduc des Vaux (pont mixte), les paramètres influant sur la température dans les ponts sont mis en évidence et un modèle numérique (EF) général est établi et calibré.
- Au moyen de ce modèle numérique, une analyse des effets de la température est faite pour différents types et différentes caractéristiques (dimensions, géométrie) d'ouvrage et pour des températures extrêmes mesurées en Suisse.
- Les réponses des ouvrages (contraintes, déformations) sont analysées afin de déterminer les types d'ouvrages sensibles à la température et de proposer des valeurs numériques maximales pour les gradients et les variations uniformes de température.
- Les résultats de l'étude sont comparés aux indications des normes et des propositions pour le dimensionnement sont formulées.

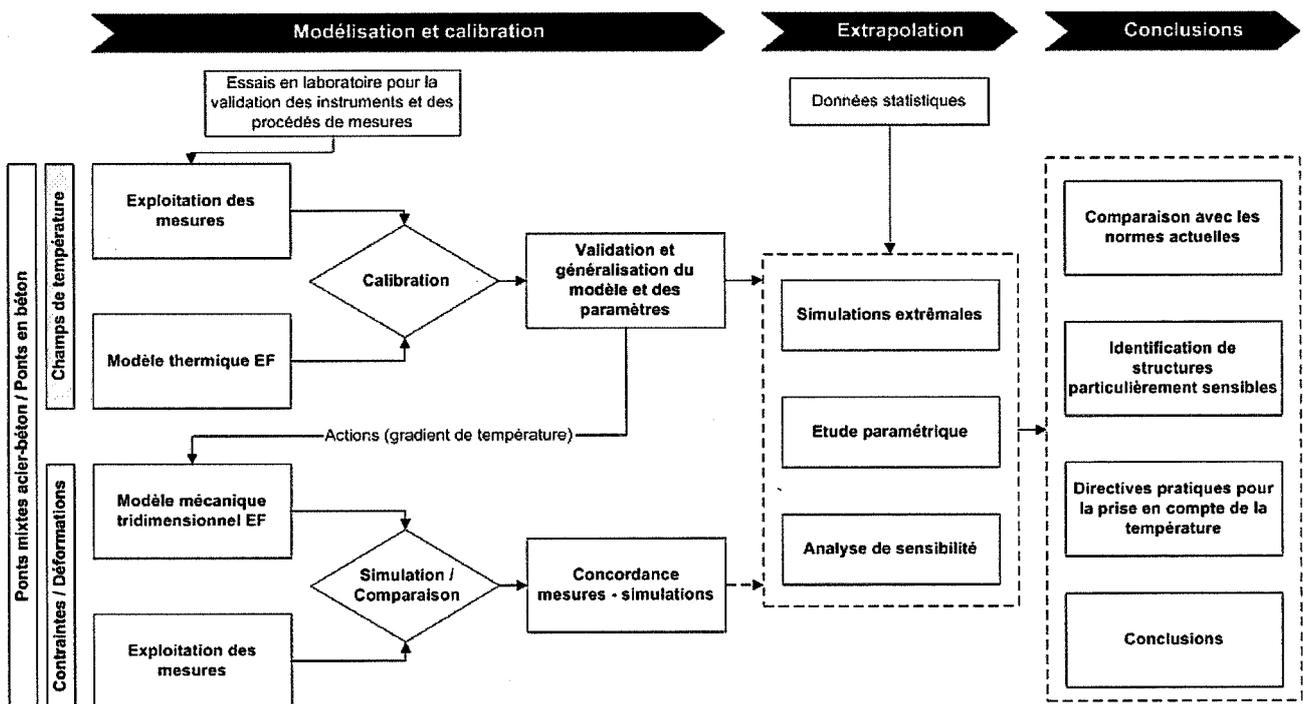


Figure 1 - Démarche suivie pour le projet.

Cette étude concerne d'abord les ponts mixtes acier-béton, cependant, les ponts en béton sont également abordés, mais de manière moins approfondie. Pour les ouvrages en béton, l'état de contraintes dû à la température n'est pas analysé, seuls les profils de température qui peuvent se développer pour différentes sections transversales d'ouvrages sont évalués et des propositions de valeurs numériques pour les gradients et les variations uniformes de température sont également faites.

## 1.4 CONTENU DU RAPPORT

Le *chapitre 2* présente un bref aperçu de la situation actuelle des connaissances sur la question des effets de la température sur les ouvrages d'art. Il donne quelques définitions généralement utilisées pour traiter des effets de la température sur les structures. Il présente des ordres de grandeur des déformations dues à la température. Il cite enfin quelques documents de référence sur le sujet et résume les principes retenus dans les normes actuelles sur les actions dues à la température.

Le *chapitre 3* résume un certain nombre de résultats de mesures de température effectuées sur des ouvrages ainsi que la description des ouvrages concernés. Ces mesures de température effectuées à différentes périodes de l'année serviront de base pour le calibrage du modèle de calcul.

Le *chapitre 4* présente les bases théoriques de la transmission de chaleur dans un corps ainsi que les variables associées aux lois de la transmission de la chaleur. Ces lois servent de base à la modélisation bidimensionnelle des sections utilisée notamment pour calibrer les variables intervenant dans le comportement thermique des ouvrages métalliques et en béton.

Le *chapitre 5* décrit la modélisation 3D utilisée pour calculer la réponse des ouvrages soumis aux variations de température. Il présente les bases de l'étude paramétrique concernant la température et les types d'ouvrages analysés.

Le *chapitre 6* présente les résultats de l'analyse paramétrique pour les ponts mixtes. Ces résultats concernent les variations maximales de température dans les ouvrages ainsi que les variations maximales de contraintes dans la dalle en béton et dans les poutres métalliques. L'influence de l'épaisseur de la dalle, de l'épaisseur du revêtement de la dalle et du rayonnement du sol sont en particulier analysés dans ce chapitre. Des gradients de température sont proposés comme résultats de l'étude paramétrique.

Le *chapitre 7* présente les résultats de l'analyse paramétrique pour les ponts en béton. Les résultats pour ces ouvrages concernent uniquement les variations de température. Des gradients de température sont également proposés comme résultat de cette étude.

Le *chapitre 8* aborde les variations de longueur des ouvrages dues aux variations uniformes de température. Cette analyse examine les variations de longueur journalière calculées lors de l'étude paramétrique et les variations de longueur maximales déduites des variations de températures maximales enregistrées ces dernières années en Suisse.

Le *chapitre 9* compare les résultats des chapitres 6 à 8 concernant les gradients de température et les variations uniformes de température au contenu des normes actuelles sur le sujet. Des propositions sur la pertinence et le type de calcul à effectuer en pratique sont formulées.

Le *chapitre 10* résume les résultats et les conclusions de l'étude.



## 2 ETAT DES CONNAISSANCES

### 2.1 EFFETS DE LA TEMPERATURE

#### 2.1.1 Définitions et paramètres

Les variations de température dans les ouvrages d'art sont principalement dues aux variations saisonnières et journalières de l'intensité du rayonnement solaire. Cependant, d'autres paramètres liés aux conditions environnementales ou à l'ouvrage lui-même jouent également un rôle important dans le comportement thermique des ouvrages. Les paramètres influençant la réponse thermique d'un pont, sont représentés à la figure 2, tirés de l'article « Gradients de température dans les ponts » de J.-P. Jaccoud [2].

Il s'agit de :

- l'intensité du rayonnement solaire qui dépend de la latitude et de la saison considérée,
- la température ambiante et sa variation journalière,
- la vitesse moyenne du vent,
- la nature et les propriétés des matériaux constituant le pont,
- les caractéristiques des surfaces, principalement la couleur et l'épaisseur du revêtement de la dalle,
- le type et la forme de la section transversale du pont.

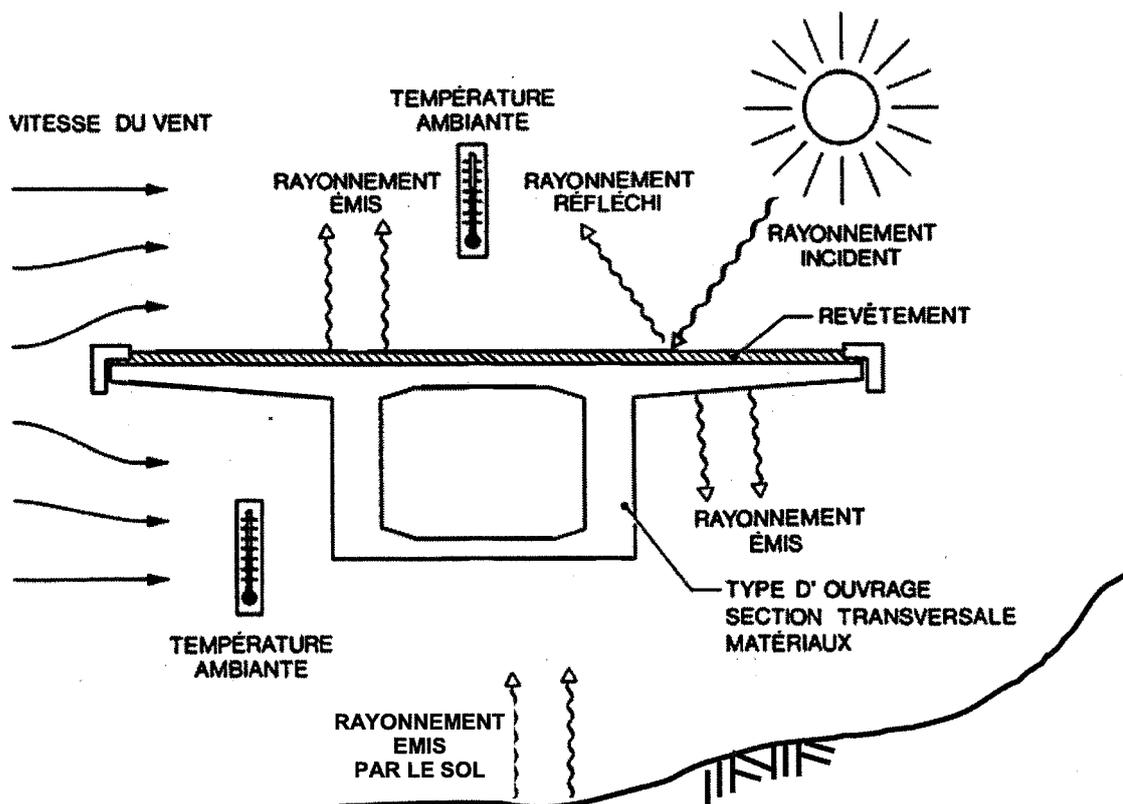
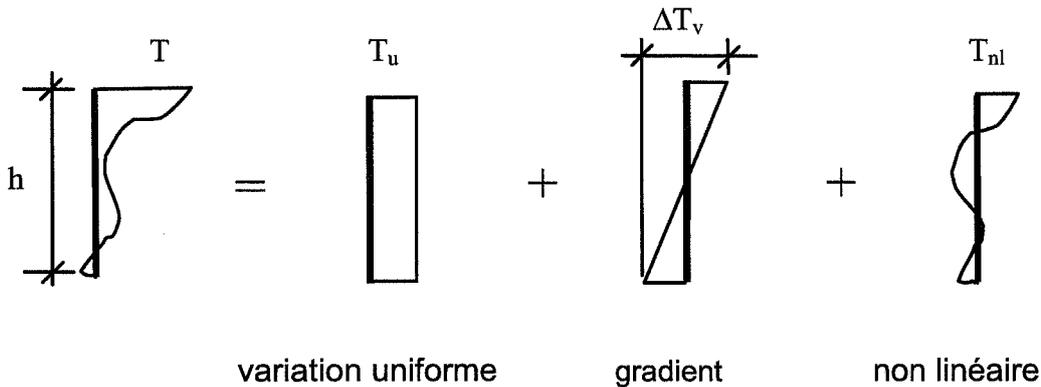


Figure 2 - Paramètres influençant la réponse thermique d'un ouvrage.

Tous ces paramètres influencent les variations de température dans le pont, non seulement au cours du temps, mais en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux. La distribution de la température dans une section transversale de pont est le plus souvent non linéaire et peut être décomposée en trois parties (fig. 3) :

- une variation uniforme de température  $T_u$ ,
- une variation linéaire sur la hauteur de la section ou gradient de température  $\Delta T_v$ ,
- une répartition non linéaire de température  $T_{nl}$ .



**Figure 3 - Les trois composantes d'une distribution de température.**

*Variation uniforme  $T_u$*  : La variation uniforme de la température provoque une contraction ou une dilatation du pont, mais pas de contrainte si le système est libre de se raccourcir ou de s'allonger. Cependant, des contraintes peuvent toutefois apparaître dans le cas des ponts courbes ou alors en raison du frottement sur les appuis, ou de la force de rappel des piles d'un pont flottant par exemple. La valeur de  $T_u$  peut être évaluée par la relation suivante :

$$T_u = \frac{\sum_i T_i E_i A_i}{\sum_i E_i A_i} \quad (1)$$

- $T_i$  : température mesurée sur une surface élémentaire  $A_i$   
 $A_i$  : surface élémentaire de la section ayant une température  $T_i$  constante  
 $E_i$  : module d'élasticité du matériau constituant  $A_i$

*Gradient  $\Delta T_v$*  : Le gradient linéaire de température sur la hauteur de la section provoque une courbure du pont sans contrainte si le système est isostatique, et avec contraintes de flexion et de cisaillement dues au moment hyperstatique  $M_{hyp}$ , si l'ouvrage est une poutre continue. La valeur de  $\Delta T_v$  peut être évaluée par la relation suivante :

$$\Delta T_v = h \frac{\sum_i T_i E_i A_i \bar{z}_i^2}{\sum_i E_i A_i \bar{z}_i^2} \quad (2)$$

- $h$  : hauteur de la section transversale  
 $\bar{z}_i$  : distance entre le centre de gravité de la section de hauteur  $h$  et le centre de la surface élémentaire  $A_i$

D'une manière générale, un gradient de température  $\Delta T_h$  dans la largeur de la section transversale de l'ouvrage peut aussi se développer.

*Répartition non linéaire  $T_{nl}$*  : La répartition non linéaire de température conduit à la formation de contraintes auto équilibrées dans la section transversale aussi bien pour une poutre isostatique que pour une poutre hyperstatique. La valeur des contraintes auto équilibrées peut être déterminée par la relation suivante :

$$\sigma_i = E_i \alpha_i \left( -T_i + T_u - \frac{\Delta T_v z_i}{h} \right) \quad (3)$$

$\alpha_i$  : coefficient de dilatation pour le matériau constituant  $A_i$

$z_i$  : distance entre le centre de gravité de la section de hauteur  $h$  et la position de la fibre dans laquelle est calculé  $\sigma_i$

La relation (3) représente une expression générale pour calculer les contraintes qui se développent dans une section transversale d'une poutre capable de s'allonger et de fléchir librement. Si la poutre ne peut pas s'allonger, ni fléchir, alors les 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> termes entre parenthèse n'interviennent pas et les contraintes se calculent de la manière suivante :

$$\sigma_i = E_i \alpha_i (-T_i) \quad (4)$$

Si les coefficients de dilatation thermique des différents matériaux constituant la section transversale de l'ouvrage ne sont pas égaux, des contraintes internes auto-équilibrées peuvent en plus solliciter la section.

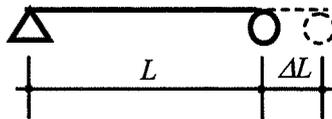
Du fait des nombreux facteurs qui interviennent pour définir le comportement thermique des ouvrages, les grandeurs des trois composantes du profil de température décrites ci-dessus dépendent de la forme de la section transversale et des matériaux qui la constituent. Par conséquent, les valeurs numériques pour ces composantes proposées dans les normes sont évidemment des approximations. Il faut donc être attentif au fait que si certains codes donnent, de par les détails fournis, une impression de maîtrise et de précision dans l'analyse du sujet, les valeurs proposées sont souvent éloignées de la réalité.

### 2.1.2 Ordres de grandeur

Afin d'estimer rapidement une variation de longueur ou une flèche, nous indiquons ci-dessous deux ordres de grandeur pour apprécier les effets des variations de température. Ils ont été calculés simplement avec les courbures entraînées par les dilatations différentes de la face supérieure et inférieure d'une poutre simple, avec le coefficient de dilatation du matériau  $\alpha$  admis à  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ .

- Pour une *variation uniforme* de température  $T_u$  : avec une portée  $L$  de 100 m et une variation de température de  $1^{\circ}\text{C}$ , on obtient un allongement de la poutre  $\Delta L$  de 1 mm.

$$\Delta L = \alpha T_u L$$

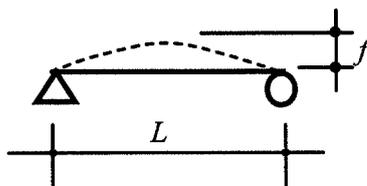


On considère en général que la variation de longueur d'un pont due à la variation uniforme de la température de l'ouvrage est de :

1 mm par 100 m et par degré Celsius.

- Pour le *gradient de température*  $\Delta T_v$  : avec une portée simple  $L$  de 40 m, une hauteur de la section  $h$  de 2 m, et un gradient de température de 1 °C, on obtient une flèche  $f$  à mi-portée de 1 mm vers le haut si la face supérieure est plus chaude que la face inférieure de la section de la poutre.

$$f = \alpha \Delta T_v \frac{L^2}{8h}$$



Autrement dit, la flèche peut-être estimée à (pour un élancement de 1/20) :

2,5 mm par 100 m de portée simple et par degré Celsius.

De plus, il est à noter que la flèche due à un gradient de température :

- est inversement proportionnelle à la hauteur de la section,
- varie avec le carré de la portée,
- est proportionnelle au gradient.

## 2.2 CONNAISSANCES ACTUELLES

La plupart des études concernant les effets de la température porte sur les ouvrages en béton, pour lesquels les effets de la fissuration sont plus sévères que pour les ponts mixtes. Dans les années 70, Emerson en Angleterre et Priestley en Nouvelle Zélande ont fourni un nombre considérable de mesures. En Suisse, dans le cadre des travaux pour les normes, Jaccoud a également mené des recherches détaillées au début des années 80.

Plus récemment, ce sont surtout les travaux relatifs à l'élaboration de la partie 2-5 de l'Eurocode 1 qui résume au mieux les connaissances actuelles.

Voici quelques documents de référence :

- [2] JACCOUD, J.-P. Gradients de température dans les ponts,
- [3] EMERSON, M. *The calculation of Temperatures in Bridges*,
- [4] PRIESTLEY, M. J. N. *Model Study of a Prestressed Concrete Box Girder Bridge under Thermal Loading*,
- [5] Beiblatt 1 zu DIN 1072,
- [6] EMANUEL, J. H., HULSEY, J. L. *Temperature distributions in composite bridges*,
- [7] LEBET, J.-P., BADOUX, J.-C. *Variations de température dans les ponts*,
- [8] MANGERIG, I. *Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Stahlverbundbrüchen*,
- [9] VAYAS, *Verbundkonstruktionen auf den Grundlage EC 4*,
- [10] *Background document*, EC1 part 2.5,

En ce qui concerne la normalisation, les normes les plus récentes concernant les données sur la température sont :

[11] l'Eurocode 1, part 2-5 pour l'Europe,

[12] la norme SIA 261 pour la Suisse.

D'autres normes nationales traitent ce sujet, notamment :

[13] la norme DIN 1072 pour l'Allemagne,

[14] la norme BS 5400 part 2 pour l'Angleterre.

Dans la normalisation de la température, il existe deux philosophies décelables dans les diverses normes ; celles qui proposent des profils de température détaillés et celles qui préconisent des profils de température globaux.

### ***Profils de température détaillés***

Des profils de température détaillés sont proposés en différenciant, en particulier :

- les matériaux constituant la section,
- les formes de sections transversales,
- les parties d'ouvrage,
- les dimensions,
- les différents types et épaisseurs de revêtement,
- la distance entre les poutres maîtresses,
- les zones géographiques.

Dans l'Eurocode 1, partie 2.5 [11], le chapitre 3 est consacré aux ponts. Il définit dans un premier temps les actions thermiques qui agissent sur le tablier en différenciant les ponts en béton et les ponts mixtes ou en acier. Les actions thermiques sont divisées en une variation uniforme de la température et un gradient de température. Ces données sont complétées par une description des différents types de sections considérés, et par une information sur la détermination des valeurs caractéristiques des actions thermiques au moyen d'analyses statistiques.

Pour les ponts en béton, les valeurs représentatives des actions thermiques sont obtenues en calculant d'abord des valeurs caractéristiques, puis en y affectant un coefficient de réduction qui est fonction de la période de retour envisagée (1 an, 2 semaines ou 6 jours). Ces valeurs représentatives dépendent du type de section et de la hauteur statique. Pour les ponts en acier ou les ponts mixtes, le principe est identique, à la différence près que la norme introduit encore trois variables supplémentaires : l'orientation du pont, le revêtement, et pour les ponts mixtes, le coefficient de dilatation thermique du béton.

Des tableaux sont proposés pour déterminer ces valeurs. Par exemple, pour un pont mixte, orienté nord-sud, avec un revêtement de 50 mm, un coefficient de dilatation thermique du béton de  $1.2 \cdot 10^{-5}$  1/K et une température plus élevée au-dessus qu'au-dessous de la dalle, la norme propose une distribution statistique pour le gradient linéaire de température avec une valeur moyenne de 9.65 K et un écart type de 2.18 K, ainsi qu'une valeur limite de la distribution de 18.0 K. Pour chaque changement d'un des paramètres, les valeurs préconisées sont différentes.

### **Profils de température globaux**

Des profils de température plus généraux sont proposés, comme en Suisse, en différenciant :

- les matériaux,
- les types de construction,
- les parties d'ouvrage,
- les dimensions.

La norme suisse SIA 261 [12] distingue le matériau pour la définition de la valeur caractéristique de la variation uniforme de température (béton armé, acier, construction mixte par exemple) et distingue le type de structure pour le gradient linéaire de température dans les ponts-routes (par exemple pont métallique, pont en béton avec  $h \leq 1\text{m}$  ou  $h \geq 3\text{m}$ , ou pont en construction mixte avec différenciation entre la dalle et les poutres métalliques). La norme fait également dans ce cas une différenciation entre face supérieure plus chaude ou moins chaude que le reste de la section.

Par exemple, pour un pont mixte en général, la norme SIA 261 préconise deux valeurs caractéristiques à prendre en compte lors du dimensionnement: une variation uniforme  $\Delta T_{1k} = \pm 25\text{ °C}$  et un gradient de  $+12\text{ °C}$  (ici dans le cas où la face supérieure est plus chaude) dans la dalle et de  $0\text{ °C}$  dans les poutres.

Ces deux philosophies mettent bien en évidence la difficulté de définir une charge de température valable de manière générale. Une étude plus complète est donc nécessaire afin de mieux préciser ces actions dues à la température et leurs effets dans la situation des ouvrages d'art situés en Suisse.

### 3 MESURES EFFECTUÉES SUR DES PONTS

#### 3.1 INTRODUCTION

Afin de déterminer les réponses aux actions de la température pour différents types d'ouvrages, des campagnes de mesures ont été effectuées sur plusieurs ponts mixtes et ponts en béton. Cependant, si un certain nombre d'ouvrages ont été instrumentés pour faire des mesures de température, ou pour mesurer des déformations, peu d'ouvrages disposent des deux types d'instrumentation. En particulier une instrumentation placée au même endroit, sur le pont et dans la section, avec des mesures effectuées durant les mêmes périodes fait souvent défaut et ne permet pas directement une comparaison entre la température mesurée dans un pont et ses effets sur les sollicitations de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, deux ouvrages en particulier ont servi de référence en raison des mesures disponibles. Le premier est un pont mixte, le viaduc des Vaux, qui dispose de la double instrumentation température - déformations. Une campagne de mesures a été menée par l'ICOM (EPFL) sur cet ouvrage ; elle comprend une série de mesures de températures en divers points de la section et dans différentes sections le long du pont, couplée avec des mesures de déformations aux mêmes endroits. Le second ouvrage est un pont en béton, le pont sur la Mentue, sur lequel uniquement des mesures de température ont été réalisées par l'IS-Béton (EPFL) et sont exploitables. Ces mesures sont mises en corrélation avec les données météorologiques provenant de la station de mesures de Payerne (VD).

#### 3.2 VIADUC DES VAUX

##### 3.2.1 Présentation de l'ouvrage

Le viaduc des Vaux (fig. 4) est un pont mixte situé sur l'autoroute A1 entre Payerne et Yverdon. Il est constitué de deux ponts parallèles, comportant une double courbure en plan, avec des portées de 56 m pour la partie bipoutre et des portées de 130 m pour la partie caisson.

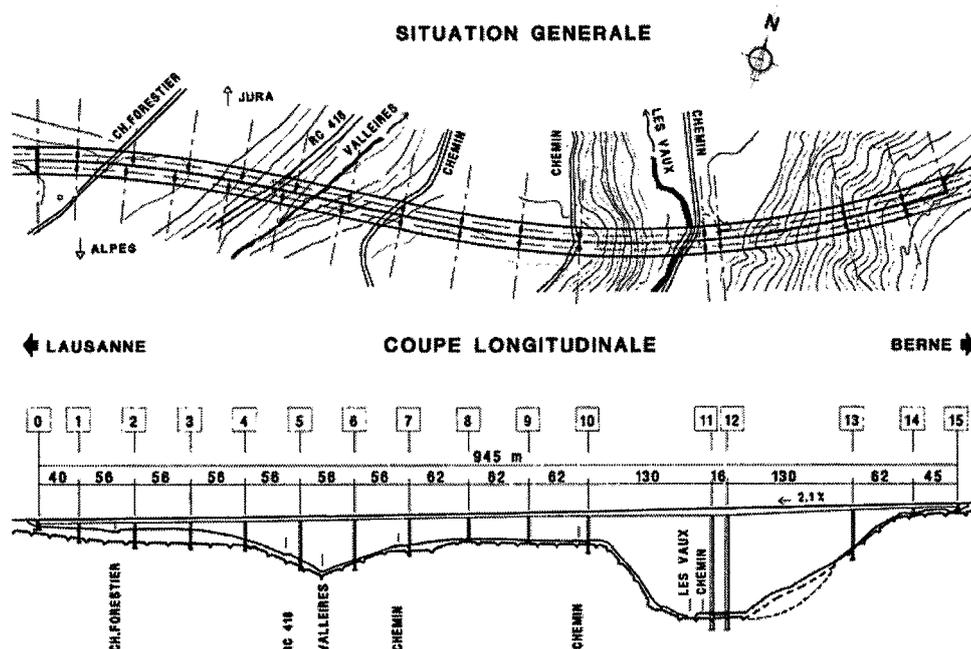


Figure 4 - Viaduc des Vaux, situation et coupe longitudinale.

La hauteur de la section de la partie bipoutre est de l'ordre 3.5 m et celle de la partie en caisson varie entre 3.5 m et 6.5 m (fig. 5).

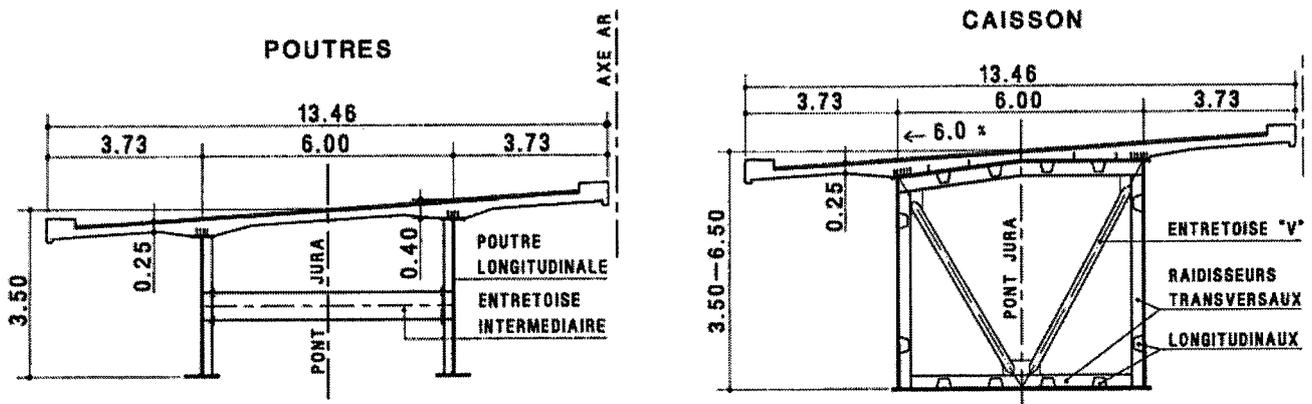


Figure 5 - Viaduc des Vaux, coupes transversales des sections bipoutre et caisson.

L'ouvrage est en acier patinable. Le système statique de l'ouvrage est un pont flottant avec des joints de dilatation au droit des deux culées. La zone du point de mouvement nul se situe à proximité de la pile 8. Les piles 5 à 13 sont équipées d'appuis fixes. Les autres piles et les culées sont équipées d'appuis mobiles.

Pour les portées de 130 m, la structure métallique a été mise en place par lancement à plus de 100 m au-dessus du sol. La dalle en béton a été coulée sur place avec un chariot de coffrage mobile et est précontrainte longitudinalement et transversalement avant la réalisation de la liaison acier-béton. La dalle est recouverte d'un revêtement bitumineux d'une épaisseur de 100 mm.

### 3.2.2 Instrumentation

Six sections du viaduc ont été instrumentées, S1 à S6. Toutes ces sections sont équipées de jauges et de thermocouples situés sur la partie métallique. Quatre sections (S1, S2, S5, S6) ont été instrumentées spécifiquement pour les mesures de la température et des ses effets lors du bétonnage avec des appareils de mesures situés dans la dalle (capteurs inductifs, thermocouples, fibres optiques et cordes vibrantes) et sur les poutres métalliques (jauges et thermocouples). Les sections S1 et S2 se trouvent dans la partie bipoutre, et les sections S5 et S6, dans la partie caisson. Les sections de mesures S1 et S6 représentent des sections situées à mi-travée. Les sections S2 et S5 représentent des sections près des appuis, elles se situent à 1.79 m (S2) et à 2.17 m (S6) des piles en direction de la culée Berne.

Le matériel utilisé pour la réalisation des mesures dans ces sections est résumé dans le tableau 1.

*Tableau 1 - Inventaire de l'instrumentation.*

	S1	S2	S5	S6
Jauges	12	12	30	30
Fibres optiques	6	6	6	6
Thermocouples sur l'acier (+1 pour la température ambiante)	9	7	8	10
Thermocouples dans la dalle	10	10	10	10
Cordes vibrantes	2	2	2	2
Capteurs inductifs	2	2	4	4

Les jauges d'extensométrie ont été réparties régulièrement dans la section. Elles sont collées sur la structure métallique des poutres pour déterminer ses déformations spécifiques. Les jauges des sections S1 et S2 sont collées sur les semelles. Aucune jauge n'a été placée dans l'âme. Les jauges des sections S5 et S6 sont toutes placées à l'intérieur du caisson sur les semelles et les âmes. Les jauges des semelles ont été réparties sur la largeur pour étudier la distribution des contraintes sur la largeur des semelles. Les jauges de l'âme ont été réparties sur la hauteur du caisson.

Les figures 6 et 7 présentent la répartition des jauges d'extensométrie pour respectivement une section bipoutre (S1) et une section en caisson (S5); tandis que les figures 8 et 9 montrent la disposition des thermocouples dans les mêmes sections.

Les thermocouples sont également répartis régulièrement sur les âmes et sur les semelles des poutres. Chaque section comprend 10 thermocouples dans la dalle. Cinq thermocouples sont répartis sur la hauteur de la dalle pour permettre d'étudier l'évolution de la température en fonction de la distance par rapport aux surfaces libres de la dalle. Les thermocouples des sections S1 et S2 ont été placés approximativement à mi-hauteur de la dalle en béton. Par contre, dans les sections S5 et S6, les thermocouples de la dalle ont été positionnés à côté des fibres optiques. Chacune des sections équipées de thermocouples comprend un thermocouple de référence permettant de mesurer la température ambiante, les cinq autres sont répartis dans la largeur.

Les mesures effectuées avec les autres appareils n'ont pas été exploitées dans le cadre de ce projet.

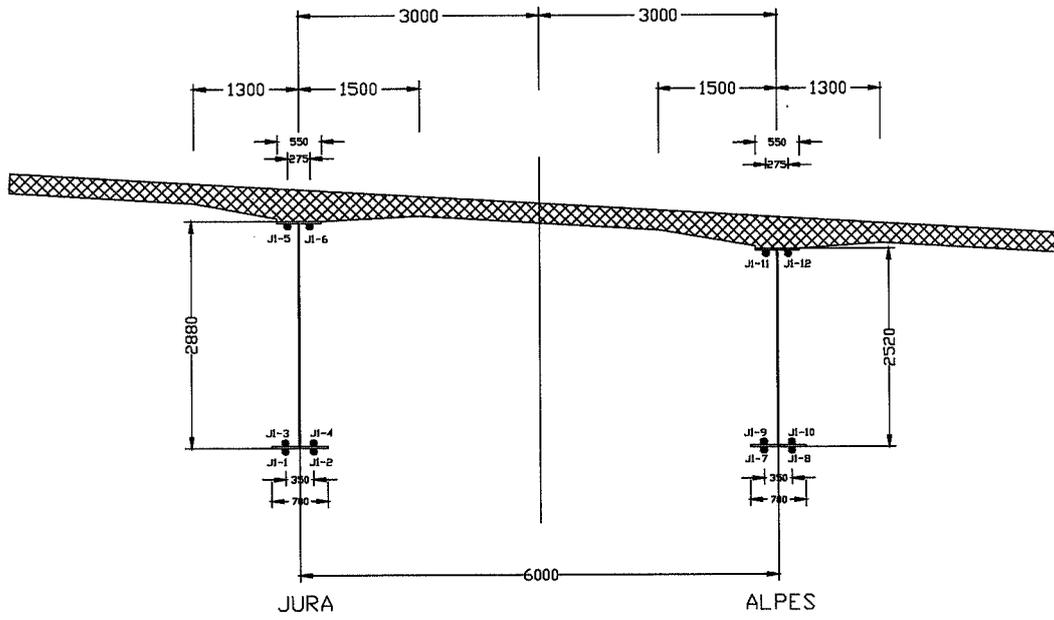


Figure 6 - Positions des jauges d'extensométrie dans la section S1.

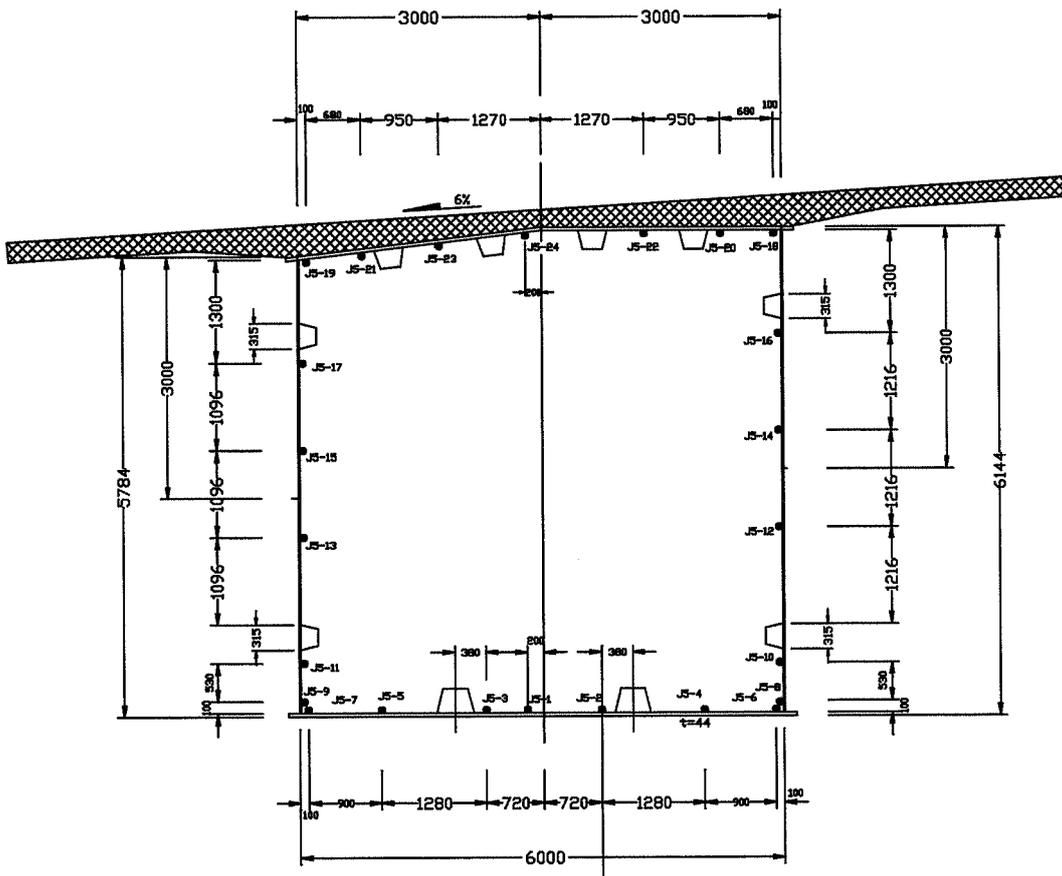


Figure 7 - Positions des jauges d'extensométrie dans la section S5.

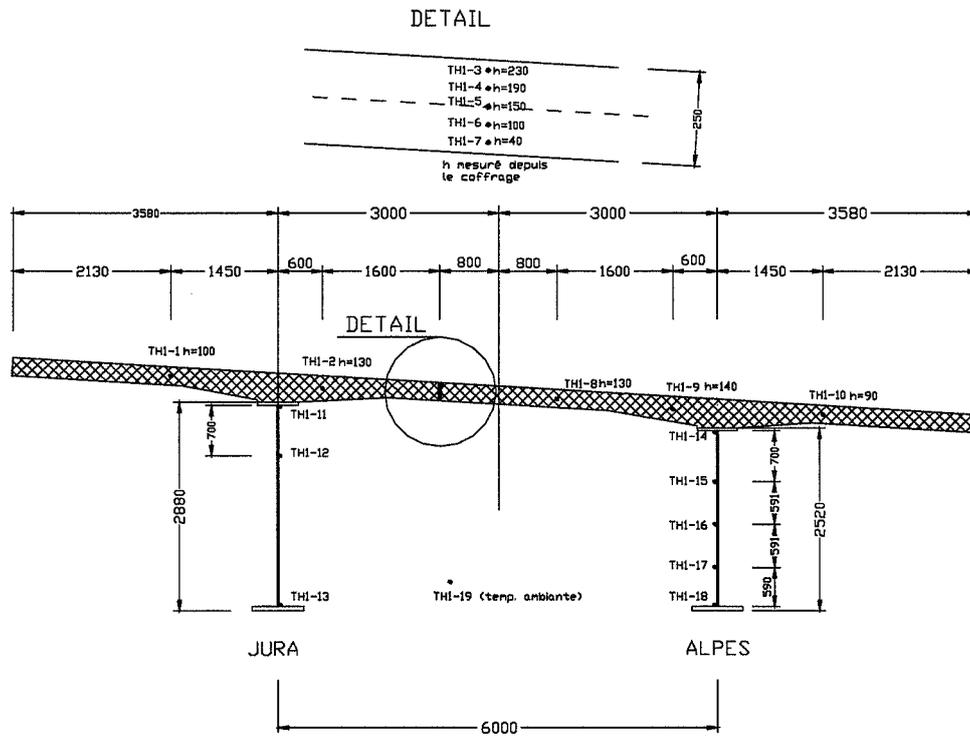


Figure 8 - Positions des thermocouples dans la section S1.

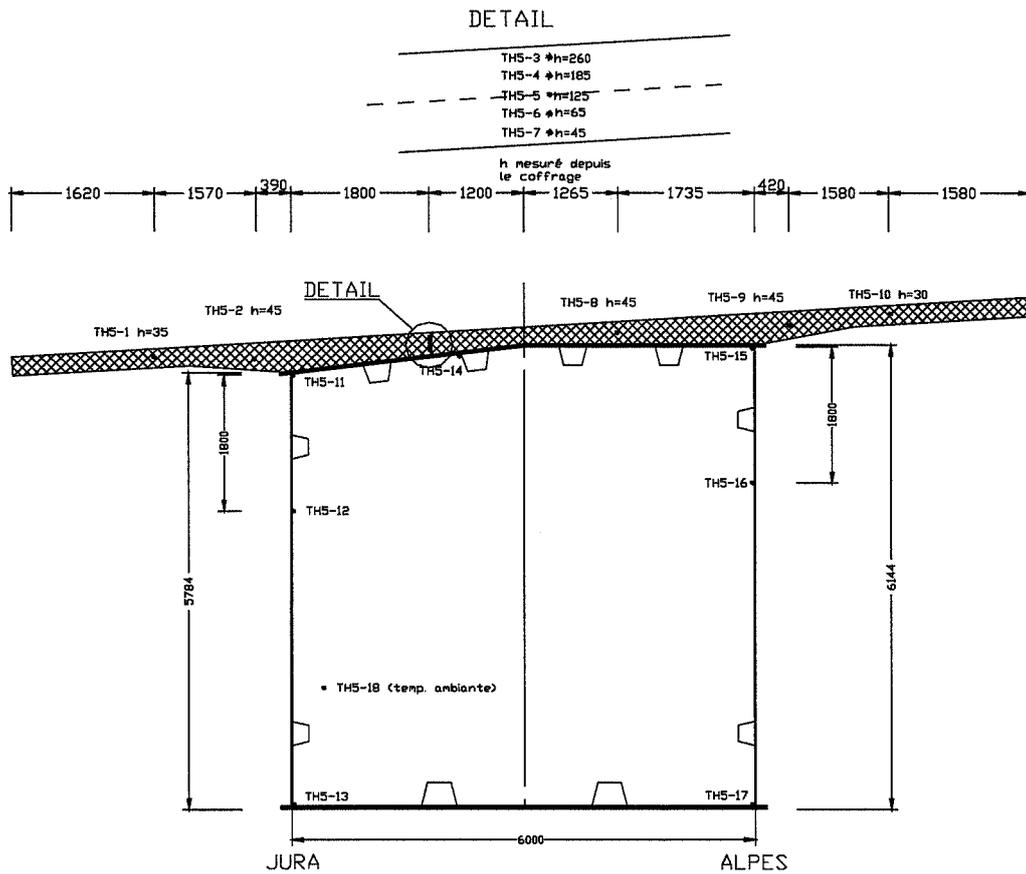


Figure 9 - Positions des thermocouples dans la section S5.

### 3.2.3 Observations

#### 3.2.3.1 Périodes de mesures

Les périodes de mesures sont résumées dans le tableau 2, pour les thermocouples et les jauges d'extensiométrie.

*Tableau 2 - Périodes de mesure.*

Sections	Thermocouples		Jauges d'extensiométrie	
S1 et S2	du 20/05/98	au 27/05/98	du 20/05/98	au 27/05/98
	du 03/09/98	au 10/09/98	du 03/09/98	au 10/09/98
	du 01/12/98	au 07/12/98		
S2	du 29/04/99	au 04/05/99	du 29/04/99	au 04/05/99
	du 19/1/00	au 31/01/00	du 19/01/00	au 31/01/00*
S5	du 08/12/98	au 13/12/98	du 08/12/98	au 13/12/98
et S6	du 20/12/99	au 26/12/99		
	du 06/05/99	au 12/05/99	du 06/05/99	au 12/05/99

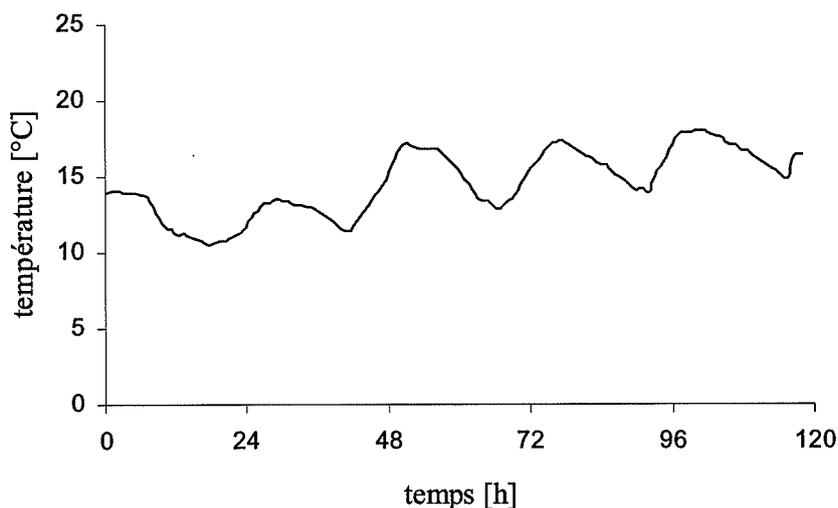
\* pour S1 seulement

Les mesures ont été effectuées d'abord dans le but de contrôler le comportement de l'ouvrage durant le montage et notamment la mise en place de la dalle en béton. La dalle au-dessus des sections S1 et S2 a été coulée puis mise en précontrainte en février et mars 98 et celle des sections S5 et S6 en septembre et octobre 98. Les mesures faites dans ces intervalles sont donc fortement influencées par le comportement au jeune âge du béton (chaleur d'hydratation, retrait, mise en précontrainte,...), c'est pourquoi les mesures effectuées avant 1999 pour les sections S5 et S6 n'ont pas été exploitées pour ce projet qui se limite à étudier les effets des variations de température dues à l'ensoleillement, et non pas les phénomènes internes tels que la chaleur d'hydratation du béton.

Concernant l'utilisation des mesures pour la modélisation et la calibration du modèle, les mesures n'ont pas été réalisées simultanément dans les sections S1 et S2, et S5 et S6, ce qui rend délicate la calibration du modèle. En outre, les mesures ont été réalisées sur des périodes de courte durée (max. 6 jours), ce qui ne permet pas une validation du modèle sur la totalité de la période, mais uniquement sur les derniers jours, compte tenu de l'influence de l'état de température de l'ouvrage au début de la période de mesure.

### 3.2.3.2 Mise en évidence du phénomène quotidien

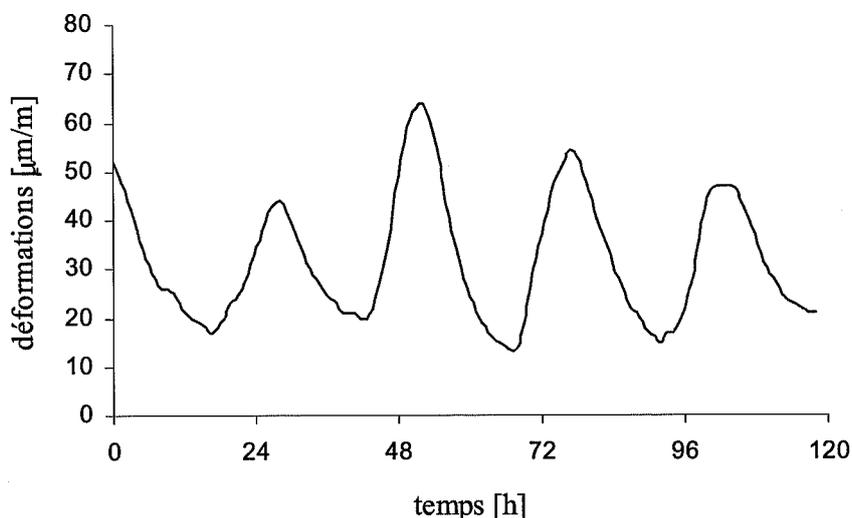
Les mesures effectuées sur le viaduc des Vaux ont permis de mettre en évidence l'influence des cycles journaliers de température et d'ensoleillement sur le comportement thermique de l'ouvrage. Le graphique de la figure 10 représente un exemple de mesures, soit les variations de température dans la section S1, située dans la partie bipoutre du viaduc, en mai 99. En l'occurrence, la mesure concerne le thermocouple qui se situe juste sous l'aile supérieure d'un des deux profilés (fig. 8).



**Figure 10** - Mesures de température dans la poutre métallique, section S1, thermocouple TH1-11, mai 99.

La variation maximale journalière de température mesurée vaut environ 7 °C. En été, et plus particulièrement au mois d'août, puisque des mesures ont également été réalisées durant cette période, les variations journalières peuvent dépasser les 15 °C.

Pour la même période, le graphique de la figure 11 met en évidence, pour une des poutres métalliques, le caractère quotidien des effets de la température sur les sollicitations de l'ouvrage, à travers des mesures de déformations. La jauge d'extensométrie considérée se situe au même endroit que le thermocouple précédent.

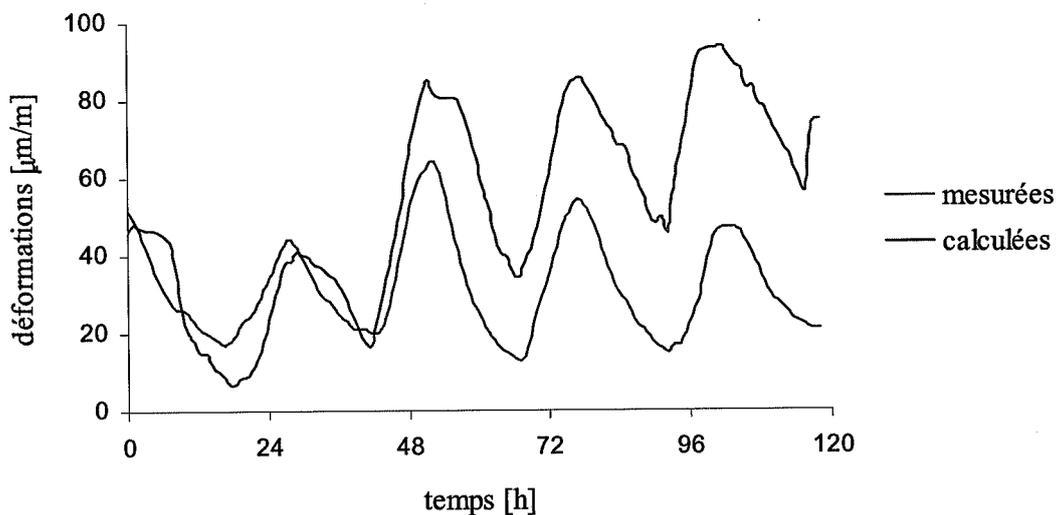


**Figure 11** - Déformations spécifiques mesurées dans la poutre métallique, section S1, jauge J1-5, mai 99.

La déformation spécifique quotidienne peut valoir jusqu'à  $50 \mu\text{m}/\text{m}$ , ce qui correspond à une variation de contrainte d'environ  $10 \text{ N}/\text{mm}^2$ .

### 3.2.3.3 Comparaison des mesures de température et de déformations

A partir des mesures de température, des déformations correspondant à un allongement libre au point de mesure considéré peuvent être calculées. C'est-à-dire que les contraintes hyperstatiques et auto-équilibrées ne sont pas prises en compte. Si les mesures de déformation et les variations de longueur isostatiques calculées au même endroit et au même moment dans la section sont mises en parallèle, on constate une certaine corrélation (fig. 12).



*Figure 12 - Comparaison entre déformations mesurée et calculées d'après les mesures de température, tandem thermocouple TH1-11 et jauge J1-5, section 1.*

Les variations journalières de température et d'ensoleillement sont très importantes dans l'étude du comportement thermique des ouvrages, puisque ce sont celles qui provoquent des changements de température relativement rapides, accompagnés de déformations et de contraintes dans la section lorsque les déformations sont empêchées. Les changements saisonniers de température s'effectuant à plus long terme, leur influence est moins importante sur l'état de contraintes de la section puisqu'ils sont absorbés par les dilatations de l'ouvrage.

**3.2.3.4 Distribution de la température dans la section**

Au paragraphe précédent, la variation de température en un point de la section dans le temps a été mise en évidence. Or, la température n'est généralement pas uniforme, mais varie également à l'intérieur de la section. Cette variation de température se manifeste sous forme de profils de températures tels que ceux présentés à la figure 14 pour la dalle et à la figure 15 pour une poutre métallique, qui se rapportent à une période de 26 heures, du 29 avril 1999 à 14h35 au 30 avril 1999 à 16h20. La figure 13 représente la variation de la température ambiante pour la même période (en rose) et pour les jours suivants (en bleu).

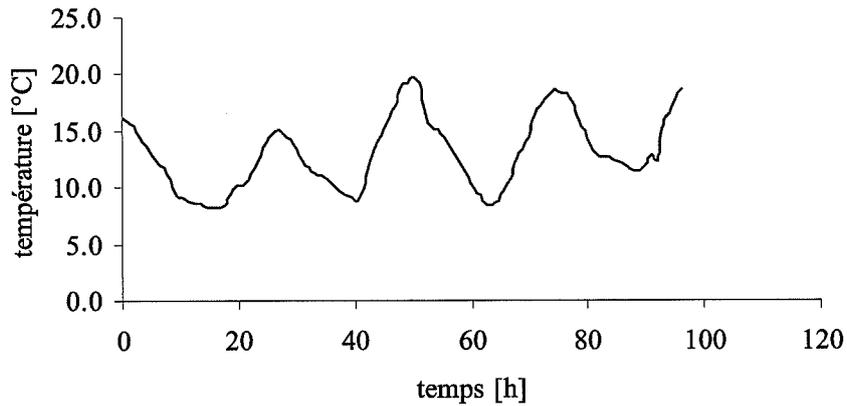


Figure 13 - Variation de la température ambiante, 29.04-03.05.99.

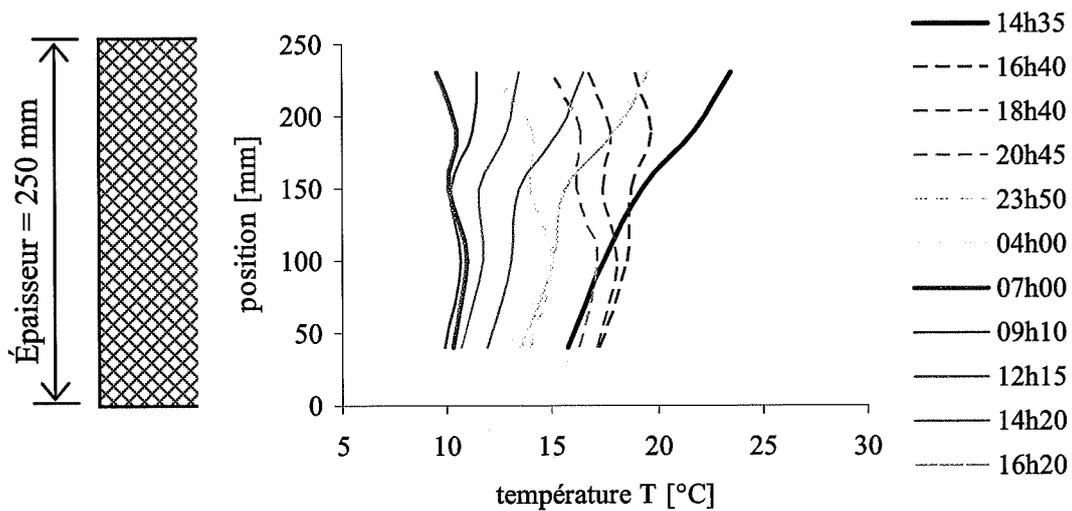


Figure 14 - Evolution du profil de température sur 24 heures dans la dalle, section S1, 29-30.04.99.

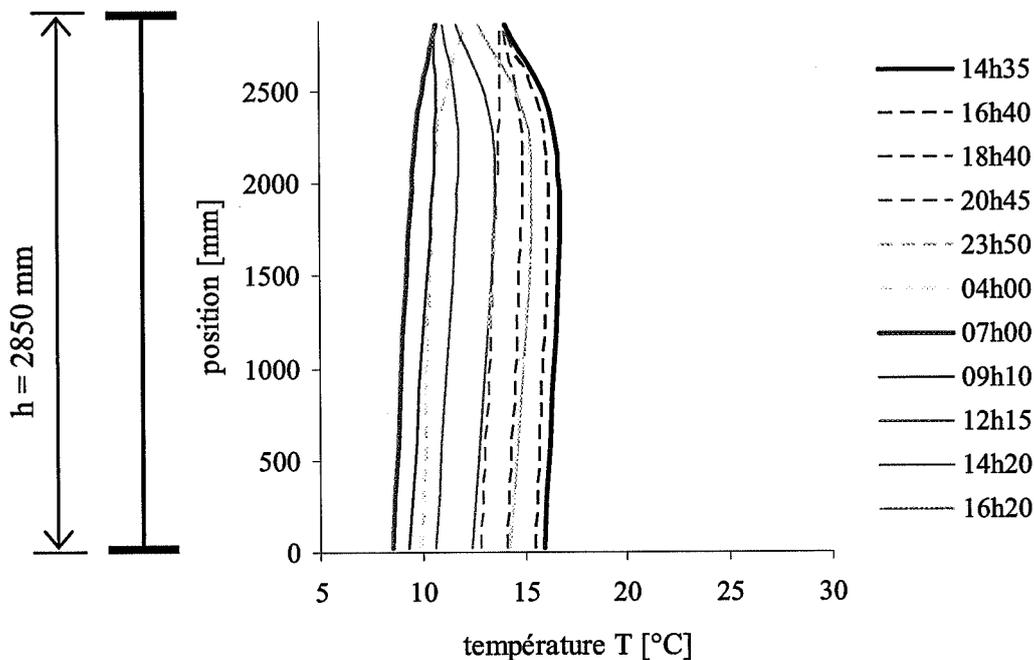


Figure 15 - Evolution du profil de température sur 24 heures dans la poutre, section S1, 29-30.04.99.

Les thermocouples dans la dalle sont disposés au milieu de la dalle, soit à mi-distance des deux poutres maîtresses, à 20, 60, 100, 150 et 210 mm à partir de la face supérieure. L'épaisseur de la dalle entre les poutres métalliques est de 250 mm ; la dalle est par ailleurs recouverte d'un revêtement bitumineux d'une épaisseur de 100 mm. Durant les 24 heures, on constate que la dalle est davantage influencée par les effets à court terme de la température que la poutre métallique. La variation de température à la face supérieure atteint quasiment 15 °C alors qu'elle n'est que de 7 °C environ à la face inférieure, tandis que la poutre métallique ne varie que de 7 °C de manière pratiquement uniforme ici. La raison en est que la dalle subit le rayonnement direct du soleil sur sa face supérieure, tandis que la partie métallique est protégée. Comme la dalle possède une inertie thermique relativement importante, la chaleur est transmise de manière atténuée à l'aile supérieure des poutres métalliques. Ceci permet de mettre en évidence le rôle prépondérant de la dalle qui gouverne les phases de refroidissement et de réchauffement de l'ouvrage.

Le profil de température sur la hauteur totale de la section est par conséquent non uniforme la plupart du temps, et même fortement non linéaire, puisque le réchauffement de la face supérieure de la dalle engendre un gradient très important dans celle-ci, tandis que le gradient est beaucoup moins accentué dans la partie métallique. Ces gradients différents entre la dalle et la poutre métallique provoquent des moments de flexion différents entre les deux matériaux et par conséquent des contraintes auto-équilibrées du fait que la compatibilité des déformations entre les deux matériaux liés doit être garantie.

La différence de température observée dans ce cas entre la face supérieure de la dalle et la semelle inférieure des poutres est d'environ 9 °C au milieu de la journée, alors que la température est quasiment uniforme pendant la nuit sur toute la section.

Horizontalement, dans la dalle, les mesures ont montré que la variation de température au milieu de la dalle varie pratiquement de manière uniforme, quelle que soit la période de mesures. Les différences maximales mesurées dans le plan horizontal de la dalle entre deux points de mesure ne dépassent pas 2 °C.

### 3.2.3.5 Températures moyennes et extrêmes mesurées

Dans cette section, quelques-uns des résultats du dépouillement des mesures de température au Viaduc des Vaux sont présentés.

Ces résultats sont contenus dans les tableaux 3 à 6 sous forme de statistiques de température de chacune des sections transversales décrites au point 3.2.2. Pour l'ensemble de la section, pour la dalle et pour la partie métallique, les valeurs suivantes ont été calculées :

- moyenne de la température de la section considérée (moyenne des thermocouples)  $T_{moy}$ ,
- température maximale  $T_{max}$ ,
- température minimale  $T_{min}$ ,
- différence de température à un moment donné  $\Delta T = T_{max} - T_{min}$ .

Notes :

- la différence de température  $\Delta T$  n'est pas toujours la différence entre les faces supérieure et inférieure car  $T_{max}$  ou  $T_{min}$  ne sont pas toujours mesurés aux fibres extrêmes (fig. 15),
- les mesures de température dans la dalle sont effectuées au milieu de la section transversale, c'est-à-dire sur une épaisseur de 250 mm et non au droit des poutres métalliques.

Certaines données sont manquantes pour telle ou telle section, car pour les sections S5 et S6, l'ouvrage n'était pas encore achevé au moment des mesures prises au mois de septembre 1998. Quand à la campagne de mesure réalisée en août 2000, elle n'a été menée que sur les sections S1 et S5, les deux autres se situant suffisamment près pour supposer que les températures y étaient comparables.

**Tableau 3 - Statistiques des mesures de température dans la section S1.**

Température [°C]	sept. 98	déc. 98	mai 99	août 00
$T_{moy}$	12.5 à 26	-3 à 1	10 à 22.5	15.5 à 29
$T_{max}$	31.5	10.5	29.5	33
$T_{min}$	11	-5.5	8	11.5
$T_{moy,dalle}$	12.5 à 27	-2 à 1	10.5 à 24.5	16.5 à 30
$T_{moy,poutre}$	12 à 25.5	-4 à 2	9.5 à 19	13.5 à 29.5
$T_{max,dalle}$	31.5	10.5	29.5	33
$T_{max,poutre}$	26	10.0	23.5	31.5
$T_{min,dalle}$	11	-5.5	9.5	16
$T_{min,poutre}$	11.5	-5.0	8	11.5
$\Delta T_{max,dalle}$	12.5	5	11.5	6
$\Delta T_{max,poutre}$	5.5	5	4.5	5

Tableau 4 - Statistiques des mesures de température dans la section S2.

Température [°C]	sept. 98	déc. 98	mai 99	août 00
T <sub>moy</sub>	12 à 24	-4 à 1.5	10 à 22	-
T <sub>max</sub>	29	10	27.5	-
T <sub>min</sub>	9.5	-7.0	8	-
T <sub>moy,dalle</sub>	12 à 25	-3 à 1	10.5 à 23.5	-
T <sub>moy,poutre</sub>	11.5 à 23	-5 à 1.5	9 à 20	-
T <sub>max,dalle</sub>	29	10.5	27.5	-
T <sub>max,poutre</sub>	24	9.5	22	-
T <sub>min,dalle</sub>	10.5	-7.0	10	-
T <sub>min,poutre</sub>	9.5	-6.5	8	-
ΔT <sub>max,dalle</sub>	11	7	8.5	-
ΔT <sub>max,poutre</sub>	3	7	3.5	-

Tableau 5 - Statistiques des mesures de température dans la section S5.

Température [°C]	sept. 98	déc. 98	mai 99	août 00
T <sub>moy</sub>	-	-4 à 9	12 à 23.5	21.6 à 30.3
T <sub>max</sub>	-	14	28.5	34.2
T <sub>min</sub>	-	-7.5	10	17.6
T <sub>moy,dalle</sub>	-	-4 à 8.5	12.5 à 24	22.1 à 30.9
T <sub>moy,poutre</sub>	-	-4 à 11	12 à 22.5	20 à 30.1
T <sub>max,dalle</sub>	-	10	28.5	34.2
T <sub>max,poutre</sub>	-	14	25	32.7
T <sub>min,dalle</sub>	-	-7.5	10.5	19.8
T <sub>min,poutre</sub>	-	-4.5	10	17.6
ΔT <sub>max,dalle</sub>	-	5	6	5
ΔT <sub>max,poutre</sub>	-	9	11	5

Tableau 6 - Statistiques des mesures de température dans la section S6.

Température [°C]	sept. 98	déc. 98	mai 99	août 00
T <sub>moy</sub>	-	-4 à 9	12 à 23	-
T <sub>max</sub>	-	14	30	-
T <sub>min</sub>	-	-5.5	9.5	-
T <sub>moy,dalle</sub>	-	-4 à 7.5	12.5 à 23.5	-
T <sub>moy,poutre</sub>	-	-3.5 à 11	11 à 23.5	-
T <sub>max,dalle</sub>	-	9.5	26	-
T <sub>max,poutre</sub>	-	14	30	-
T <sub>min,dalle</sub>	-	-5.5	10.5	-
T <sub>min,poutre</sub>	-	-5	10	-
$\Delta T_{\text{max,dalle}}$	-	6	7	-
$\Delta T_{\text{max,poutre}}$	-	8.5	12.5	-

Les commentaires suivants peuvent être faits sur ces mesures :

- Durant les périodes chaudes, soit en mai et août, la température moyenne de la dalle est en général un peu plus élevée que la température moyenne de la section entière ou des poutres maîtresses en acier. En revanche, au mois de décembre, la température moyenne de la dalle est la même, voire légèrement inférieure au reste de la section.
- Les températures maximales relevées dans la dalle en été sont plus élevées que dans la partie métallique, de même qu'en mai et en septembre ; tandis qu'en hiver, ces maxima sont à peu près équivalents dans les différents matériaux, voire inférieurs dans la dalle. Pour les températures minimales en décembre, la dalle atteint des valeurs en général plus basses que le reste de la section.
- Par ailleurs, la différence des températures moyennes entre le béton et le métal ne dépasse pas 10 °C.
- Les gradients de température les plus grands sont mesurés dans la dalle pour les sections bipoutres S1 et S2. Ils sont cependant souvent plus grands dans les poutres métalliques pour les sections en caisson S5 et S6, en mai notamment, du fait de la grande hauteur de la section qui peut être directement ensoleillée à certains moments de la journée.
- Concernant les gradients de température les plus importants dans la dalle, ils sont plus grands aux mois de mai et septembre, car les différences de température entre le jour et la nuit sont les plus marquées et le rayonnement solaire est également important.

Bien entendu, les mesures effectuées ne doivent pas être considérées comme des extrema absolus; mais elles serviront par la suite à justifier et à étalonner le modèle numérique qui sera utilisé pour l'étude paramétrique.

### 3.3 PONT SUR LA MENTUE

#### 3.3.1 Présentation de l'ouvrage

Le pont sur la Mentue (fig. 16) est un pont en béton situé, comme le viaduc des Vaux, sur l'autoroute A1 entre Payerne et Yverdon. Il est également constitué de deux ponts parallèles, avec des portées allant de 70 m pour la travée de rive côté Berne, à 145 m pour la travée centrale.

La section transversale de l'ouvrage est en caisson, avec une dalle supérieure de 13 m de large et une hauteur statique variant de 3,40 m à mi-travée, à 7,20 m sur appui au droit des piles centrales (fig. 17).

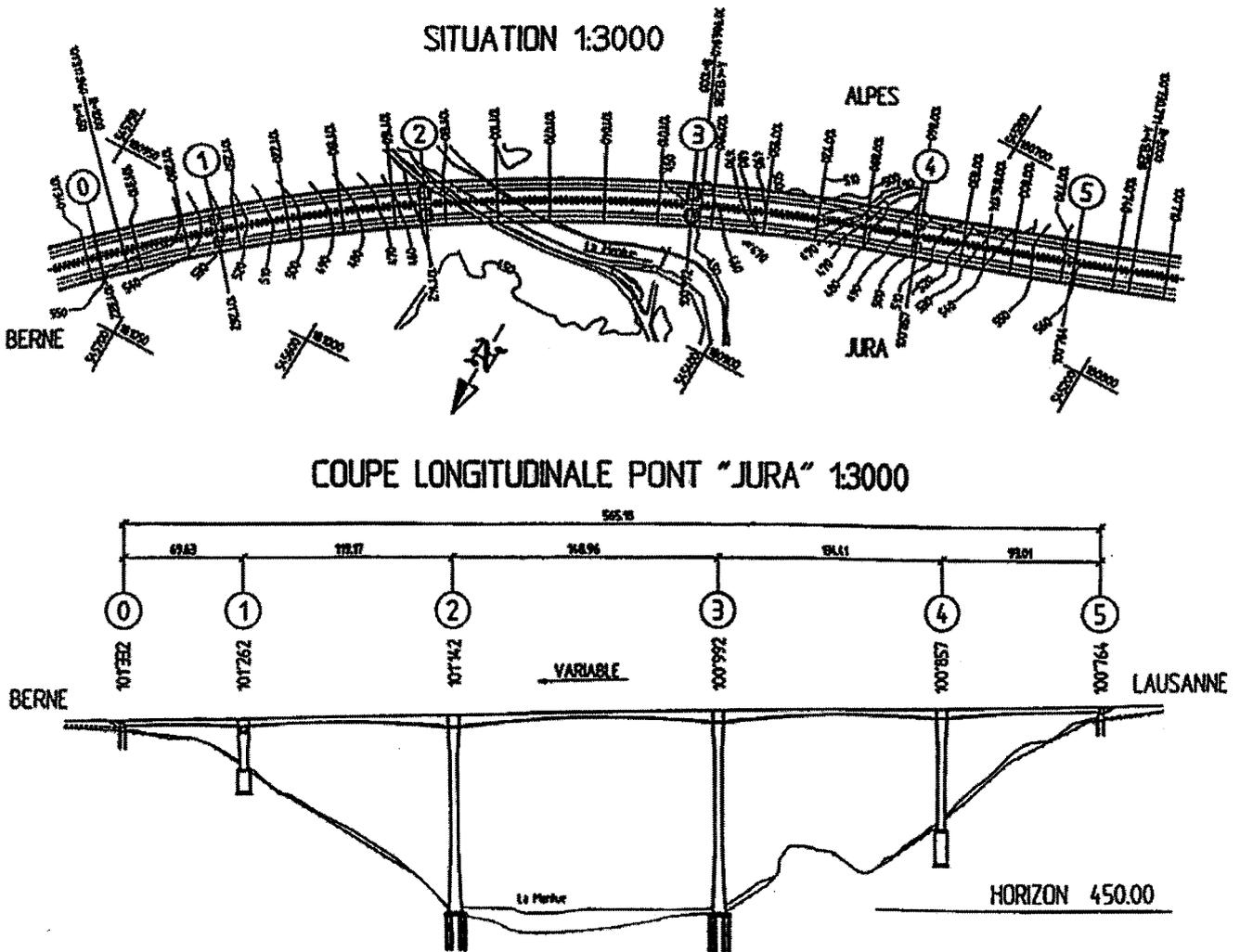


Figure 16 - Pont sur la Mentue, situation et coupe longitudinale.

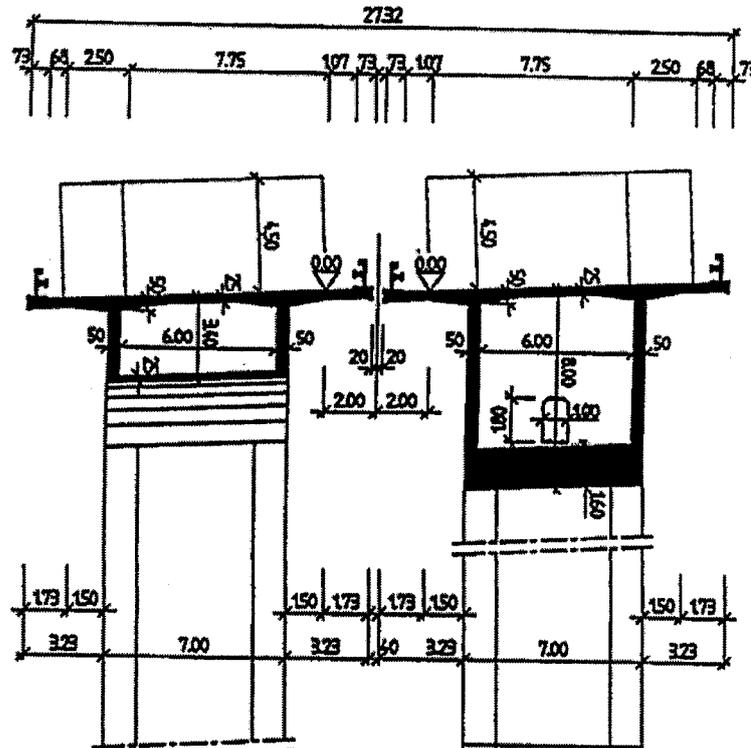


Figure 17 - Pont sur la Mentue, coupes transversales à mi-travée et sur appui.

### 3.3.2 Instrumentation

Le Pont sur la Mentue est équipé d'une série de thermocouples pour mesurer les températures à l'intérieur de la section, ainsi que la température ambiante. En revanche, il ne dispose pas d'instrumentation exploitable pour la mesure des déformations. Pour cette raison, seule une observation thermique du comportement de cet ouvrage a été effectuée. La disposition des instruments de mesure est représentée aux figures 18 et 19, respectivement pour la section A sur appui et la section B à mi-travée.

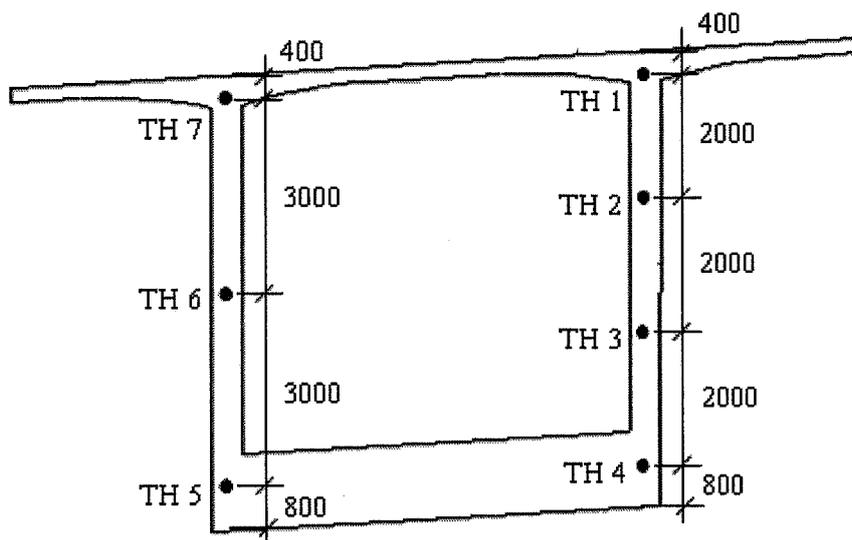


Figure 18 - Position des thermocouples dans la section A.

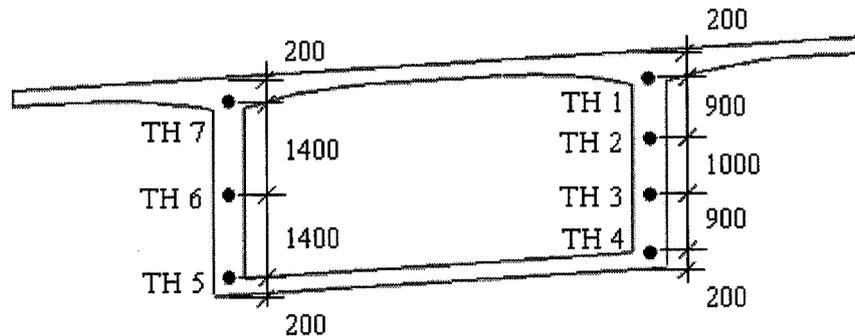


Figure 19 - Position des thermocouples dans la section B.

### 3.3.3 Observations

#### 3.3.3.1 Périodes de mesures

La période de mesures examinée pour le pont sur la Mentue a été choisie au mois de mai 99. Cette période correspond à la période pour laquelle on dispose également de mesures de température et de déformations sur le viaduc des Vaux. Ce choix permettra d'effectuer des comparaisons valables entre les observations faites sur les deux ouvrages.

#### 3.3.3.2 Mise en évidence du phénomène quotidien

Les mesures effectuées sur le pont sur la Mentue montrent que les cycles journaliers de température ont une influence beaucoup moins importante sur la température de l'ouvrage que pour le cas du viaduc des Vaux. Pour une même période de mesure, en mai 99, les variations de température mesurées à l'aide de thermocouples dans le pont sur la Mentue sont 2 à 3 fois moins marquées que pour le viaduc des Vaux. Cette constatation est faite par exemple en faisant références aux thermocouples situés juste en dessous de la dalle, sur la semelle supérieure pour la section mixte et en haut de l'âme du caisson pour la section en béton. Cette variation plus faible est due à la plus grande inertie thermique du béton par rapport au métal et à l'épaisseur plus importante des éléments constituant la section. Le graphique de la figure 20 représente les variations de température dans la section A située sur appui mesurée avec le thermocouple placé juste sous la dalle, dans l'une des âmes du caisson (fig. 18).

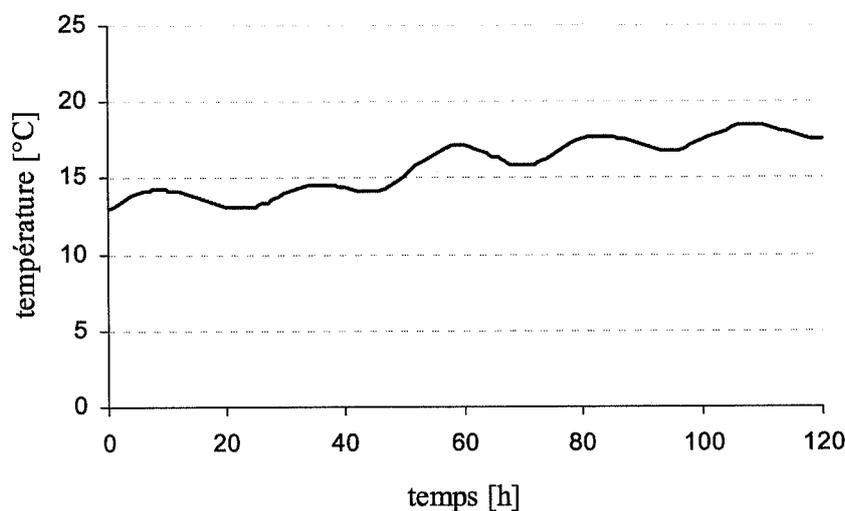
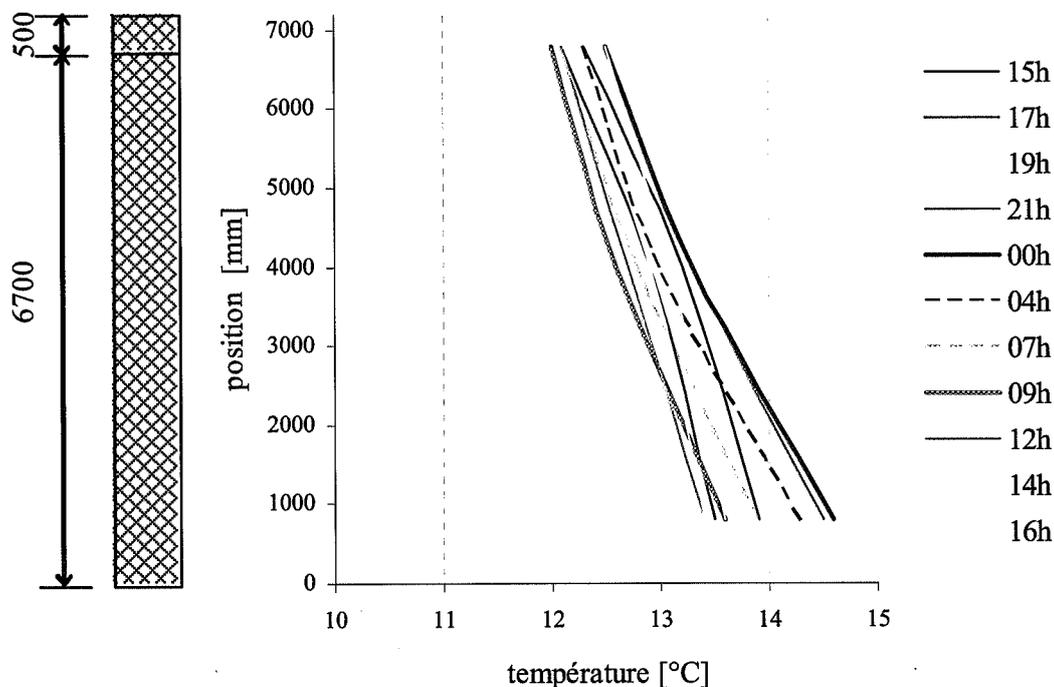


Figure 20 - Mesures de température sous la dalle dans la section A, thermocouple TH 1, mai 99.

La variation maximale journalière vaut ici environ 3 °C alors qu'elle est de 7 °C à un emplacement similaire du thermocouple pour le viaduc des Vaux (fig. 10). Donc pour la même période, les variations de température induites dans la structure en béton par les changements de conditions atmosphériques environnantes sont atténuées par rapport à la section mixte. Ceci permet déjà de constater que les structures en béton sont beaucoup moins sensibles aux effets de température journaliers que les structures en acier ou les structures mixtes pour ce qui concerne la partie inférieure de la section, c'est-à-dire les âmes et semelles inférieures. En revanche, en ce qui concerne la dalle, le comportement entre les deux ouvrages est très proche puisque celle-ci est très similaire pour les ponts mixtes et les ponts en béton.

### 3.3.3.3 Distribution de la température dans la section

En ce qui concerne la répartition de la température dans la section de béton, là encore les effets sont atténués par rapport à une section mixte telle que le viaduc des Vaux. La répartition des thermocouples dans la section ne permet malheureusement pas de déterminer l'évolution de la température à l'intérieur de la dalle. La figure 21 montre le profil obtenu pour la même période que le viaduc des Vaux sur la hauteur du caisson:



*Figure 21 - évolution du profil de température sur 24 heures dans la section A, 29-30.04.99.*

Dans le cas du Pont sur la Mentue, la variation de température entre le jour et la nuit, soit entre minuit et midi, est de seulement 0,5 °C dans la partie supérieure du caisson et de 1,2 °C dans la partie inférieure. La différence de température entre la face supérieure de la section en caisson et la face inférieure est d'environ 2°C. Le gradient est donc beaucoup moins prononcé que dans une section mixte ou métallique (fig. 15).

### 3.3.3.4 Températures moyennes et extrêmes mesurées

Comme pour le viaduc des Vaux, voici quelques-uns des résultats du dépouillement des mesures de température dans le pont sur la Mentue, résumés au tableau 7.

La section A correspond à une section sur appui, tandis que la section B se situe à mi-travée (fig. 17). Les valeurs présentées ici se réfèrent au mois de mai 1999.

*Tableau 7 - Statistiques des mesures de température dans le pont sur la Mentue, mai 99.*

Température [°C]	Section A	Section B
$T_{\text{moy}}$	15.5	15.9
écart type	1.9	1.9
$T_{\text{max}}$	20.6	21.3
$T_{\text{min}}$	11.4	11.9
$T_{\text{max,TH1}}$	20.6	21.3
$T_{\text{max,TH4}}$	17.4	18.5
$T_{\text{min,TH1}}$	12.7	13.0
$T_{\text{min,TH4}}$	11.4	11.9
$\Delta T = T_{\text{TH1}} - T_{\text{TH4}}$	3.8	3.4

Les températures moyennes relevées sur le pont sur la Mentue sont proches de celles mesurées sur le viaduc des Vaux pour la même période. En revanche, les bornes de températures extrêmes sont moins écartées, puisqu'il n'y a que 10 °C environ de différence entre les températures minimales et maximales, alors que l'écart est de près de 20 °C sur le pont mixte. De même, le gradient de température extrême mesuré est de moins de 4 °C entre la face inférieure de la dalle et le bas du caisson.

La section en béton est donc moins influencée par les variations journalières de la température ambiante que la section mixte du fait de son inertie thermique plus importante.

## 3.4 RÉSUMÉ

Les mesures effectuées sur le viaduc des Vaux ainsi que sur le pont sur la Mentue ont permis de mettre en évidence les cycles journaliers de température et leur importance sur le comportement thermique des ouvrages. Pour la période du 29 avril au 05 mai 1999, pour laquelle des mesures sur les deux ouvrages de référence étaient disponibles, la variation journalière de température en un point de l'ouvrage situé sous la dalle atteint 3 °C dans le pont sur la Mentue et 7 °C dans le viaduc des Vaux. Dans ce dernier, cette variation journalière peut atteindre 15 °C en été (mois d'août) en certain point de la structure métallique. Les déformations spécifiques journalières correspondantes mesurées au mois de mai 1999 dans le viaduc des Vaux valent 50  $\mu\text{m}/\text{m}$ , soit une variation de contraintes d'environ 10  $\text{N}/\text{mm}^2$ .

Sur la hauteur de la section transversale, le comportement quotidien des ouvrages sous l'action de la température est également clairement identifié à travers les profils de température. Les variations de température provoquent des variations uniformes de la température et des gradients dans la dalle, alors que la variation de température mesurée est à peu près uniforme dans les poutres métalliques. Toujours pour la

période du 29 avril au 05 mai 1999 et pour le viaduc des Vaux, la variation uniforme de température dans la section s'élève à environ 7 °C dans les poutres métalliques et dans la dalle et on observe un gradient de 8 °C sur la hauteur de la dalle. La température dans le pont sur la Mentue est quant à elle à peu près uniforme et varie de 1 °C sur 24 heures. Pour cet ouvrage, les mesures sont prises uniquement dans la hauteur du caisson, aucune mesure n'a été réalisée dans la dalle.

Horizontalement, les mesures n'ont pas révélé de gradient significatif à l'intérieur de la dalle.

Sur l'ensemble des mesures réalisées sur le viaduc des Vaux, la température moyenne de la section varie entre -4 °C et 30 °C entre décembre et août. Des maxima de 33 et 34 °C ont été relevés respectivement dans les poutres métalliques et dans la dalle de la section S5 au mois d'août et des minima de respectivement -5 et -7,5 °C au mois de décembre. D'une manière générale, la dalle se réchauffe un peu plus que les poutres métalliques en été et se refroidit d'avantage en hiver.



## 4 COMPORTEMENT THERMIQUE

### 4.1 INTRODUCTION

Les observations du chapitre 3 ont permis de mettre en évidence le comportement thermique des ponts dus à des variations journalières de température. Les ouvrages de références ont ensuite été modélisés par éléments finis afin de déterminer les paramètres influents sur ce comportement thermique et sur le profil de température dans les ponts. Les bases théoriques de transmission de la chaleur sont d'abord brièvement exposées afin de comprendre le phénomène et de faire ressortir les caractéristiques physiques qui entrent en considération. Le modèle numérique élaboré et validé sur la base des mesures effectuées sur le viaduc des Vaux est présenté, ainsi que le modèle du pont sur la Mentue. Enfin les paramètres qui ont une réelle influence sur la réponse des ouvrages aux sollicitations thermiques sont mis en évidence.

### 4.2 BASES THEORIQUES

Le modèle numérique par éléments finis développé à l'aide du logiciel ABAQUS doit permettre d'étudier le comportement thermique de l'ouvrage et la transmission de la chaleur à travers la section. Pour cela, il fait appel à un certain nombre de notions de base de la physique qui sont brièvement présentées ci-après.

Le flux de chaleur est composé du rayonnement solaire, de la convection, ainsi qu'en sens inverse, du rayonnement émis par l'ouvrage vers son environnement.

#### 4.2.1 Flux de chaleur à travers une surface dû au rayonnement solaire

Le flux de chaleur qui traverse une surface est différent, selon qu'il s'agit d'une surface horizontale ou verticale, soit dans le cas des ponts routiers, selon qu'il s'agit de la dalle ou des poutres maîtresses. En effet, la dalle de roulement est soumise à un rayonnement direct puisque directement exposée aux rayons du soleil, tandis que les poutres sont en général protégées du rayonnement direct par la dalle et elles subissent principalement un rayonnement indirect, ou diffus.

*Surfaces horizontales (béton de la dalle ou revêtement routier) :*

Le rayonnement global  $G_h$  reçu par une surface horizontale est représenté de la manière suivante :

$$G_h = I \cdot \sin(\beta) + D_h = S_h + D_h \quad (5)$$

avec :

$I$  : rayonnement direct (éclairage corrigé des phénomènes atmosphériques)

$D_h$  : rayonnement diffus en provenance de toute la voûte céleste sur une surface horizontale à une hauteur de soleil  $h$  particulière

$S_h$  : rayonnement direct sur une surface horizontale à une hauteur de soleil  $h$  particulière

$\beta$  : hauteur du soleil (angle)

$G_h$  est directement mesuré comme donnée météorologique.

Le flux de chaleur à travers les surfaces horizontales est donné par la relation suivante:

$$q_{surf\_horiz} = \alpha \cdot G_h \quad [\text{W/m}^2] \quad (6)$$

$\alpha$  : absorptivité du matériau (béton ou revêtement) [-]

Surfaces verticales (âme des poutres métalliques) :

Il n'y a que peu de rayonnement direct sur les surfaces verticales, ce qui permet de le négliger lors de la modélisation et de ne considérer que le rayonnement diffus. Cela évite en particulier d'inclure le calcul de l'ombre sur les surfaces concernées, phénomène propre à chaque ouvrage, en fonction de sa situation. Le rayonnement global  $D$  reçu par une surface verticale peut être représenté de la manière suivante :

$$D = \frac{1 + \cos(i)}{2} D_h + \frac{1 - \cos(i)}{2} \phi \cdot G_h \quad (= \text{part du ciel} + \text{part du sol}) \quad (7)$$

$i$  : inclinaison de la surface ( $90^\circ = \text{vertical}$ )

$\phi$  : albédo du sol (typique: herbe = 0.2, béton = 0.5, neige fraîche = 0.9)

Pour un ciel clair, la formule empirique suivante peut être utilisée :

$$D_h = G_h \cdot (0.9 - 0.8 \cdot \sigma) \quad (8)$$

valable pour  $0.15 < \sigma < 0.7$ .

$\sigma$  : fraction d'insolation = nombre d'heures de soleil sur la durée du jour

Donc pour une surface verticale :

$$D_{\text{vert}} = \frac{1}{2} \cdot (D_h + \phi \cdot G_h) \quad (9)$$

Puisque le ciel n'est presque pas visible depuis nos surfaces verticales, on peut négliger  $D_h$  :

Le flux de chaleur à travers les surfaces verticales à inclure dans le modèle est donc donné par la relation suivante :

$$q_{\text{surf\_vert}} = \frac{1}{2} \alpha \cdot \phi \cdot G_h \quad [\text{W/m}^2] \quad (10)$$

#### 4.2.2 Convection

Dans cette analyse, on néglige l'effet du vent, cette hypothèse est admissible puisque un vent éventuel est favorable dans les cas de charge température maximum, dans le sens qu'il atténue l'échauffement de l'ouvrage dû à l'ensoleillement.

Le flux de chaleur  $q$  [ $\text{W/m}^2$ ] dû à la convection à travers une surface est donné par la relation suivante :

$$q = -h(T_s - T_a) \quad (11)$$

$q < 0 \Rightarrow$  perte de chaleur du solide à l'environnement,  $q > 0 \Rightarrow$  chauffage du solide par l'environnement

$h$  : coefficient de film [ $\text{W/m}^2\text{K}$ ]

$T_s$  : température du point sur la surface

$T_a$  : température ambiante

### 4.2.3 Flux de chaleur à travers une surface dû au rayonnement vers l'environnement

Dans ce cas, seules les caractéristiques de surface des différentes parties de l'ouvrage conduisent à des valeurs de rayonnement différentes, mais le phénomène est identique en tout point, contrairement au rayonnement reçu. La raison est que l'exposition ne joue pas de rôle ici.

Le flux de chaleur  $q$  [W/m<sup>2</sup>] dû au rayonnement à travers une surface est donné par la relation suivante :

$$q = -A \cdot [(T_s - T_0)^4 - (T_a - T_0)^4] \quad (12)$$

$A$  : constante de rayonnement,  $A = \xi \cdot k$ ,

avec  $\xi$  : émissivité de la surface [-]

$k$  : constante de Stefan-Boltzmann = 5.67051 E-8 [Wm<sup>-2</sup>K<sup>-4</sup>]

$T_s$  : température du point sur la surface

$T_a$  : température ambiante

$T_0$  : valeur du zéro absolu dans l'échelle de température utilisée (= -273.15 si  $T$  in °C)

## 4.3 MODELISATION

La modélisation thermique a été effectuée à l'aide du logiciel ABAQUS. Un modèle bidimensionnel a été mis au point pour étudier la transmission de chaleur dans la section transversale et pour calibrer les variables intervenant dans les équations de transmission de la chaleur décrites dans la section 4.1. La validation s'est effectuée sur la base des mesures réalisées sur le viaduc des Vaux, pour les ouvrages mixtes, et sur le pont sur la Mentue, pour les ouvrages en béton.

### 4.3.1 Ponts mixtes

Le modèle bidimensionnel du viaduc des Vaux permet de modéliser le comportement thermique en tenant compte notamment des propriétés thermiques des matériaux et des caractéristiques de l'environnement, telles que l'ensoleillement ou l'air ambiant. Les différentes sections sur lesquelles ont été effectuées des mesures de température (voir point 3.2.2) ont été modélisées. La figure 22 montre la modélisation de la section S5.

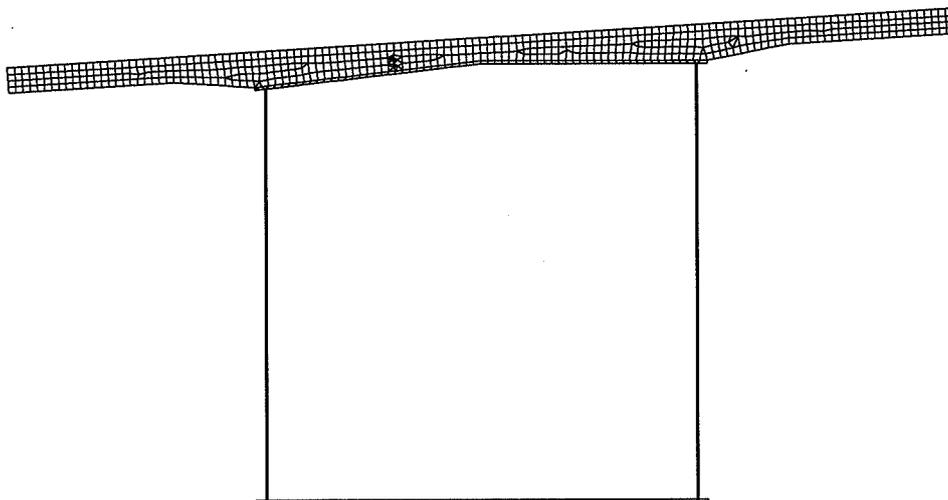
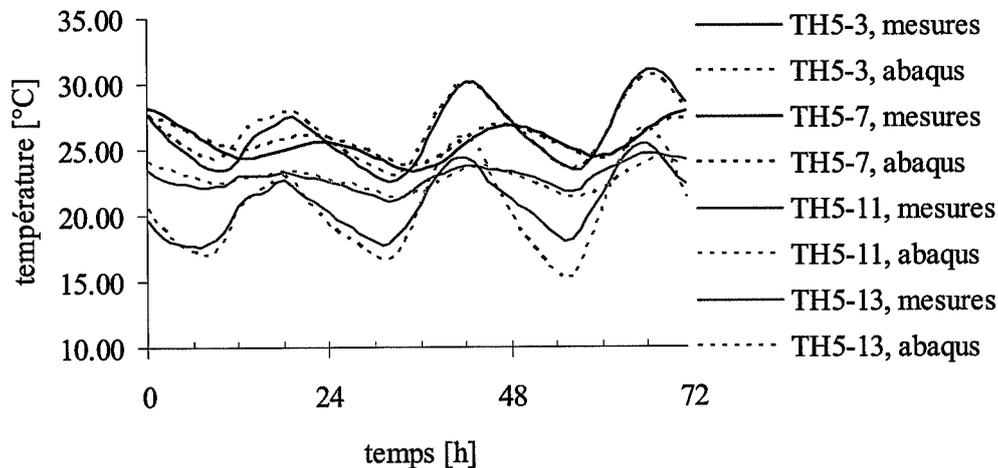


Figure 22 - Modélisation par éléments finis de la section S5 par ABAQUS.

La dalle en béton est beaucoup plus massive que la partie métallique et la température y est moins homogène. Pour cette raison, un maillage assez fin a été introduit dans la dalle, afin d'observer de manière plus précise la répartition de la température dans cette zone. Par ailleurs, ce modèle sera ensuite étendu en trois dimensions afin d'analyser le comportement statique de l'ouvrage. Or, c'est principalement dans la dalle que l'on s'attend à rencontrer des variations de contraintes importantes et il est donc nécessaire de disposer d'un maillage plus fin à cet endroit.

Les profils de température calculés avec le modèle numérique et les données météorologiques (température et rayonnement solaire) obtenues auprès de MétéoSuisse pour la station de Payerne ont permis d'approcher de manière tout à fait satisfaisante les températures mesurées en diverses sections du viaduc des Vaux. Ces sections étaient situées sur appui et en travée, dans la partie bipoutre et dans la partie en caisson. La concordance des résultats, représentée en guise d'exemple dans la figure 23 ci-dessous, permet d'étendre la validité des résultats à l'ensemble des ponts mixtes.

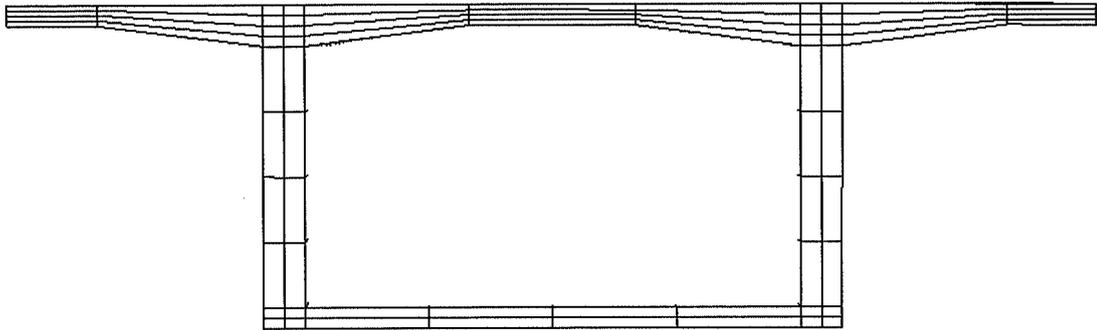


*Figure 23 - Exemple de comparaison entre températures mesurées et calculées, section S5, 20-22 août 2001.*

Les différences constatées entre températures mesurées et calculées à l'aide du modèle par éléments finis sont très faibles pour les points de mesure (fig. 9) situés dans ou près de la dalle en béton (moins de 0.5 °C). Ce résultat est particulièrement important puisque c'est essentiellement la dalle qui réagit directement au rayonnement solaire et qui influence le comportement thermique et engendre des déformations et contraintes dans toute la section. Pour le thermocouple TH5-13, situé près de la semelle inférieure du caisson, la différence entre les valeurs est un peu plus grande, mais elle reste dans une marge d'erreur jugée acceptable.

#### 4.3.2 Ponts en béton

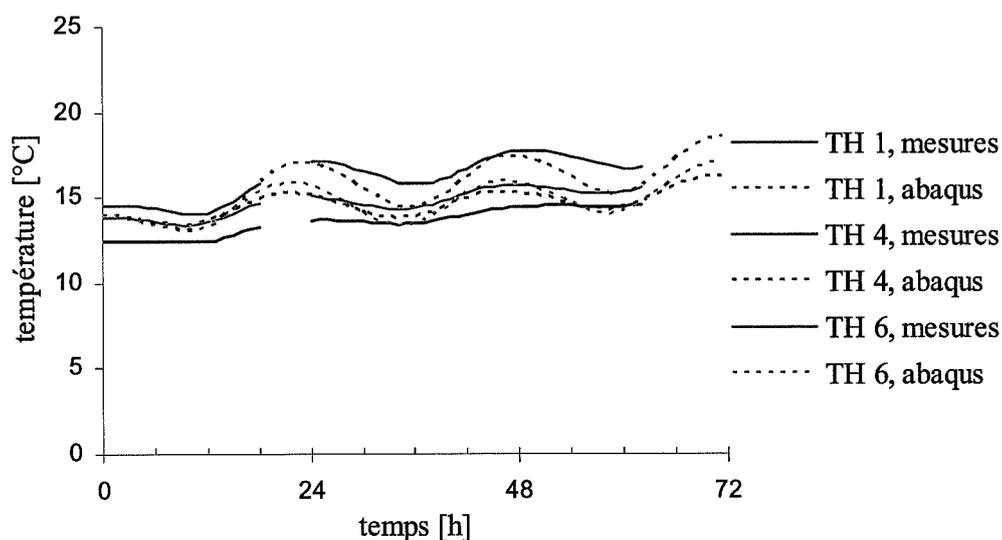
Comme pour le viaduc des Vaux, un modèle bidimensionnel de la section transversale du pont sur la Mentue a été réalisé pour représenter le comportement thermique de l'ouvrage. Les mêmes caractéristiques de matériau que pour le modèle de pont mixte ont été conservées pour ce modèle de pont en béton. La figure 24 montre la modélisation de la section B, à mi-travée, du pont sur la Mentue.



**Figure 24 -** Modélisation de la section B du pont sur la Mentue pour l'étude du comportement thermique.

La température étant beaucoup plus uniforme dans une section en béton que dans une section mixte, le maillage est un peu plus grossier, car il n'y a pas lieu de s'attendre à de fortes variations locales de la température.

La figure 25 illustre la comparaison entre les températures mesurées et les températures calculées à l'aide du modèle pour les emplacements des thermocouples TH 1, 4 et 6 (respectivement en haut, en bas et au milieu de la section), dans la section A sur appui.



**Figure 25 -** Comparaison entre températures mesurées et calculées, section A, mai 99.

Les variations de température journalières étant plus faibles dans la section en béton que dans la section mixte, la différence relative entre mesures et résultats de la simulation sont plus grands que pour la modélisation du viaduc des Vaux. Cependant, en absolu, ces différences restent limitées à moins de 1.5°C. On observe une bonne concordance entre les mesures et les calculs, en notant toutefois que l'amplitude des variations journalières de la température est plus importante dans le modèle que dans la réalité.

#### 4.4 PARAMETRES DETERMINANTS

Une étude paramétrique sur la base du modèle numérique a permis de mettre en évidence le rôle déterminant de certains paramètres météorologiques ou physiques sur la distribution de la température dans les ponts.

Les paramètres les plus importants sont d'ordre météorologique :

- $T_a$  : température ambiante,
- $G$  : rayonnement global reçu par une surface horizontale.

La température ambiante correspond à la température de l'air à l'ombre relevée à proximité de l'ouvrage. Les mesures sont enregistrées suffisamment loin de la surface pour ne pas être influencées par la température de l'ouvrage, et à l'abri du vent. Le rayonnement global est obtenu grâce aux mesures effectuées par MétéoSuisse aux stations météorologiques, dans notre cas celle de Payerne. Leurs valeurs sont variables et dépendent de la saison, de l'heure dans la journée et de l'ensoleillement ou en d'autres termes de la nébulosité.

Les paramètres physiques, propres à l'ouvrage, qui influent sur sa température de manière significative sont :

- $\alpha$  : absorptivité du matériau [-],
- $h$  : coefficient de film [ $W/m^2K$ ],
- $\xi$  : émissivité de la surface [-].

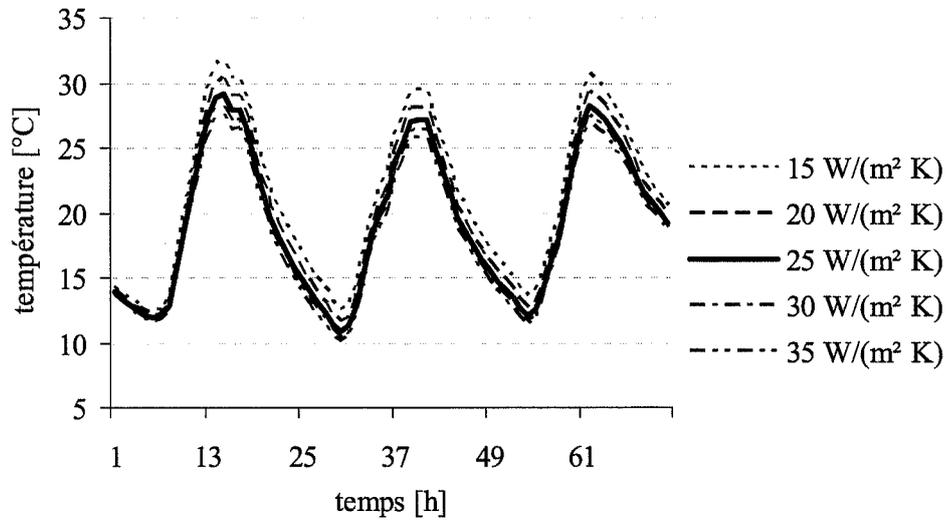
Le tableau 8 résume, pour chaque matériau, les valeurs retenues pour ces différents paramètres après calibration avec les mesures.

*Tableau 8 - Paramètres physiques : absorptivité  $\alpha$ , coefficient de film  $h$  et émissivité  $\xi$ .*

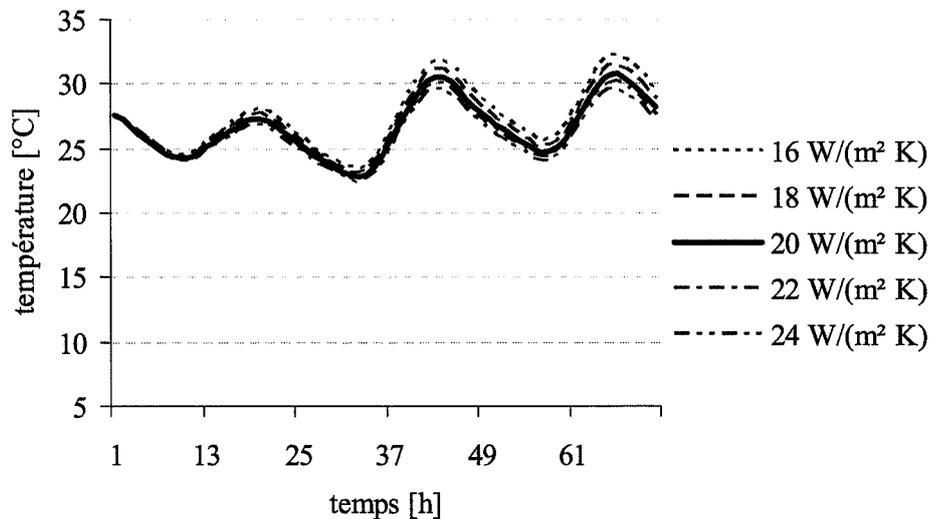
	béton	acier	revêtement
$\alpha$ [-]	0,7	0,8	0,9
$h$ [ $W/m^2K$ ]	Face sup. : 25	Ext. caisson : 5	20
	Face inf. : 4	Int. caisson : 2	
$\xi$ [-]	0,8	0,4	0,4

Concernant le coefficient de film  $h$  ; une distinction est effectuée pour la dalle en béton entre la face supérieure et la face inférieure de la dalle ; et pour l'acier, des valeurs différentes doivent être prises en compte pour l'intérieur ou l'extérieur du caisson.

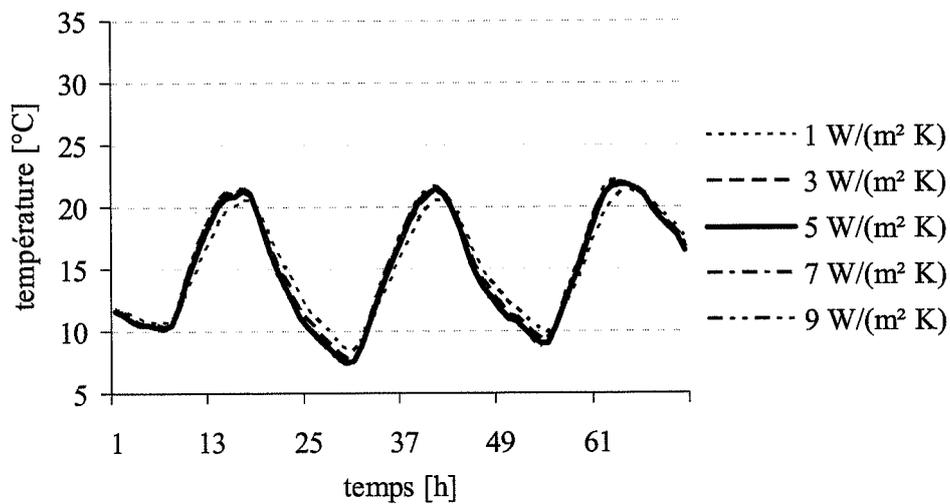
Le coefficient de film  $h$  détermine à quelle vitesse le béton s'adapte à la température ambiante ; il est donc important pour le réchauffement pendant la journée ainsi que pour le refroidissement de la structure pendant la nuit. Il dépend de la vitesse du vent ; cependant dans la plage limitée des valeurs de vitesse de vent rencontrées normalement, l'influence est assez petite (par rapport à d'autres influences) pour être négligée. Le coefficient de film dépend également de la structure de la surface considérée. Les figures 26 à 28 montrent l'influence de ce paramètre sur la température, par le biais d'une analyse de sensibilité ; ceci pour les trois types de surface rencontrées, c'est-à-dire revêtement, béton et acier.



**Figure 26 -** Coefficient de film  $h$  pour la face supérieure de la dalle, analyse de sensibilité, section S1, 01.05.99.



**Figure 27 -** Coefficient de film  $h$  pour le revêtement, analyse de sensibilité, section S5, 17.08.01.



**Figure 28** - Coefficient de film  $h$  pour l'acier, analyse de sensibilité, section S1, 01.05.99.

La sensibilité est beaucoup plus importante pour le béton, ce qui explique les valeurs relativement différentes trouvées pour les faces supérieure et inférieure de la dalle (tableau 8). L'acier réagissant très rapidement aux variations de température de l'air ambiant, l'influence du coefficient de film est plus faible.

## 5 MODELISATION ET ETUDE PARAMETRIQUE

### 5.1 INTRODUCTION

Au chapitre 3, les mesures effectuées sur le viaduc des Vaux et le Pont sur la Mentue ont été analysées et au chapitre 4, les sections de ces deux ouvrages ont été modélisés en 2D. Les résultats des simulations du développement de la température ont été validés à l'aide des mesures à disposition sur ces deux ouvrages afin de définir les paramètres principaux influençant le comportement thermique des ouvrages.

La suite du travail consiste à étendre l'étude à l'ensemble des ponts mixtes et des ponts en béton représentatifs des ouvrages réalisés ou projetés en Suisse. Le but est de déterminer les effets de la température sur ces ouvrages ; soit les gradients de température extrêmes et les contraintes maximales agissant dans les sections pour les ponts mixtes. Pour ce faire, il est nécessaire d'utiliser un modèle 3D qui permette de considérer l'ouvrage dans son ensemble et de prendre en compte les paramètres longitudinaux tels que le système statique. Une étude paramétrique est ensuite réalisée.

Après quelques mots sur la modélisation, les variables de l'étude paramétrique sont détaillées en différenciant les paramètres propres à l'ouvrage et les paramètres environnementaux.

### 5.2 MODELISATION

Comme pour la modélisation et l'étude de la transmission de la chaleur décrite au point 4.2, la modélisation des ouvrages a été réalisée à l'aide du logiciel ABAQUS, cette fois-ci par le biais d'un modèle par élément fini tridimensionnel permettant de prendre en compte en particulier la portée et le système statique des différents ponts étudiés. Le modèle permet de faire varier les caractéristiques géométriques de la section transversale, soit celles de la dalle, celles de la partie métallique, ainsi que celles du revêtement.

Les logiciels de calculs statiques standards permettent de considérer la plupart du temps la température en introduisant des variations uniformes de température ou des gradients linéaires sur la hauteur de la section. En revanche, ils ne permettent pas de prendre comme point de départ les conditions météorologiques, c'est-à-dire la température ambiante et le rayonnement solaire pour obtenir comme résultat des contraintes ou des déformations dans la section. C'est pour cette raison qu'ABAQUS a été choisi, puisque le logiciel dispose des deux modules, thermique et mécanique.

Afin de vérifier la validité du modèle, une simulation du comportement du viaduc des Vaux pour la période de référence du 29 avril au 04 mai 1999 a été réalisée. Les données météorologiques (température et rayonnement solaire) de cette période, obtenues auprès de MétéoSuisse pour la station de Payerne, proche de l'emplacement du viaduc des Vaux, ont été introduites dans le modèle pour calculer les contraintes correspondantes induites dans l'ouvrage. La figure 29 montre la comparaison entre les mesures de déformations, traduites en contraintes, effectuées sur le viaduc des Vaux, et les résultats de la simulation. Les points de mesures se situent sur les semelles inférieures.

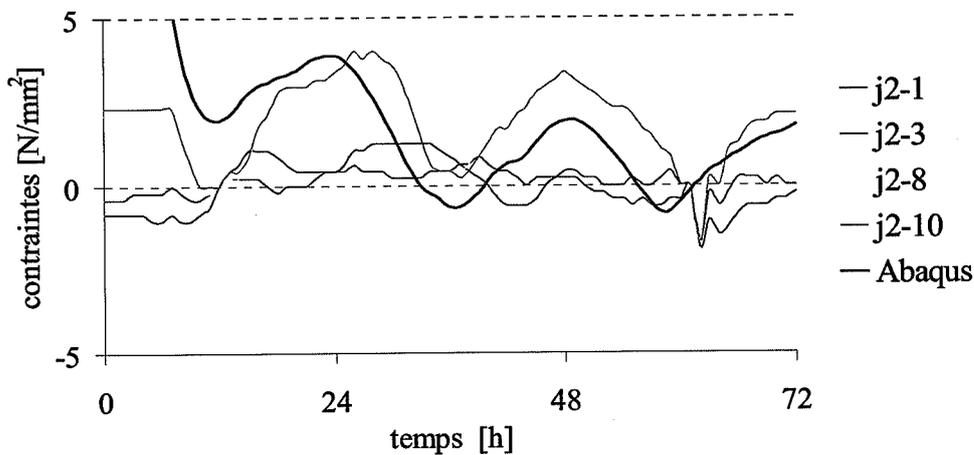


Figure 29 - Comparaison entre contraintes mesurées et calculées pour le viaduc des Vaux, section 2.

Les jauges j2-1 et j2-3 sont situées sur les faces inférieures et supérieures de la semelle gauche et les jauges j2-8 et j2-10 sur celles de la semelle droite. Il faut d'abord constater que les mesures sur les semelles droites et gauches ne sont pas identiques. Cette différence provient d'un comportement non symétrique de l'ouvrage, influencé par le fait que l'ouvrage n'est pas droit et que l'ensoleillement n'est pas forcément identique partout sur l'ouvrage. Il faut ensuite constater que les valeurs mesurées sont de faibles amplitudes (max 5 N/mm<sup>2</sup>), donc sensibles à la précision des instruments de mesure. Néanmoins, les valeurs calculées avec ABAQUS sont du même ordre de grandeur que les valeurs mesurées, leur variation est similaire et elles se situent entre les résultats des semelles gauches et droites, ce qui correspond à une certaine valeur moyenne. Par conséquent, on peut conclure à la validité du modèle de calcul. Les premières 24 heures n'ont pas de réelle signification et correspondent au temps d'adaptation du modèle aux conditions météorologiques imposées.

Le pont sur la Mentue a ensuite été modélisé sur la base de la calibration réalisée pour le viaduc des Vaux.

### 5.3 ETUDE PARAMÉTRIQUE

Pour déterminer quels types d'ouvrages sont plus particulièrement sensibles aux effets de la température, une étude paramétrique a été réalisée pour les sections mixtes et les sections en béton à l'aide du modèle tridimensionnel. Dans ce modèle, le système statique varie, ainsi que les dimensions et la forme de la section transversale. Les paramètres de cette étude comprennent :

- les paramètres environnementaux,
- les paramètres relatifs à l'ouvrage.

#### 5.3.1 Paramètres environnementaux

Les paramètres environnementaux sont constitués par les actions thermiques qui agissent sur la structure. Pour ce qui est des données météorologiques, seuls deux paramètres sont pris en compte dans la définition des cas de charge :

- la température ambiante,
- le rayonnement global.

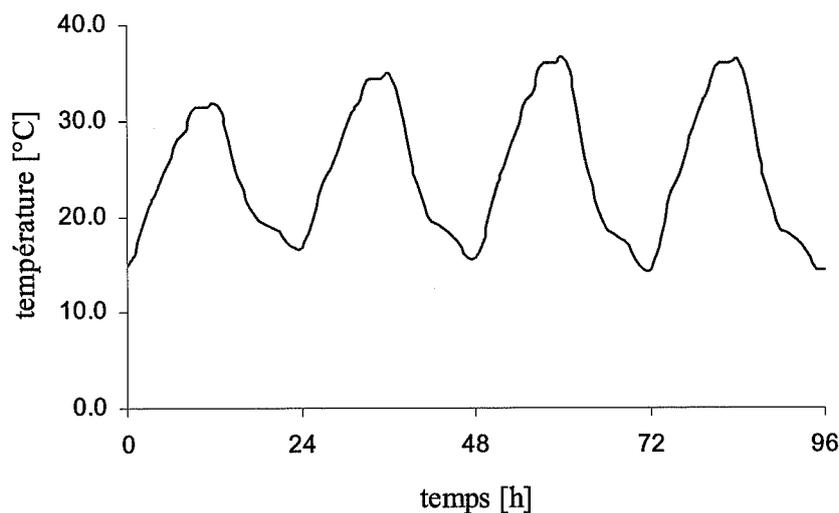
Le vent n'a pas été considéré, car lorsque le vent souffle, les maxima de température dans les éléments de la section sont réduits.

Pour étudier le comportement des ouvrages sous sollicitation thermique extrême, les valeurs maximales de la température ambiante et du rayonnement solaire relevées durant les vingt dernières années en Suisse ont été analysées. Ces deux valeurs ont été mesurées dans les stations météorologiques du réseau de MétéoSuisse. Le tableau 9 résume les résultats de cette analyse pour 4 stations de référence représentatives des conditions suisses : Payerne et Kloten dans le plateau, Sion en Valais et Locarno au Tessin. Il faut remarquer que pour une station, les trois valeurs indiquées ne se produisent pas en même temps.

**Tableau 9 - Valeurs extrêmes de la température ambiante et de rayonnement solaire.**

Station	T <sub>max</sub> [°C]	T <sub>min</sub> [°C]	Ray. max [Wh/m <sup>2</sup> ]
Payerne	34,8	-23,0	839,7
Kloten	36,1	-24,2	827,9
Sion	36,6	-19,8	943,8
Locarno	37,3	-10,1	889,6

Sur la base de ces valeurs, la station de Sion, où les valeurs maximales de rayonnement et de température ont été mesurées, va servir de référence pour les simulations. Une période de variations de température et de rayonnement extrêmes de 4 jours a été construite afin de servir de période de référence pour simuler les effets de la température à l'aide du modèle numérique. Cette période consiste en une courbe de température ambiante, ainsi qu'une courbe de rayonnement solaire (figures 30 et 31) considérées simultanément afin d'obtenir les conditions les plus défavorables. Concernant la courbe de température choisie, l'air ambiant varie entre 14.4 °C et 36.6 °C, soit une variation journalière de 22.2 °C.



**Figure 30 - Courbe de température ambiante extrême pour l'étude paramétrique.**

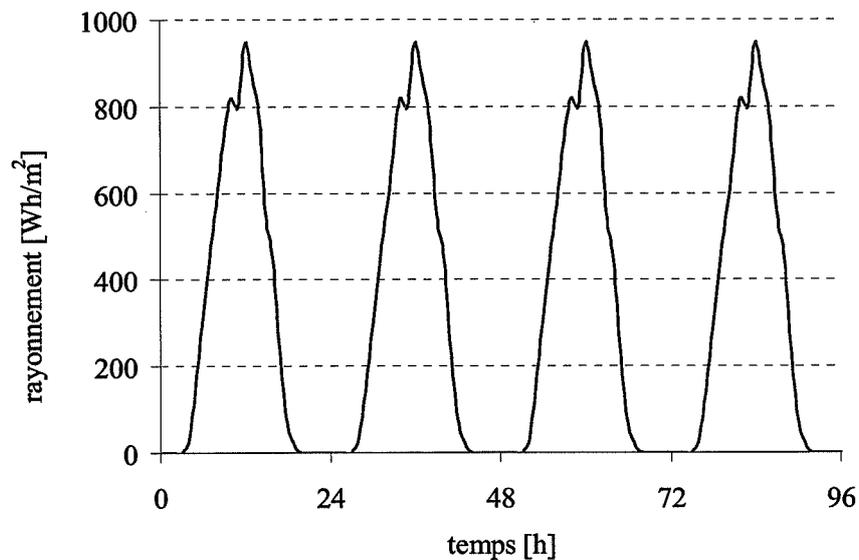


Figure 31 - Courbe de rayonnement solaire extrême pour l'étude paramétrique.

Le cas du refroidissement en hiver où la température nocturne descend et provoque un gradient de température négatif dans la dalle n'a pas été considéré car la température varie lentement, l'ensoleillement est réduit et le gradient résultant est faible [15].

D'autre part, le rayonnement solaire émis par le sol sera pris en compte dans toutes les simulations pour déterminer son influence sur la température de l'ouvrage, notamment à la face inférieure, ainsi que sur l'état de contraintes. Pour cela, seul deux cas seront pris en considération : avec rayonnement et sans rayonnement, de sorte à obtenir les deux cas extrêmes en termes d'effets sur l'ouvrage (§ 6.5.3). La valeur du rayonnement émis par le sol, lorsqu'il est considéré, est admise à 10 % de la valeur du rayonnement solaire.

Les simulations numériques de la réponse des ouvrages aux effets de la température seront effectuées sur la base des courbes température et rayonnement extrêmes de deux figures 30 et 31.

### 5.3.2 Paramètres relatifs à l'ouvrage

Les paramètres relatifs à l'ouvrage concernent essentiellement la géométrie, c'est-à-dire les dimensions caractéristiques de la section transversale, ainsi que le système statique longitudinal. Pour les ponts mixtes, sept sections transversales représentatives des ouvrages en Suisse ont été considérées et quatre pour les ponts en béton. Les différents paramètres qui ont été pris en compte sont détaillés ci-après.

#### 5.3.2.1 Ponts mixtes

Les paramètres relatifs aux ouvrages mixtes concernent le système statique et la portée, le type de section transversale, la géométrie de la partie métallique et la géométrie de la dalle. Les paramètres retenus pour l'étude des ponts mixtes sont donc les suivants :

- système statique : poutre simple, poutre à 2 travées, poutre continue,
- portée :  $l = 40, 60, 100$  et  $140$  m,
- section : bipoutre, caisson,
- épaisseur de la dalle au centre et dans les porte-à-faux,
- épaisseur de la dalle au-dessus des poutres maîtresses (épaisseur des goussets),

- largeur de la dalle,
- écartement des poutres maîtresses : 4000 à 6500 mm,
- hauteur des poutres maîtresses: 2000 à 6000 mm selon la portée.

Les ponts à une ou deux travées sont plus particulièrement étudiés afin de comparer les effets de la température avec ou sans effets hyperstatiques. Un nombre plus grand de travées égales n'introduit pas d'effets hyperstatiques plus importants, le cas de deux travées est donc représentatif en ce qui concerne la grandeur des effets hyperstatiques sur les appuis intermédiaires.

Pour déterminer les différences de comportement entre les ponts de grandes portées et les ouvrages plus modestes, les portées ont été choisies en fonction d'une base de donnée des principaux ouvrages réalisés ou projetés en Suisse, c'est pourquoi des bornes de 40 et 140 m ont été retenues, avec deux cas intermédiaires. En relation avec la portée, la hauteur statique des sections varie entre 2 et 6 m. De même, l'écartement des poutres maîtresses varie en fonction du type de la section transversale.

Les cas des ouvrages bipoutres aussi bien que les sections transversales en caisson sont étudiés. En ce qui concerne la dalle, les dimensions sont à peu près standards en Suisse, avec pour les ouvrages autoroutiers, une largeur d'environ 13 m pour une épaisseur de 250 mm au centre et sur les porte-à-faux, augmentée à 400 mm environ au droit des poutres maîtresses. Ceci est valable pour les ponts bipoutres et les ponts en caisson ouverts, tandis que les ponts en caisson fermés sont composés en général d'une dalle plus mince sur le caisson. Dans nos simulations, la dalle sur le caisson fermé sera admise avec une épaisseur constante de 250 mm. Cependant, pour déterminer le rôle joué par la dalle dans le comportement statique des ponts sous sollicitations thermiques, d'autres épaisseurs de dalles seront considérées (§ 6.5.2).

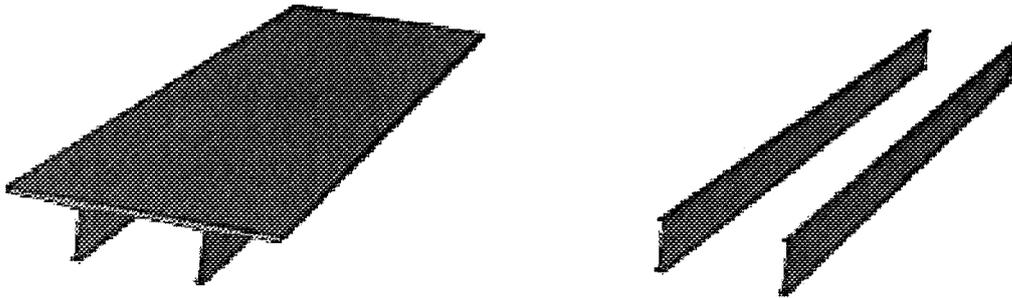
Pour étudier l'influence de la portée liée à des dimensions correspondantes réalistes de la section, les différentes sections considérées, issues d'ouvrages existants ou ayant été projetés en Suisse, sont résumées dans le tableau 10.

**Tableau 10 - Sections mixtes considérées pour l'étude paramétrique, géométrie.**

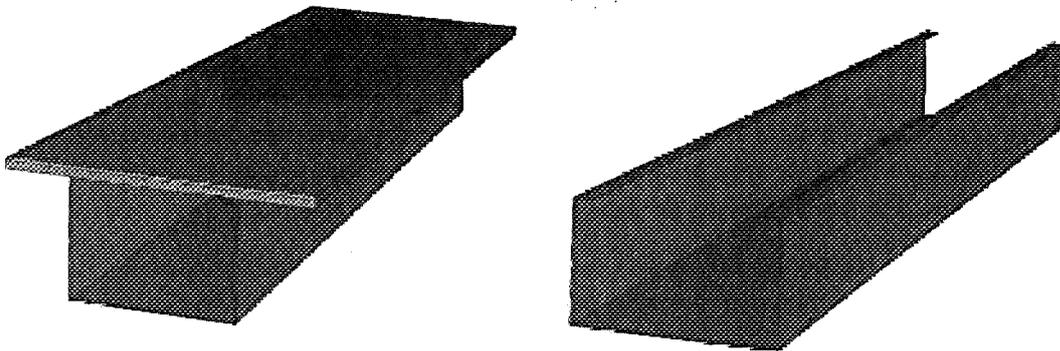
N°	Pont	Type	Portée [m]	poutres maîtresses		dalle		
				hauteur [mm]	écartement [mm]	largeur [mm]	hauteur [mm]	
							sur p. m.	entre p. m.
1	Veveyse	bipoutre	42	1'600	5'900	10'600	400	250
2	Gruyère	bipoutre	60	3'150	12'000	23'700	400	250
3	Veveyse	bipoutre	90	4'000	10'000	20'700	400	250
4	Biaschina	bipoutre	128	4'950	6'750	13'900	400	250
5	Avenches	caisson	42	2'000	2'500	13'000	250	250
6	Vaux	caisson	93	3'700	3'700	13'460	250	250
7	Vaux	caisson	130	6'500	6'500	13'860	250	250

Trois exemples de sections bipoutres et caisson sont présentés à la figure 32, telles qu'elles ont été modélisées.

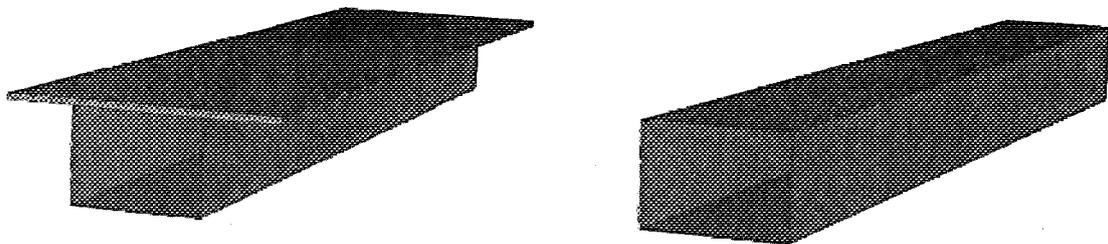
## a) Section bipoutre



## b) Section caisson ouverte



## Section caisson fermée



*Figure 32 - Types de sections modélisées.*

Pour simplifier la modélisation, seuls des ponts à inertie constante et de portées égales pour les ouvrages à plusieurs travées sont considérés dans un premier temps. Les modèles numériques se basent donc sur une section type étendue à tout l'ouvrage. Par la suite, l'influence de la variation de l'inertie de l'ouvrage sera estimée (§ 6.5.4).

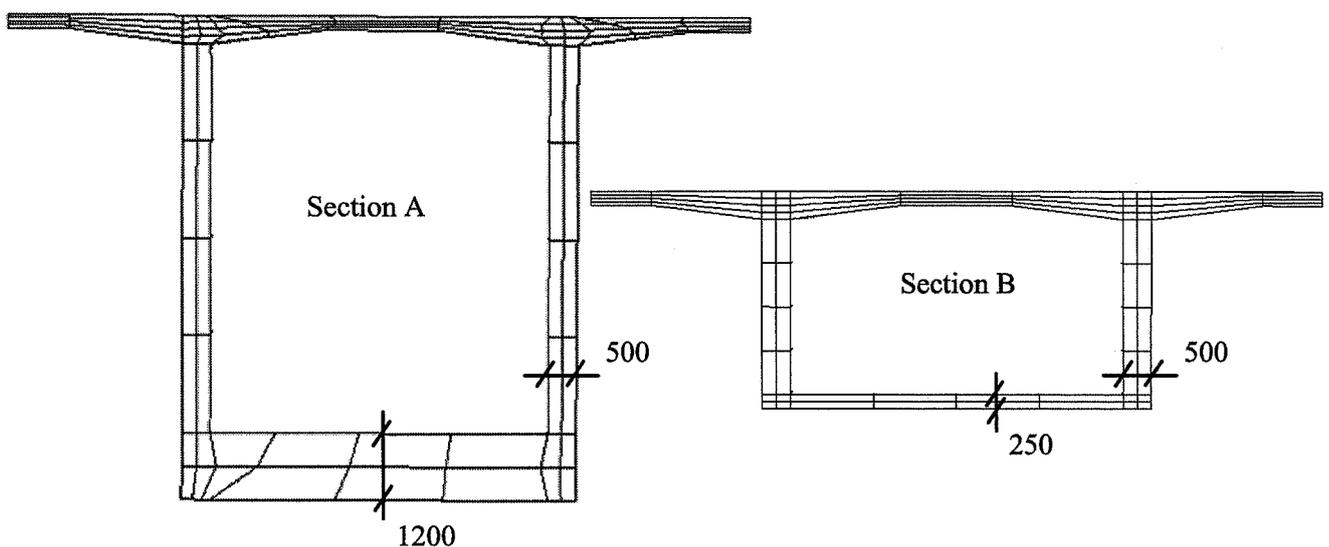
En outre la simulation est effectuée en considérant dans un premier temps la dalle avec un revêtement bitumineux d'une épaisseur constante de 100 mm pour toutes les sections. Cette valeur correspond à l'épaisseur du revêtement sur le viaduc des Vaux. D'autres épaisseurs de revêtement seront considérées (§ 6.5.1).

### 5.3.2.2 Ponts en béton

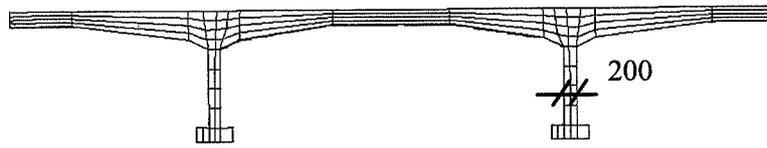
Dans le cas des ouvrages en béton, la simulation a pris en considération trois types de section transversale correspondant à des portées variant entre 30 et 150 m et représentatifs des ouvrages en béton projetés en Suisse. La simulation a été réalisée pour les deux sections considérées du pont en caisson sur la Mentue, ainsi que pour un pont bipoutre, le viaduc d'Ependes, et un pont-dalle, considéré avec une dalle d'épaisseur constante. La modélisation de ces ouvrages a été faite en 2D pour la section transversale, étant donné que le comportement longitudinal et notamment les sollicitations n'entrent pas dans le cadre de ce travail. Les figures 33 à 35 représentent respectivement les sections en caisson du pont sur la Mentue, la section bipoutre et la section dalle, avec le maillage utilisé. Les caractéristiques géométriques de ces sections transversales sont résumées au tableau 11. Contrairement aux ouvrages mixtes, les sections sont considérées ici sans revêtement bitumineux, ce qui entraînera les gradients les plus grands dans les dalles (§ 7.3.2).

**Tableau 11** - Sections en béton considérées pour l'étude paramétrique, géométrie.

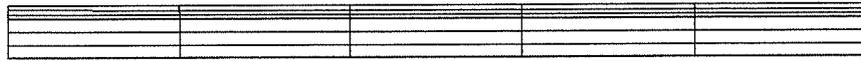
N°	Pont	Type	Portée [m]	poutres maîtresses		dalle		
				hauteur [mm]	écartement [mm]	largeur [mm]	hauteur [mm]	
							sur p. m.	entre p. m.
A	Mentue	caisson	150	7'200	6'500	13'200	500	250
B	Mentue	caisson	150	3'400	6'500	13'200	500	250
C	Ependes	bipoutre	31	2'050	7'200	11'700	300	200
D	-	dalle	-	-	-	13'000	-	250 ÷ 800



**Figure 33** - Pont sur la Mentue, section A sur appui et B à mi-travée, modèle 2D.



*Figure 34 - Viaduc d'Ependes, section en travée, modèle 2D.*



*Figure 35 - Pont dalle, modèle 2D simplifié.*

## 6 EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS MIXTES

### 6.1 INTRODUCTION

Dans une structure isostatique, une variation de température se traduit par une déformation, sous forme d'allongement ou de courbure. Lorsque un ou plusieurs degrés de liberté de l'ouvrage sont bloqués, les déformations sont empêchées et des efforts intérieurs naissent dans les sections. Dans le premier cas, les effets de la température ne posent pas de problème particulier d'un point de vue statique. La question des déformations doit simplement être prise en compte au moyen de mesures constructives appropriées telles que joints de dilatation et appareils d'appui. Dans le cas d'une structure hyperstatique, il faut alors considérer les efforts intérieurs induits dans l'ouvrage et déterminer leur importance notamment par rapport aux efforts provoqués par les autres cas de charge. Ces efforts doivent être pris en compte en particulier pour certaines vérifications de l'aptitude au service et pour la vérification de la sécurité structurale pour les structures calculées selon un modèle élastique.

Le but de ce chapitre est :

- d'abord de déterminer la grandeur des contraintes maximales qui peuvent être engendrées dans une section mixte, dans la dalle et dans les poutres maîtresses, sous l'effet de la température,
- d'étudier ensuite les différents paramètres qui interviennent dans le comportement thermique d'un ouvrage pour analyser leur influence sur l'état de contraintes,
- de proposer enfin un gradient de température correspondant aux conditions climatiques extrêmes relevées en Suisse et représentatif du cas de charge température pour les ponts mixtes.

Ce chapitre présente les résultats des simulations numériques sur les contraintes de traction et de compression qui peuvent être attendues pour les différentes sections transversales ainsi que l'influence des différents paramètres mis en évidence dans la section 5.3. Il contient en outre, l'étude des paramètres liés au système statique de l'ouvrage tels que l'effet de portées inégales, d'un changement d'inertie sur la longueur de l'ouvrage et de la fissuration de la dalle. Ces différents effets n'ont pas été pris en compte dans un premier temps pour mieux distinguer les influences des autres paramètres.

En conclusions, les résultats de la simulation sous conditions météorologiques extrêmes permettront de mettre en évidence des gradients types qu'il s'agira ensuite de comparer avec les prescriptions de la norme SIA 261.

### 6.2 VARIATIONS JOURNALIERES EXTREMES DE LA TEMPERATURE

Le cas de charge défini au paragraphe 5.3.1, constitué d'une courbe de variations extrêmes de température associée à une courbe de variations extrêmes du rayonnement solaire, a été appliqué aux différentes sections considérées pour l'étude paramétrique et définies dans le tableau 10. Il en résulte des variations de température dans la section transversale. Ces variations de température dans la section ont été calculées pour la période considérée de 4 jours. A titre d'exemple, les variations de température calculées pour la section 4 (tableau 10) sur une période de vingt-quatre heures, soit le quatrième jour de la simulation, sont représentées aux figures 36 et 37, respectivement pour la section complète et pour la dalle uniquement, au droit de la poutre maîtresse. Elles se traduisent par des profils de température sur la hauteur de la section transversale à différentes heures de la journée.

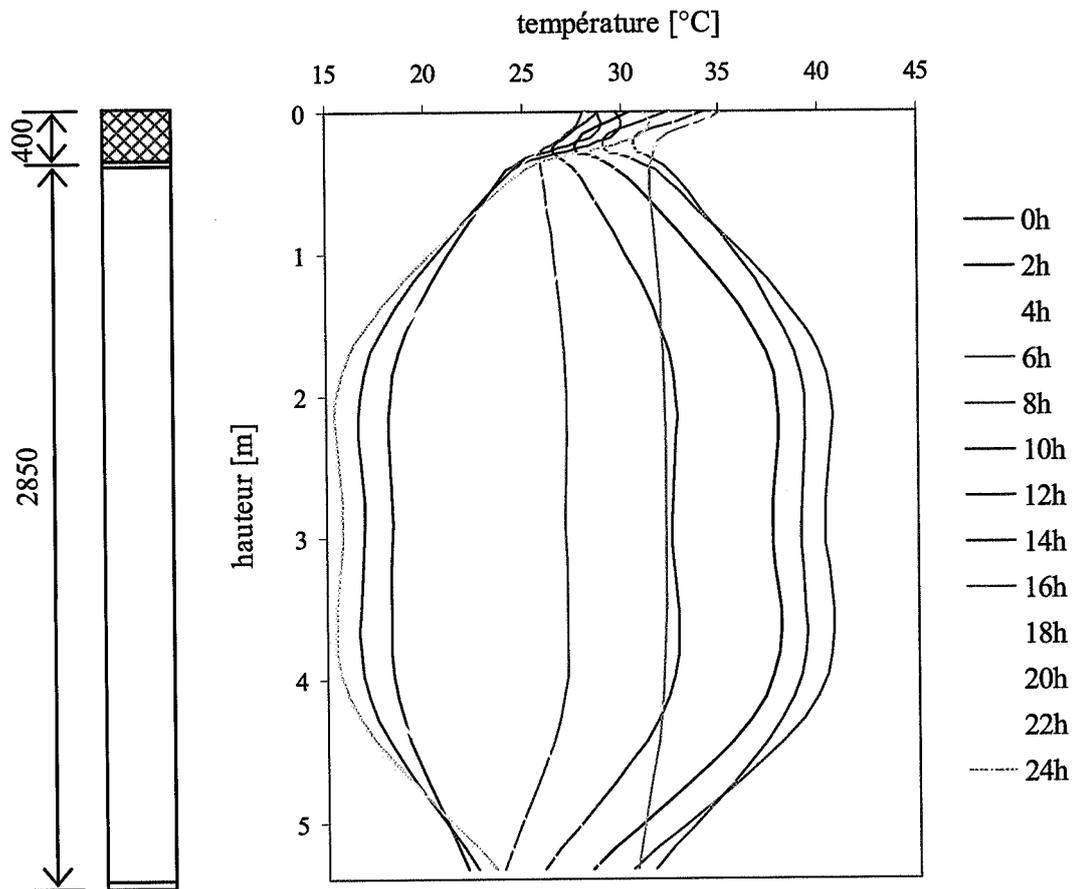


Figure 36 - Evolution de la température dans la section 4, calculée sur 24h.

La figure 36 montre que l'amplitude des variations de température est plus importante dans la partie métallique que dans la dalle en béton. Pour une variation journalière de la température de l'air ambiant entre 14.4 et 36.6 °C, soit environ 22 °C, (amplitude maximale d'après la courbe de la figure 30), la température dans les semelles inférieures des poutres maîtresses métalliques varie de 23 °C à 33 °C, soit environ 10 °C entre la nuit et le jour, ou entre minuit et midi, et varie entre 16 et 40 °C, soit environ 25 °C, dans l'âme. L'âme, plus mince, réagit donc d'avantage aux changements de température, ce qui conduit à un profil non uniforme de la température sur la hauteur des poutres maîtresses. Rappelons que dans cette simulation, le rayonnement du sol est pris en compte, ce qui augmente la variation de la température de l'acier, notamment de l'âme. La température des semelles supérieures varie de manière similaire à celle des semelles inférieures, de 24 à 33 °C entre le jour et la nuit. Les différents profils de température présentés montrent une variation marquée de la température en haut et en bas des poutres métalliques sur une hauteur d'environ 1 mètre. La raison est que peu de points de calculs ont été prévus sur la hauteur de l'âme. En réalité, la transition se fait beaucoup plus rapidement et la température dans l'âme est à peu près constante sur toute la hauteur. Cette variation plus marquée dans le modèle que dans la réalité n'a pas de conséquence significative sur les contraintes agissant dans la section.

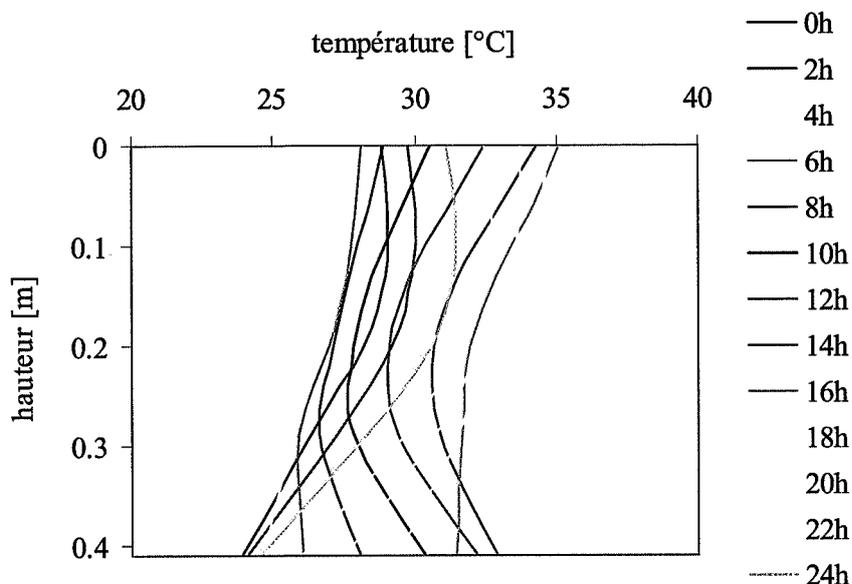


Figure 37 - Evolution de la température dans la dalle de la section 4, calculée sur 24h.

Dans la dalle, qui dispose d'un revêtement de 100 mm d'épaisseur, la température varie de 28 °C à 35 °C entre 6h du matin et 16h l'après-midi, soit 7 °C sur sa face supérieure et entre 23 et 33 °C entre 2h et 14h, soit jusqu'à 10 °C sur la face inférieure. La face inférieure est influencée par la montée en température plus rapide de la poutre en acier. Entre le jour et la nuit, soit entre 16h et 6h où s'observent les températures extrêmes, une variation uniforme de la température sur l'épaisseur de la dalle de 7 °C peut être mise en évidence. Un gradient linéaire maximale de 7 °C entre le haut et le bas de la dalle peut être observé à minuit (face supérieure à 31 °C et face inférieure à 24 °C). En plus, une variation non linéaire peut être mise en évidence, de forme plus ou moins parabolique, et s'ajoute à la variation uniforme et au gradient linéaire. Cette variation non linéaire entraîne une variation de la température d'environ -3°C entre le milieu de la dalle et les bords.

Ces résultats sont valables uniquement pour les sections bipoutres 1 à 4, dont la dalle a une épaisseur de 400 mm au droit des poutres maîtresses. En effet, les gradients obtenus dans les sections en caisson 5 à 7, dont l'épaisseur de la dalle est de 250 mm, sont plus importants. La partie linéaire du gradient maximal de température dans les sections en caisson s'élève à 13 °C et la composante non linéaire à -6°C. Il est à relever également que les températures maximales et minimales sur la face supérieure de la dalle sont décalées dans le temps de 4 heures par rapport à la face inférieure de la dalle ainsi que les semelles inférieures des poutres maîtresses. En effet, la face supérieure de la dalle atteint une température minimale de 28 °C à 6h du matin, tandis que la dalle atteint 24 °C sur sa face inférieure et les semelles inférieures des poutres maîtresses 22 °C à 2h. Ceci s'explique par une transmission de chaleur plus rapide dans le métal, qui influence également la partie inférieure de la dalle et une protection de la face supérieure par 100 mm de revêtement.

### 6.3 PROFILS DE TEMPERATURE PROVOQUANT LES CONTRAINTES EXTRÊMES

Comme nous recherchons les contraintes les plus grandes dans les sections, nous représentons dans cette section les profils de températures correspondant aux contraintes maximales calculées. Les contraintes extrêmes dans les différentes sections considérées ne sont pas forcément provoquées par les profils de température correspondant aux températures maximales et minimales ou aux différences de température maximales dans les sections. Cette section présente les profils de température qui conduisent aux contraintes maximales de traction dans la dalle et aux contraintes maximales de compression dans les poutres

métalliques. En effet, ces deux contraintes intéressent l'ingénieur, celles de traction peuvent amener une fissuration de la dalle, tandis que celles de compression contribuent aux phénomènes d'instabilité dans les poutres métalliques.

La comparaison est effectuée aux figures 38 à 41 pour les sections bipoutres, 1 et 4, et les sections en caisson, 5 et 7. Les sections 1 et 5 correspondent à des petites portées de 40 m et les sections 4 et 7, à des grandes portées de 130 m.

Les figures 38 et 39 présentent, respectivement pour la section entière et pour la dalle seule, les profils de température engendrant les contraintes maximales de traction dans la dalle.

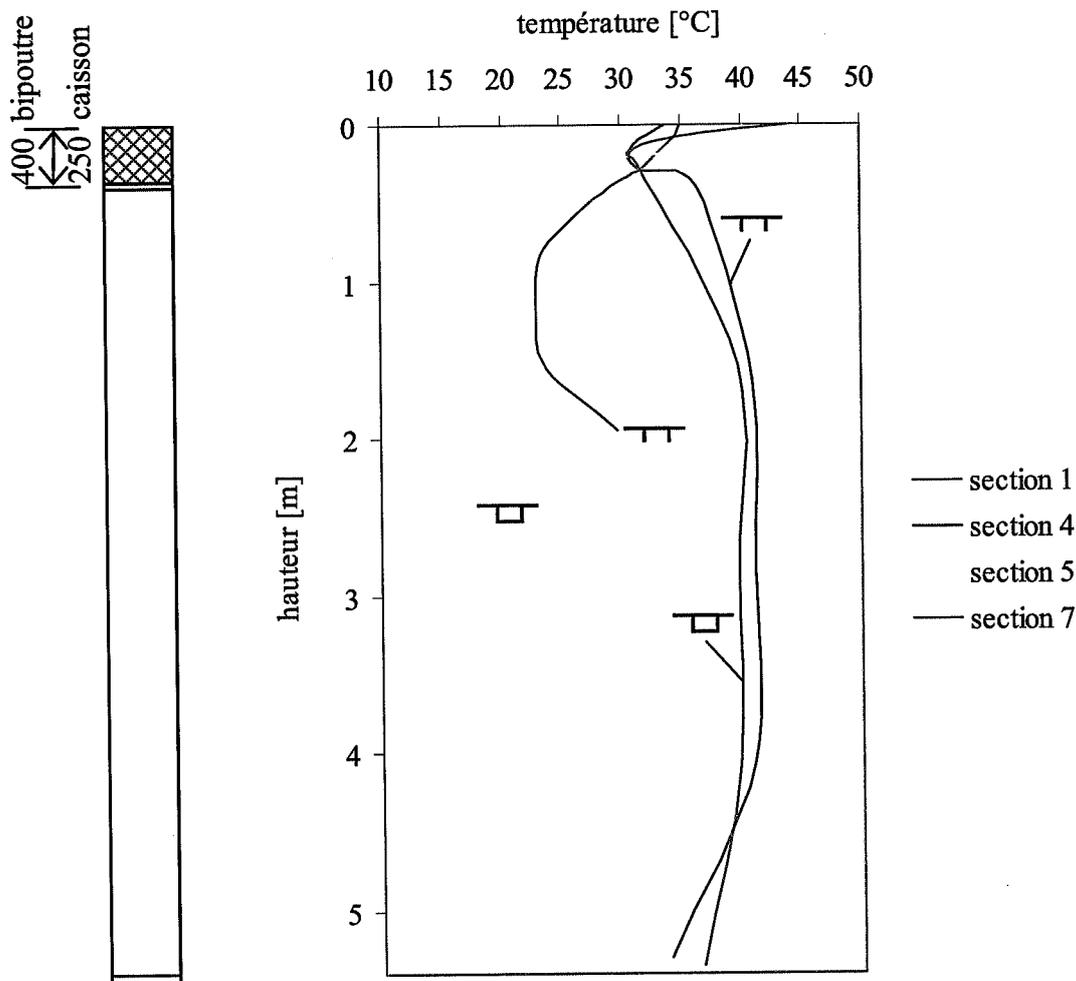


Figure 38 - Profils de températures sur la section correspondant à  $\sigma_{max}$  dans la dalle.

Les profils de température qui engendrent les contraintes de traction maximales dans la dalle ne s'observent pas au même moment pour les ouvrages de petites dimensions que pour les ouvrages plus importants. En effet, les contraintes maximales dans la dalle interviennent dans les sections 1 et 5, correspondant à des ponts de 40 m de portée, lorsque la température de l'air ambiant et des poutres métalliques est minimale et que la dalle n'a pas encore eu le temps de se refroidir. La température diminue fortement sur l'épaisseur de la dalle, tandis que les poutres métalliques ont une température à peu près uniforme. Ces profils de température correspondent à la situation à minuit (fig. 39). Au contraire, pour les sections 4 et 7, relatives à des ouvrages de 130 m de portée, les contraintes de traction maximales dans la dalle se produisent lorsque la température ambiante est maximale, soit vers midi.

Les contraintes de traction maximales dans la dalle, dont les valeurs obtenues sont indiquées au point 6.4, ne s'observent donc pas au même moment et pour le même profil de température dans le cas d'un pont de petite ou de grande portée.

La figure 39 détaille la distribution de la température dans la dalle lorsque la contrainte de traction maximale est atteinte.

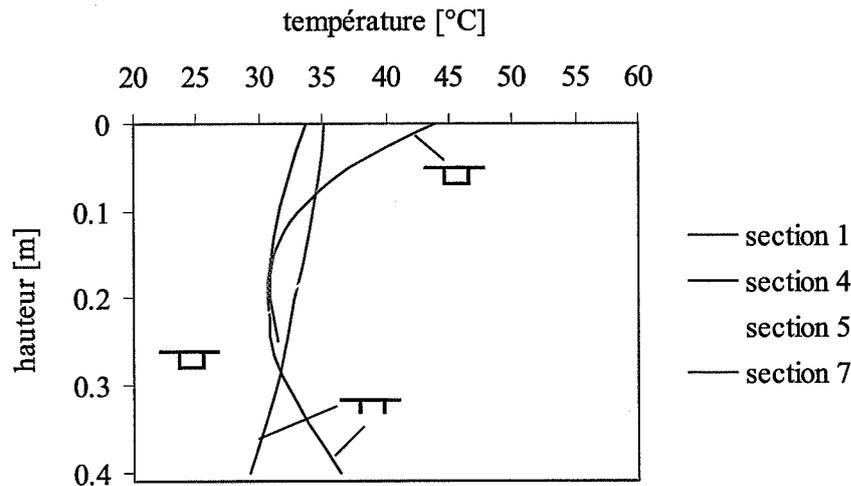


Figure 39 - Profils de températures sur la dalle correspondant à  $\sigma_{max}$  dans la dalle.

La figure 39 montre les deux tendances entre ouvrages de faibles et de grandes portées. Dans le premier cas (sections 1 et 5), la face supérieure commence à se refroidir, protégée par le revêtement, tandis que la face inférieure est déjà plus froide puisqu'elle est influencée par les poutres métalliques dont la température diminue plus rapidement. Pour les sections 4 et 7 de plus grandes dimensions, la température à la face supérieure est plus élevée qu'au centre qui n'a pas encore eu le temps de se réchauffer.

Dans la section 7, la température des faces supérieure et inférieure de la dalle est respectivement de 43,5 °C et 31 °C ; dans la section 5, elle vaut 40, respectivement 27 °C. La différence de température entre les faces supérieure et inférieure de la dalle atteint donc 13 °C pour les deux sections en caisson, où la dalle a été modélisée avec une épaisseur de 250 mm. Pour les deux sections bipoutres, dont la dalle a une épaisseur de 400 mm, la température dans la dalle correspondant aux contraintes de traction maximales dans la dalle est plus homogène. Dans la section 1, la température sur la face supérieure vaut 35 °C et sur la face inférieure 29 °C, soit un gradient de 6 °C.

La composante non linéaire du profil de température dans la dalle, qui joue un rôle important sur les contraintes dans la dalle, peut également être mise en évidence. Cette composante, de forme plus ou moins parabolique, atteint, pour la section 7 en caisson, environ -6 °C au milieu de la dalle par rapport à la pente du gradient linéaire. Elle a pour effet d'accentuer le gradient thermique près de la face supérieure de la dalle. Dans la section 5, cette composante a environ la même valeur, mais a pour effet d'augmenter le gradient dans la partie inférieure de la dalle, cette fois. La composante non linéaire vaut -5 °C au milieu de la dalle, dans la section 4.

Les figures 40 et 41 présentent les profils engendrant cette fois-ci les contraintes de compression maximales dans les poutres maîtresses.

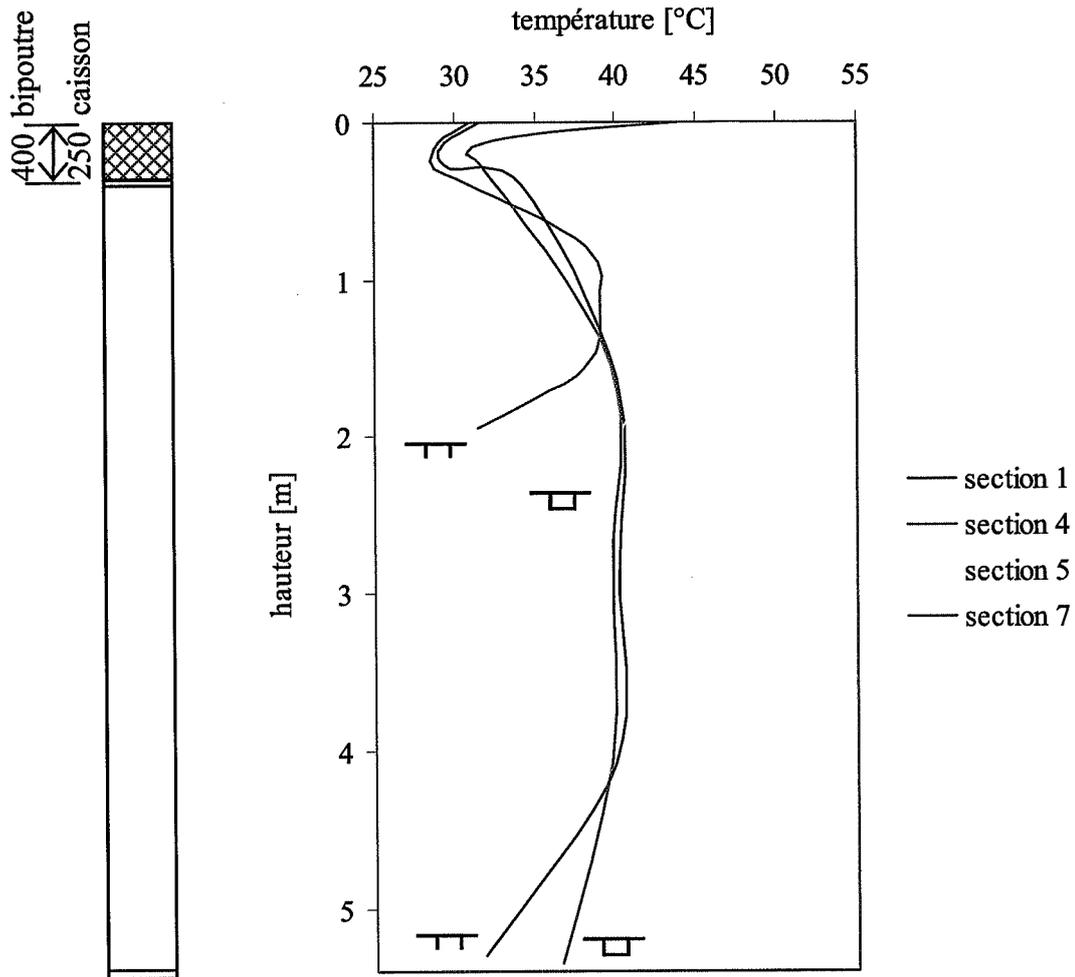


Figure 40 - Profils de températures sur la section correspondant à  $\sigma_{min}$  dans les poutres maîtresses.

Contrairement aux contraintes de traction dans la dalle, les profils de température qui provoquent les contraintes de compression maximales dans les poutres maîtresses ont la même allure pour toutes les sections considérées et correspondent à la période de la journée où la température de l'air ambiant et le rayonnement solaire sont maximaux. La température diminue depuis la face supérieure de la dalle qui est directement soumise au rayonnement solaire, puis augmente à nouveau dans les âmes des poutres maîtresses qui sont plus sensibles aux variations de la température ambiante en raison de leur faible épaisseur et de la conductivité thermique plus grande de l'acier. La température atteint environ la même valeur dans l'âme, soit 40 °C (39 °C pour la section 1 et 41 °C pour la section 5), puisque l'acier réagit directement aux changements de la température ambiante. Une différence apparaît au droit des semelles inférieures, qui s'explique par des épaisseurs de tôles différentes et donc une inertie thermique différente. En effet, la température dans les semelles des sections 5 et 7 en caissons vaut respectivement 36,5 et 38,5 °C, alors qu'elle n'est que de 31,5 °C dans les semelles plus épaisses des sections bipoutres 1 et 4. De même au droit des semelles supérieures, la température dépend essentiellement de celle de la zone inférieure de la dalle.

Même si les profils de la figure 40 laissent penser que la température n'est pas uniforme sur la hauteur des âmes des poutres maîtresses, ceci est dû uniquement à la modélisation et nombre de points sur l'âme où la température est calculée. En réalité, la température est à peu près constante dans les âmes.

Par ailleurs, pour les sections bipoutres, la température des semelles supérieures et inférieures est à peu près égale. Il est difficile de mettre en évidence un gradient sur la hauteur des poutres maîtresses. On pourrait mettre en évidence une différence entre âmes et semelles de l'ordre de 8 à 9°C.

Pour les sections en caisson, on pourrait définir un faible gradient dans la poutre métallique de l'ordre de 4 à 6 °C, mais avec une forte répartition parabolique de 5 à 7 °C.

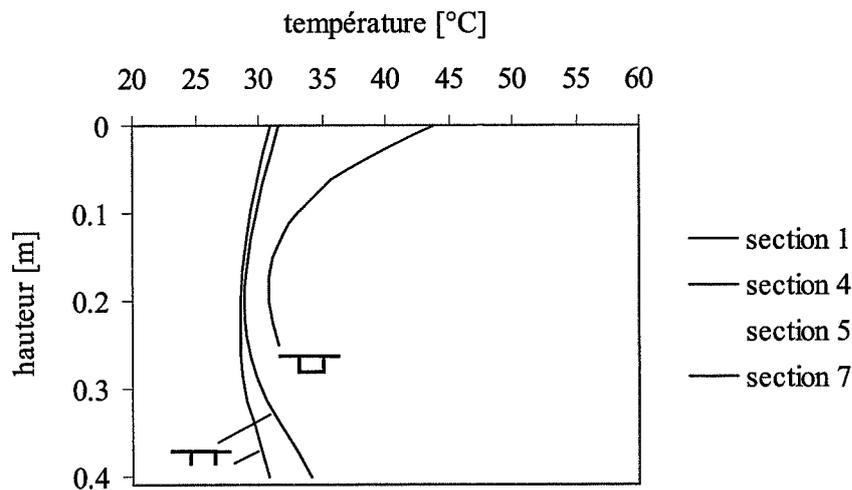


Figure 41 - Profils de températures sur la dalle correspondant à  $\sigma_{min}$  dans les poutres maîtresses.

Le gradient thermique dans la dalle correspondant aux contraintes de compression maximales dans les poutres métalliques (fig. 41) est beaucoup plus prononcé dans les sections en caisson 5 et 7 que dans les sections bipoutre 1 et 4. La différence de température entre les faces supérieure et inférieure de la dalle atteint environ 12 °C pour les deux sections en caisson. Pour les deux sections bipoutres, dont la dalle a une épaisseur de 400 mm, la température est plus uniforme et peut être considérée comme constante sur l'épaisseur de la dalle. Une composante non linéaire parabolique vient s'ajouter au gradient linéaire dans la dalle, elle prend une valeur de -6 °C au milieu de la dalle dans les sections 5 et 7, et environ -2 °C dans les sections 1 et 4.

En examinant les profils de température des figures 38 à 41, on constate que ces profils ont des allures différentes lorsque l'on considère les contraintes de traction maximales dans la dalle ou les contraintes de compression maximales dans les poutres métalliques. D'autre part, ces profils sont différents si l'on considère les sections bipoutres ou les sections en caisson. On peut donc en conclure qu'il est extrêmement difficile de mettre en évidence un profil type applicable à toutes les sections transversales.

## 6.4 CONTRAINTES MAXIMALES

Les profils de température qui provoquent les contraintes maximales, de traction dans la dalle et de compression dans les poutres métalliques ont été illustrés ci-dessus. Cette section traite maintenant des contraintes calculées dans les diverses sections mixtes. Les tableaux 11 et 12 présentent ci-après les résultats de la simulation pour les conditions météorologiques décrites au paragraphe 5.3.1. Les contraintes maximales et minimales calculées dans la dalle et dans les poutres maîtresses y sont rapportées, pour les faces supérieures et inférieures, ainsi que les extrema dans les sections de béton et métallique. Les

contraintes extrêmes ne se situent pas forcément aux fibres extrêmes dans les sections. La distinction est effectuée entre des ouvrages à une ou deux travées. Les contraintes maximales sont présentées sur appui intermédiaire et à mi-travée. Par la suite, la dalle et les poutres maîtresses seront traitées séparément.

**Tableau 12 - Contraintes dans la dalle pour les conditions météo extrêmes, sections 1 à 7.**

			Contraintes dans la dalle [N/mm <sup>2</sup> ]						
	Section	nbre de portées	face sup.		face inf.		valeurs max.		
			max	min	max	min	traction	compression	
bi-poutre	Section 1	Travée	1	0.2	-2.2	1.2	-0.2	1.3	-2.2
			2	-0.5	-2.3	1.6	0.2	1.6	-2.3
		Appui	2	-0.5	-2.5	1.4	0.1	1.4	-2.5
	Section 2	Travée	1	0.1	-2.2	1.3	-0.1	1.3	-2.2
			2	-0.5	-2.2	1.2	-0.2	1.3	-2.2
		Appui	2	-0.7	-2.5	1.0	-0.2	1.2	-2.5
	Section 3	Travée	1	-0.1	-2.2	1.2	-0.2	1.3	-2.2
			2	-0.6	-2.5	1.0	-0.2	1.2	-2.5
		Appui	2	-0.6	-2.6	1.0	-0.5	1.2	-2.6
	Section 4	Travée	1	-0.6	-2.2	1.0	-0.4	1.4	-2.2
			2	-0.4	-2.3	1.1	-0.2	1.4	-2.3
		Appui	2	-0.5	-2.5	0.8	-0.2	1.3	-2.6
caisson	Section 5	Travée	1	0.5	-1.8	1.6	-0.2	1.6	-1.8
			2	-0.2	-2.0	1.7	0.5	1.7	-2.0
		Appui	2	-0.2	-2.1	1.3	0.2	1.3	-2.1
	Section 6	Travée	1	0.0	-1.6	1.1	0.2	1.1	-1.6
			2	-0.7	-2.2	0.8	-0.2	1.0	-2.2
		Appui	2	-0.4	-2.2	0.6	-0.6	0.8	-2.2
	Section 7	Travée	1	0.0	-1.8	1.2	0.0	1.2	-1.8
			2	-0.5	-2.1	1.0	-0.5	1.3	-2.1
		Appui	2	-0.5	-2.2	1.0	-0.6	1.2	-2.2

Tableau 13 - Contraintes dans les poutres maîtresses pour les conditions météo extrêmes, sections 1 à 7.

			Contraintes dans les poutres métalliques [N/mm <sup>2</sup> ]						
	Section	nbre de portées	face sup.		face inf.		valeurs extrêmes		
			max	min	max	min	traction	compression	
bipoutre	Section 1	Travée	1	10	-3	2	-4	16	-14
			2	12	-3	24	-4	32	-16
		Appui	2	10	0	15	4	27	-13
	Section 2	Travée	1	14	-5	3	-3	20	-14
			2	14	-4	18	-1	29	-16
		Appui	2	13	3	13	3	25	-14
	Section 3	Travée	1	13	2	2	-1	20	-18
			2	12	-3	13	1	27	-19
		Appui	2	8	2	12	3	24	-18
	Section 4	Travée	1	14	-4	3	-2	20	-14
			2	14	-4	12	2	25	-16
		Appui	2	8	1	10	4	20	-15
caisson	Section 5	Travée	1	8	-5	0	-1	15	-10
			2	10	-5	18	-15	37	-20
		Appui	2	8	-3	14	-12	32	-15
	Section 6	Travée	1	8	-4	1	-2	16	-12
			2	6	-2	4	-22	20	-22
		Appui	2	5	-1	1	-19	18	-19
	Section 7	Travée	1	11	-6	1	-1	16	-10
			2	10	-5	4	-18	17	-18
		Appui	2	7	-2	1	-15	16	-15

#### 6.4.1 Contraintes dans la dalle

Les contraintes maximales dans la dalle sont très proches les unes des autres pour toutes les sections. Elles se situent entre 0.8 et 1.7 N/mm<sup>2</sup> pour les contraintes de traction et entre -1.6 et -2.6 N/mm<sup>2</sup> pour les contraintes de compression. La constatation principale est que les résultats tendent à montrer que le type de section, bipoutre ou caisson, n'a pas de réelle influence sur les contraintes maximales dues à la température. Les contraintes de compression sont un peu plus faible dans les sections 5 à 7 en caisson, mais restent proches des valeurs obtenues pour les sections bipoutre. De même, il est difficile de déduire des résultats une tendance en fonction des portées et donc des dimensions des sections. Il semble que les contraintes de traction maximales pour les ouvrages de petites dimensions (sections 1 et 5) soient un peu plus élevées que

dans les autres sections, mais cette constatation ne peut être généralisée, les valeurs obtenues pour les sections 2, 3 et 4 étant à peu près égales. Il semble toutefois que les contraintes de traction soient un peu plus faibles dans les sections en caisson fermé, ceci en raison de l'épaisseur plus faible de la dalle. En revanche, il apparaît que les contraintes maximales, tant en traction qu'en compression, sont obtenues pour des ouvrages à deux travées.

Dans la dalle, les contraintes de traction maximales calculées s'élèvent à  $1,7 \text{ N/mm}^2$ . Cette valeur est obtenue pour la section 5, en caisson, dans le cas d'un ouvrage à deux travées. Les contraintes de compression maximales atteignent quand à elles  $-2,6 \text{ N/mm}^2$  et s'observent dans les sections bipoutres de grande portée, soit les sections 3 et 4, pour des ouvrages à deux travées. Les figures 42 et 43 présentent respectivement pour toute la section et pour la dalle uniquement les distributions de contraintes correspondant aux contraintes de traction maximales obtenues dans les sections 1, 4, 5 et 7. Les sections 1 et 5 correspondent à des ouvrages de faibles portées, environ 40 m, et les sections 4 et 7 à des ouvrages de 130 m de portée.

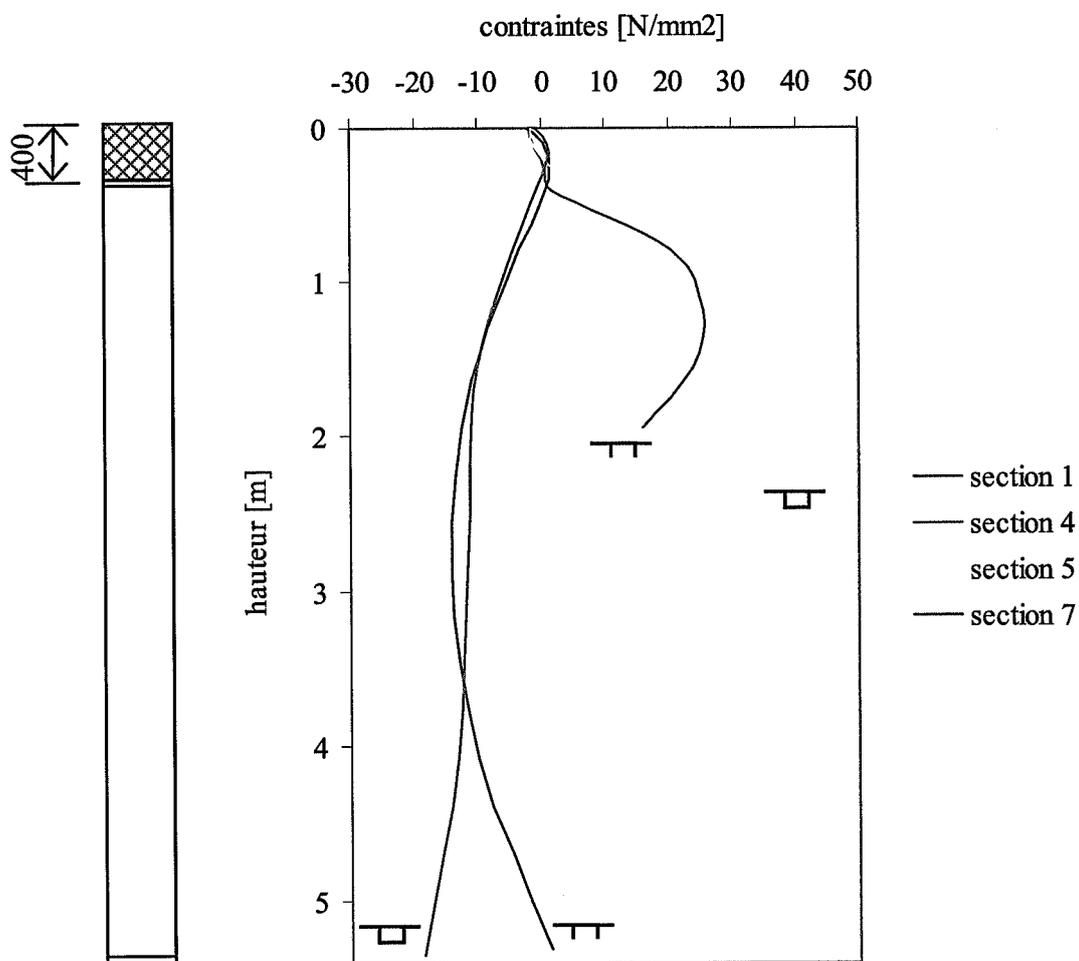
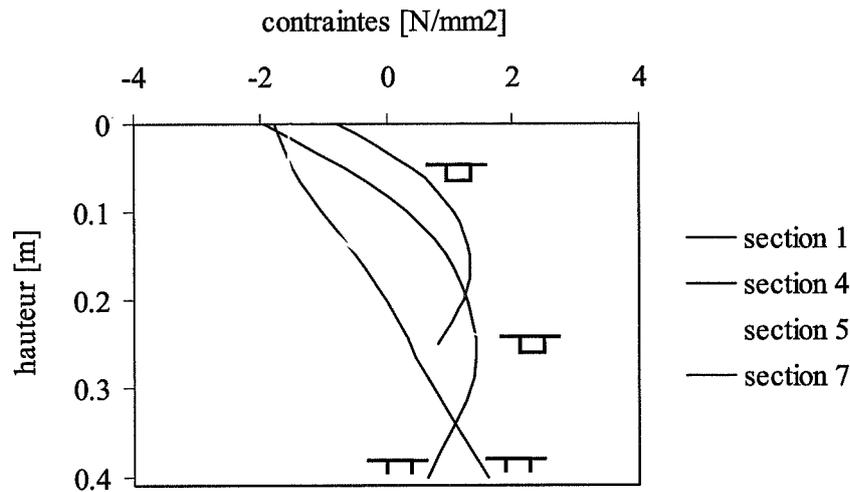


Figure 42 - Distribution des contraintes, traction maximale dans la dalle.

Bien que les valeurs maximales des contraintes de traction dans la dalle sont du même ordre de grandeur, la répartition des contraintes correspondant sur la section entière est différente entre les ouvrages de grande portée (section 4 et 7) et les ouvrages plus modestes (sections 1 et 5). En effet, dans le premier cas, la partie métallique est en compression lorsque sont observées les tractions maximales dans la dalle, tandis que pour les sections de petites dimensions, les poutres métalliques sont en traction.

La figure 43 détaille la distribution des contraintes dans la dalle.



**Figure 43** - Distribution des contraintes dans la dalle, traction maximale dans la dalle.

La différence de distribution de contrainte entre les sections 4 et 7 et les sections 1 et 5 constatée plus haut apparaît clairement dans la dalle. Dans tous les cas, la face supérieure de la dalle est en compression puis la section entre progressivement en traction. Pour les sections 4 et 7, correspondant à des ponts de 130 m de portée, les trois quarts de l'épaisseur de la dalle sont en traction, alors que pour les autres, seules la moitié inférieure de la dalle est en traction. Donc si les valeurs maximales sont comparables, la traction affecte néanmoins une plus grande partie de la dalle dans les sections de dimensions importantes. Ceci peut s'expliquer par la position de l'axe neutre plus éloignée de la dalle. La distribution des contraintes dans la dalle ne dépend en tout cas pas du type de section, mais plutôt des dimensions.

En résumé, les contraintes de traction maximales calculées dans la dalle sous conditions extrêmes de température et de rayonnement solaire valent respectivement 1.4 et 1.3 N/mm<sup>2</sup> dans les sections 4 et 7 et 1.6 et 1.7 N/mm<sup>2</sup> dans les sections 1 et 5. Dans les premières, les contraintes de traction maximales se rencontrent à peu près au tiers de l'épaisseur de la dalle, tandis que pour les secondes, elles s'observent à la face inférieure de la dalle.

#### 6.4.2 Contraintes dans les poutres métalliques

Les contraintes maximales de traction calculées dans les poutres métalliques varient entre 15 et 37 N/mm<sup>2</sup> selon les sections et les contraintes de compression varient entre -10 et -22 N/mm<sup>2</sup>. Comme pour les contraintes dans la dalle, il est difficile de mettre en évidence une tendance selon le type de section. Les contraintes, de traction et de compression, sont un peu plus élevées toutefois dans les ponts en caisson, bien que les valeurs diffèrent peu. En revanche, la dimension de la section semble avoir une certaine influence sur les contraintes de traction maximales. En effet, les tractions maximales diminuent lorsque la portée diminue. Elles varient de 32 à 29 N/mm<sup>2</sup>, et de 27 à 25 N/mm<sup>2</sup>, respectivement pour les sections 1, 2, 3 et 4. La même constatation peut être faite pour les sections en caisson. Par contre, les contraintes de compression ne sont pas influencées par les dimensions de la section. Enfin, les contraintes extrêmes sont observées sur des ouvrages à deux travées.

Les contraintes maximales de compression dans les poutres métalliques valent -22 N/mm<sup>2</sup> et ont été calculées dans la section 6, en caisson, pour un pont à deux travées. La figure 44 présente la distribution des

contraintes correspondant aux contraintes de compression maximales calculées dans les poutres métalliques dans les sections 1 et 4 (bipoutres), et 5 et 7 (caisson).

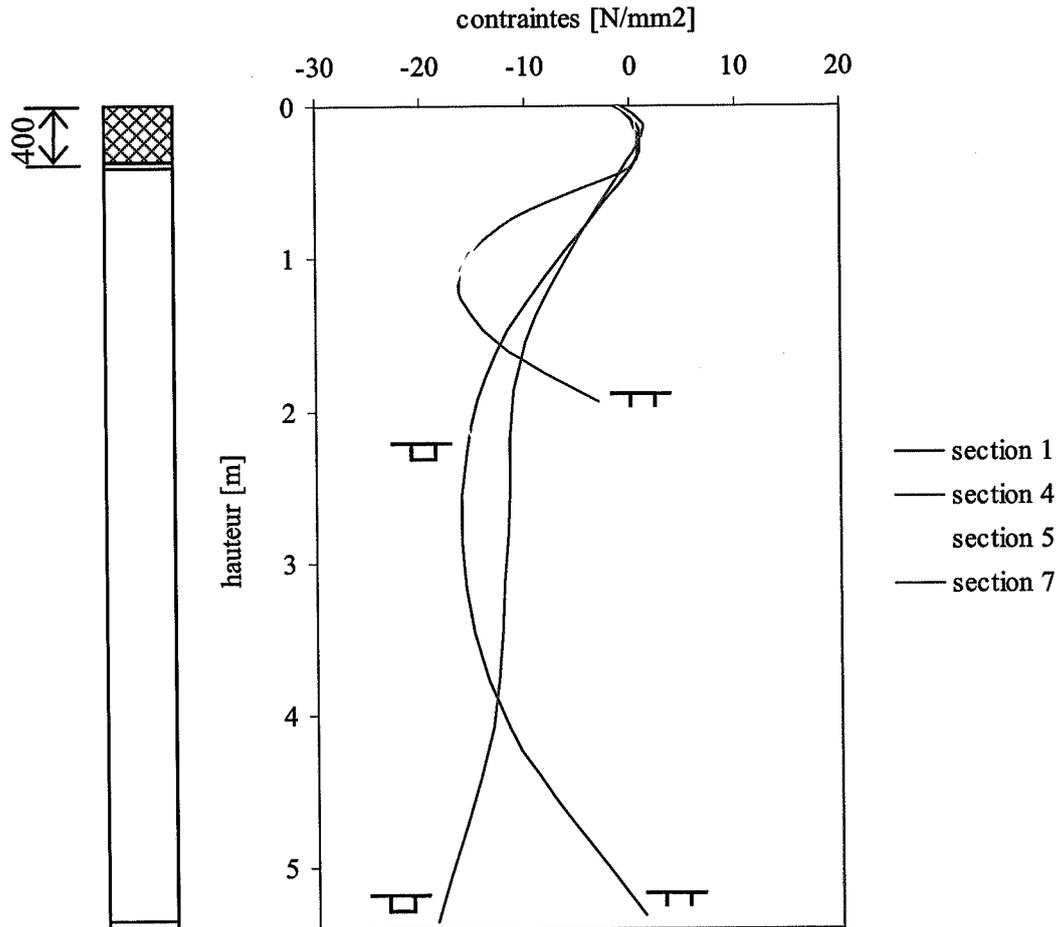


Figure 44 - Distribution des contraintes, compression maximale dans les poutres métalliques.

Les distributions de contraintes dans les quatre sections considérées correspondant aux cas extrêmes ont la même allure. La face supérieure de la dalle est en compression, tandis que la partie inférieure est en traction.. Les poutres maîtresses quand à elles sont en compression. Excepté pour la section 7, les contraintes de compression maximales s'observent à peu près à mi-hauteur de l'âme ; elles diminuent ensuite près des semelles inférieures.

La figure 45 détaille la distribution des contraintes dans la dalle.

Les contraintes correspondant aux contraintes de compression maximales dans les poutres maîtresses ont qualitativement la même distribution pour les 4 sections considérées. La partie supérieure de la dalle est en compression sur le premier quart de l'épaisseur. La contrainte à la face supérieure vaut entre  $-1.5 \text{ N/mm}^2$  pour la section 4 et  $-0.8 \text{ N/mm}^2$  pour la section 7.

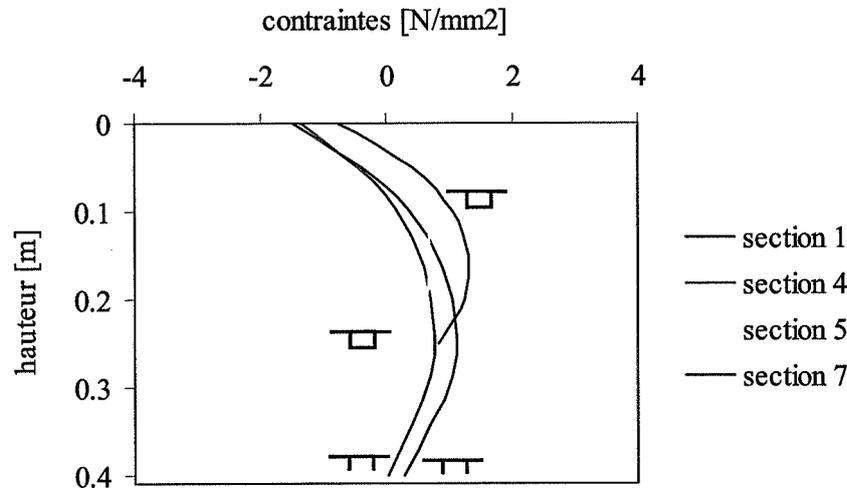


Figure 45 - Distribution de contraintes dans la dalle, compression maximale dans les poutres maîtresses.

## 6.5 INFLUENCE DES AUTRES PARAMÈTRES

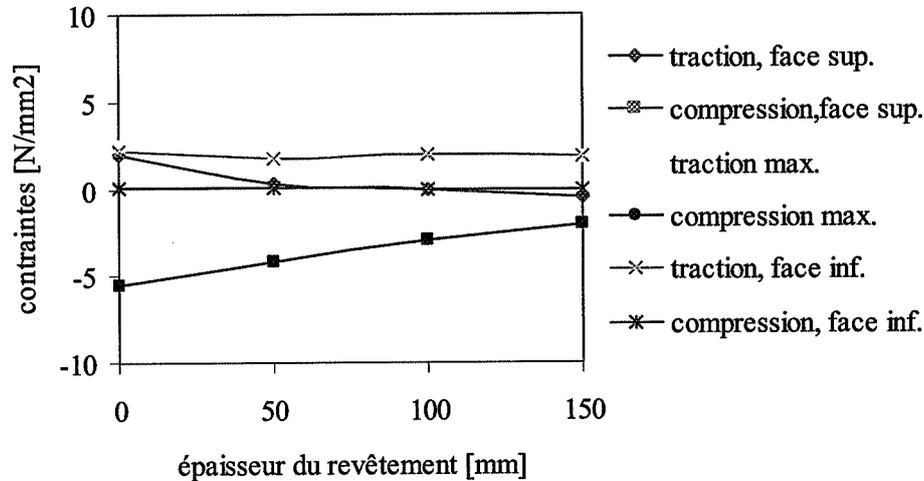
L'influence des différents paramètres énumérés lors de la présentation de l'étude paramétrique à la section 5.3 est étudiée dans cette section. A chaque étape, un seul paramètre est modifié, les autres restent constants, ceci afin de discerner l'influence de chacun. Les valeurs des paramètres de référence, correspondent aux valeurs usuelles des ouvrages suisses et sont les suivantes : le revêtement a une épaisseur de 100 mm; les dalles ont une épaisseur de 400 mm au droit des poutres, correspondant en général à un gousset de 150 mm de hauteur et le rayonnement vertical émis par le sol est pris en compte. Par ailleurs, les ouvrages modélisés ont une section transversale d'inertie constante et la dalle est considérée comme non fissurée.

### 6.5.1 Revêtement

L'étude avec le modèle thermique bidimensionnel (chap. 4) a montré que le revêtement constitue un paramètre significatif pour la répartition de la température dans l'épaisseur de la dalle. Pour en déterminer l'influence sur les contraintes dans la dalle et dans les poutres maîtresses, l'épaisseur du revêtement a été modifiée dans une fourchette allant de 0 à 150 mm, qui correspond aux valeurs rencontrées sur les ouvrages routiers.

Les figures 46 et 47 montrent les contraintes de traction et de compression maximales calculées pour la dalle et les poutres maîtresses d'une manière générale, ainsi qu'aux faces supérieures et inférieures, pour la section 4.

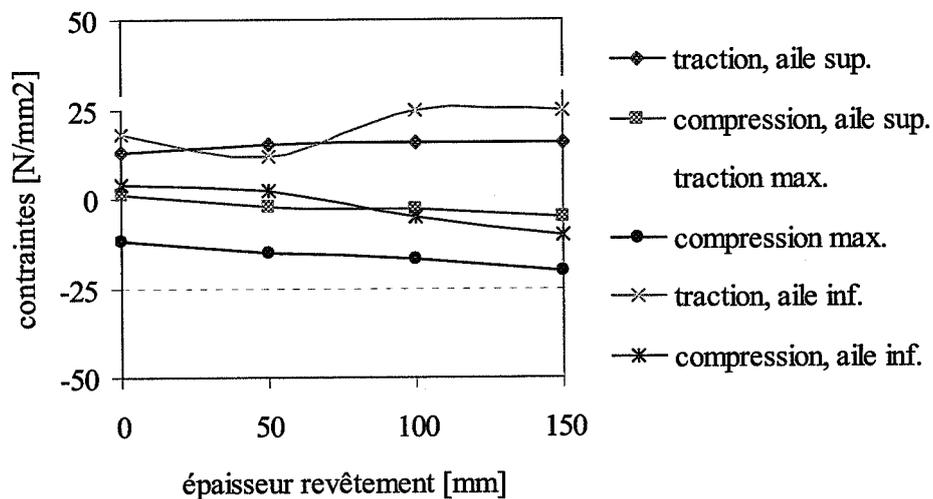
Il en ressort, que les contraintes maximales se situent, pour la traction, dans la partie inférieure de la dalle et pour la compression, dans la partie supérieure. Elles sont plus importantes lorsque la dalle est directement en contact avec l'air ambiant et soumise au rayonnement solaire. Ces contraintes diminuent lorsque l'épaisseur du revêtement augmente. Elles varient de 2.5 N/mm<sup>2</sup> à 1.7 N/mm<sup>2</sup> pour la traction maximale. Pour la compression maximale, les contraintes varient de -5.5 N/mm<sup>2</sup> à -2.1 N/mm<sup>2</sup> lorsque l'épaisseur du revêtement augmente.



**Figure 46 - Influence de l'épaisseur du revêtement sur la répartition des contraintes maximales dans la dalle, section 4.**

La constatation principale que l'on peut faire est que lorsque l'épaisseur du revêtement augmente, les contraintes de traction maximales dans la dalle diminuent, mais faiblement de 2,5 N/mm<sup>2</sup> en l'absence de revêtement à 1,7 N/mm<sup>2</sup> pour un revêtement de 150 mm. Le revêtement a une certaine influence sur les contraintes à la face supérieure de la dalle où, suivant les cas, il peut provoquer une inversion du signe des contraintes, et dans une moindre mesure sur les contraintes dans la partie inférieure de la dalle. La plus grande influence est constatée sur les contraintes de compression.

En ce qui concerne les poutres maîtresses, l'effet du revêtement est également visible, mais peu important, puisque la compression maximale passe de -12 à -20 N/mm<sup>2</sup> et la traction maximale, de 25 à 32 N/mm<sup>2</sup>, soit dans les deux cas, une variation correspondant à env. 2% de la limite d'élasticité  $f_y$  du matériau, en considérant un acier S355. En revanche, il est à relever que le revêtement provoque dans les poutres maîtresses l'effet inverse de la dalle; il accentue les contraintes, aussi bien positives que négatives lorsque son épaisseur augmente.



**Figure 47 - Influence de l'épaisseur du revêtement sur les contraintes maximales dans les poutres maîtresses, section 4.**

En résumé, le revêtement a une certaine influence sur les contraintes extrêmes dans la dalle, où elles diminuent avec l'augmentation de l'épaisseur du revêtement. Le comportement inverse est constaté dans les poutres maîtresses, mais l'influence est faible en regard de la limite d'élasticité.

### 6.5.2 Épaisseur de la dalle

Du fait de son exposition directe au rayonnement solaire, la dalle en béton constitue certainement le principal élément responsable des déformations et des contraintes dans une section mixte. Des gradients non linéaires se créent dans son épaisseur (fig. 37, 39). Son épaisseur en particulier a une influence sur le profil de température dans la section et donc sur les effets de la température. Pour les ponts mixtes situés sur le réseau routier suisse, l'épaisseur de la dalle est à peu près identique, soit environ 250 mm entre les poutres maîtresses et à l'extrémité des porte-à-faux. En revanche, l'épaisseur de la dalle située au-dessus des poutres maîtresses peut varier. Cette épaisseur est normalement située entre 250 mm (dalle d'épaisseur constante) et 550 mm. Les figures 48 et 49 montrent l'influence de l'épaisseur de la dalle au-dessus des poutres sur les contraintes de traction et de compression maximales calculées pour la dalle et les poutres maîtresses d'une manière générale, ainsi qu'aux faces supérieures et inférieures, pour la section 1.

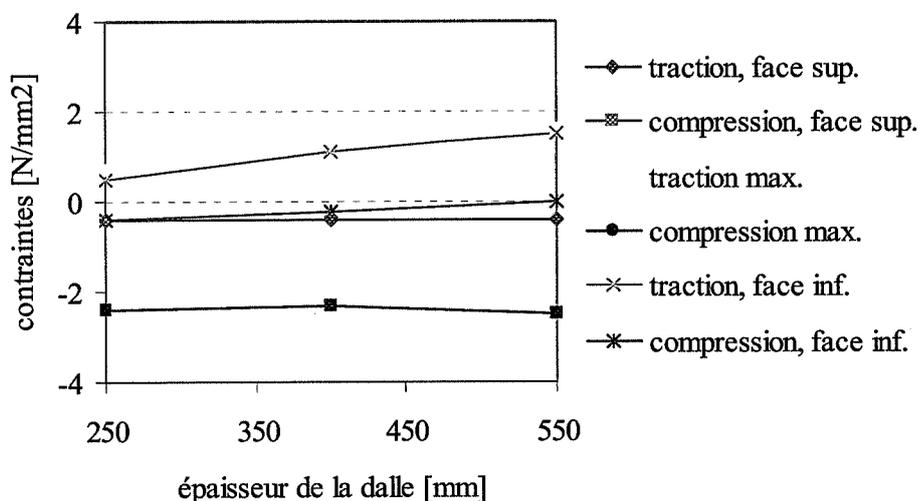


Figure 48 - Influence de l'épaisseur de la dalle sur la répartition des contraintes maximales dans la dalle, section 1.

La tendance inverse à celle constatée lorsque l'on augmente l'épaisseur du revêtement s'observe lorsque l'épaisseur de la dalle augmente. En effet, dans ce cas, les contraintes maximales de traction augmentent. Elles passent de 0.7 à 1.6 N/mm<sup>2</sup> lorsque l'épaisseur des goussets varie de 250 à 550 mm. D'une manière générale, l'épaisseur de la dalle a une influence sur les contraintes de traction à la face inférieure de la dalle, tandis que cette influence est quasi-nulle à la face supérieure.

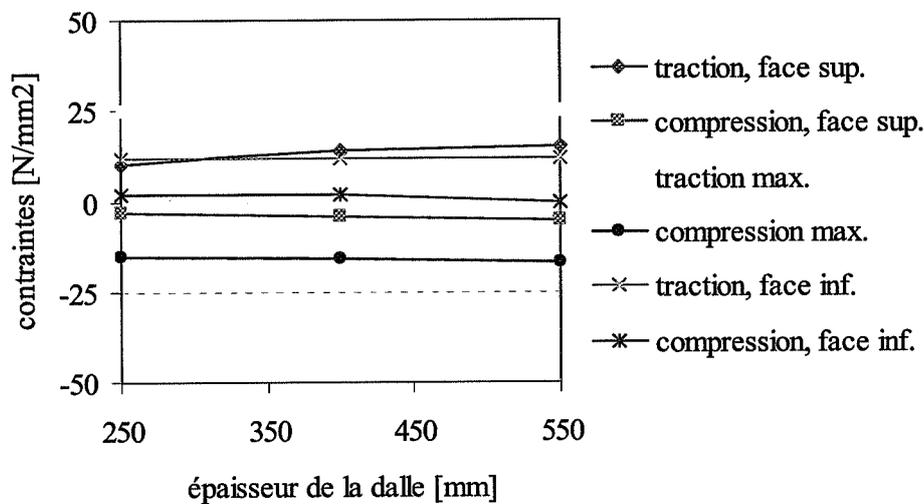


Figure 49 - influence de l'épaisseur de la dalle sur la répartition des contraintes dans les poutres maîtresses, section 1.

En ce qui concerne les poutres maîtresses, l'état de contraintes est pour ainsi dire très peu influencé par la variation de l'épaisseur de la dalle.

### 6.5.3 Rayonnement du sol

Concernant les paramètres environnementaux, il faut également déterminer l'influence du rayonnement vertical émis par le sol. En effet, la température ambiante et le rayonnement direct reçu par la dalle sont les actions principales pour l'étude du comportement des ponts sous les effets de la température, mais il y a également une part du rayonnement qui est réfléchi par le sol et est renvoyée sur la structure. Ce rayonnement est variable en fonction du type de végétation et de la situation de l'ouvrage au-dessus du sol, c'est pourquoi il a été jugé utile de déterminer son influence en comparant simplement deux cas : soit avec ou sans rayonnement émis par le sol. Rappelons que toutes les simulations (sections 6.3 et 6.4) pour déterminer les effets les plus grands dus à la température ont été effectuées en tenant compte du rayonnement du sol. Par exemple, les figures 50 et 51 présentent l'influence du rayonnement du sol sur les contraintes maximales pour la dalle et pour les poutres maîtresses de la section 1.

Ces deux figures montrent que le rayonnement émis par le sol a bel et bien une influence sur les contraintes dans la section. Dans la dalle, le rayonnement provoque des contraintes de traction de l'ordre de  $0,3 \text{ N/mm}^2$ , c'est-à-dire que les contraintes de traction augmentent et celles de compressions diminuent par rapport au cas sans rayonnement. Dans les poutres métalliques, c'est l'effet inverse qui se produit ; les contraintes diminuent et donc le rayonnement introduit de la compression, entre 3 et  $6 \text{ N/mm}^2$ , dans les poutres maîtresses.

Le rayonnement du sol pris en compte pour toutes les simulations précédentes représente donc le cas conservateur puisqu'il augmente la traction dans la dalle et la compression dans la structure métallique.

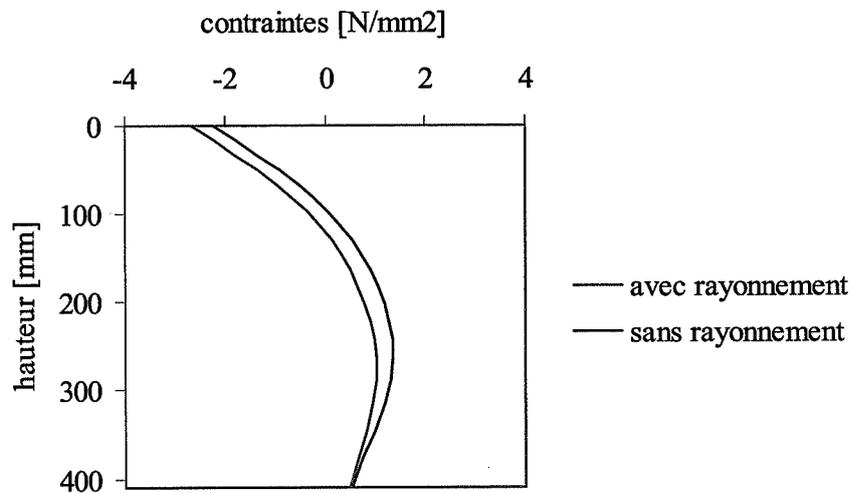


Figure 50 - Influence du rayonnement émis par le sol sur la répartition des contraintes maximales dans la dalle, section 1.

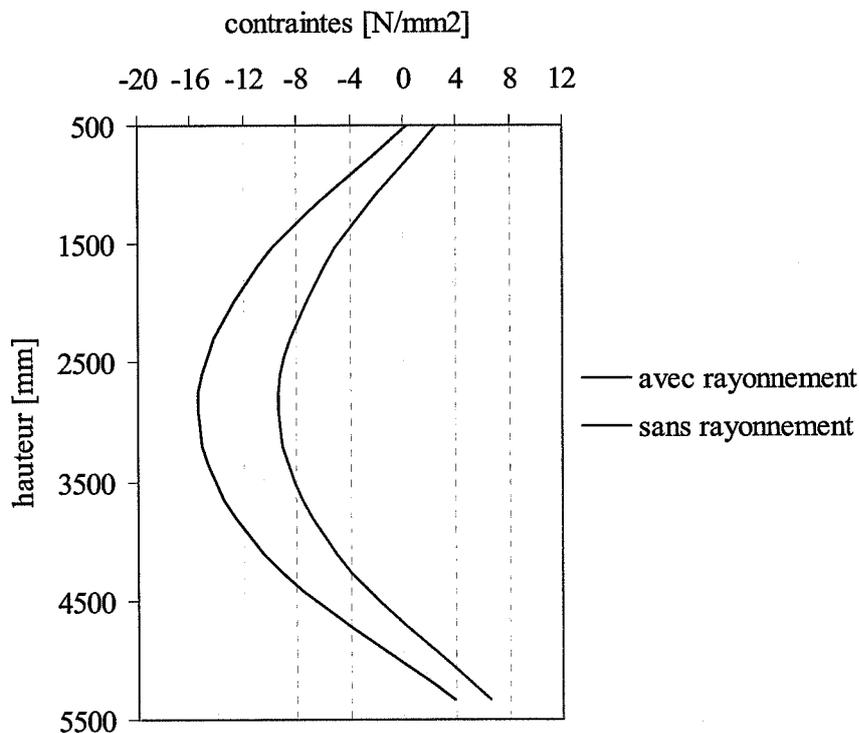


Figure 51 - Influence du rayonnement émis par le sol sur la répartition des contraintes maximales dans les poutres maîtresses, section 1.

#### 6.5.4 Portées inégales, inerties variables et fissuration de la dalle

Jusqu'à ce stade de l'étude, tous les ouvrages considérés étaient des ouvrages à une ou deux travées et, dans ce second cas, de portées égales. Rappelons que ce choix était justifié par le fait que le moment hyperstatique sur les appuis intermédiaires est le plus grand pour deux portées. Puisque dans la réalité, et notamment pour

des ouvrages de plus de deux travées, les portées varient généralement entre travées de rive et travées intermédiaires, l'effet de portées inégales sur un ouvrage à deux travées a été déterminé.

Pour des rapports de portées inégales et des poutres à inertie constante, le rapport entre le moment sur l'appui intermédiaire  $M_{appui}$  et le moment isostatique sur les appuis de bord  $M_{isost}$  est constant et égal à 0.5 en valeur absolue (fig. 52). Rappelons que le moment appelé isostatique correspond au moment qui provoquerait la même courbure que celle provenant du gradient linéaire selon l'équation (2). Il en ressort que des portées inégales n'ont aucun effet sur ce rapport.

De même que pour les portées, une inertie constante sur tout l'ouvrage a jusqu'à présent toujours été prise en compte. Pour chaque ouvrage de référence, les calculs avaient été effectués sur la base d'une section type à mi-travée et d'une section type sur appui, mais en différenciant chacun des deux cas. Or, dans la réalité, l'inertie n'est en général pas constante sur tout l'ouvrage et les sections sur appui et en travée sont différentes sur le même ouvrage. D'autre part, la dalle des sections mixtes sur les appuis intermédiaires peut être plus ou moins fissurée. C'est pourquoi nous évaluons ici l'influence d'une variation d'inertie le long de la poutre sur les effets de la température calculés avec les hypothèses d'une section de poutre constante et homogène. La variation d'inertie le long de la poutre a une influence sur la grandeur du moment hyperstatique et l'hypothèse d'une section résistante fissurée influence le calcul des contraintes dans les sections soumises à un moment négatif.

Pour évaluer ces influences, les quatre ponts bipoutres considérés (voir tableau 10) ont été divisés en trois tronçons, comme représentés à la figure 52, soit deux tronçons de rive et un tronçon central. Sur le tronçon central, l'inertie de la section sur appui  $I_{ap}$  a été considérée sans participation de la dalle fissurée mais avec l'armature longitudinale et sur les tronçons de rive, l'inertie de la section à mi-travée  $I_r$  a été prise en compte.

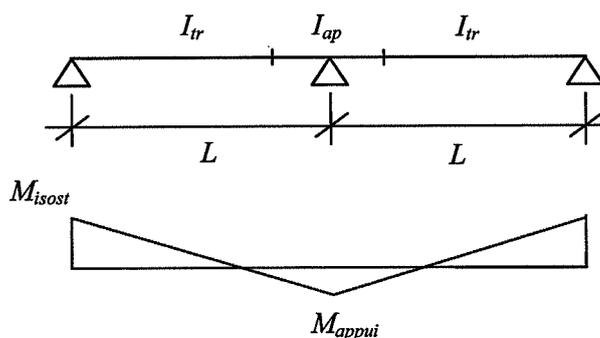


Figure 52 - Répartition des inerties

L'inertie de la section sur appui  $I_{ap}$  est admise sur une longueur de  $0.15L$  de part et d'autre de l'appui intermédiaire correspondant à la longueur définie dans les règlements le long de laquelle la dalle est admise totalement fissurée.

Tableau 14 - Effet d'inerties variables sur appui et en travée.

Sections	$I_{tr}$ [ $10^{12} \text{ mm}^4$ ]	$I_{ap}$ [ $10^{12} \text{ mm}^4$ ]	$I_{ap}/I_{tr}$ [ - ]	$M_{appui}/M_{isost.}$ [ - ]	$W_{ap,f}/W_{ap,h}$ [ - ]
1	0.075	0.103	1.37	0.56	0.92
2	0.47	0.437	0.93	0.49	0.84
3	1.23	0.765	0.62	0.42	0.78
4	1.84	1.37	0.75	0.45	0.83

La variation d'inertie entre la section en travée homogène et la section sur appui fissurée a une petite influence sur la répartition des moments hyperstatiques dus à la température. En effet, alors que le cas théorique avec inertie constante conduit à un rapport entre moment sur appui intermédiaire et moment isostatique de 0.5, en tenant compte de la variation de cette inertie, ce rapport varie entre 0.42 et 0.56 selon les portées étudiées. Ceci correspond à une réduction du moment hyperstatique de 12 % pour les faibles portées et une augmentation jusqu'à 16 % pour les grandes portées. De plus si la longueur des deux portées est différente, ces pourcentages peuvent être modifiés de 1 à 2 %.

La dernière influence à chiffrer est celle de la fissuration de la dalle sur appuis intermédiaires sur le calcul des contraintes. En effet, dans les calculs précédents, la dalle a toujours été considérée comme homogène et non fissurée. Pour chiffrer ceci, l'hypothèse que la fissuration n'a d'influence que sur les contraintes dues au moment de flexion et pas sur les autres composantes de l'état de sollicitations dans les sections a été faite. La composante des contraintes dans les poutres maîtresses due à la rotation de la section sur l'appui intermédiaire peut être exprimée de la manière suivante :  $\sigma = 0.5 \cdot M_{isost.}/W$ . Avec les hypothèses précédentes, le rapport des moments statiques de la section  $W_{ap,f}/W_{ap,h}$ , respectivement sans et avec la participation de la dalle sur appui permet d'approcher correctement le rapport des contraintes entre les cas fissurés et non fissurés. Ces rapports des moments statiques sont également indiqués dans le tableau 14 pour les sections bipoutres.

Il apparaît que la fissuration dans la dalle augmente les contraintes dans la semelle inférieure de la poutre métallique du fait que le moment statique  $W_{ap,f}$  de la section fissurée est plus petit que le moment statique de la section non fissurée. Cette variation du moment statique de 10 à 20 % s'applique cependant à un moment  $0.5 \cdot M_{isost.}$  qui en général provoque des contraintes de l'ordre de 10 à 20 N/mm<sup>2</sup> à la fibre inférieure de la poutre maîtresse, c'est-à-dire de faibles contraintes. D'autre part, la fissuration de la dalle entraîne le plus souvent une réduction du moment hyperstatique, cette réduction combinée avec une augmentation des contraintes sur appui d'un pourcentage équivalent entraîne que ces influences de la fissuration sur les contraintes ont tendance à se neutraliser.

Si les sections sur appuis intermédiaires ne sont pas fissurées ou si le moment hyperstatique est positif, ce qui est souvent le cas, avec une dalle plus élevée en température, l'ensemble de l'ouvrage peut travailler de manière homogène. L'effet des variations d'inertie provoque dans ce cas une augmentation du moment hyperstatique sur appui de l'ordre de 15% ce qui peut influencer les contraintes dans l'acier de 2 à 3 N/mm<sup>2</sup>.

Compte tenu des autres sollicitations qui agissent simultanément avec les variations journalières de température, il est difficile de dire si les sections tendues travaillent de manière homogène, partiellement homogène ou totalement fissurée. Par conséquent, compte tenu des analyses ci-dessus, on peut dire que les valeurs des contraintes extrêmes contenues dans les tableaux 12 et 13 représentent de manière très proche la réponse des ouvrages aux actions extrêmes de l'ensoleillement en Suisse.

## 6.6 GRADIENTS EXTRÊMES DANS LES PONTS MIXTES

Sur la base de la simulation effectuée pour des conditions météorologiques extrêmes, des profils de température types peuvent être déduits pour les ponts mixtes, correspondant aux contraintes extrêmes dues à la température. Le but de cette démarche est de pouvoir ensuite comparer les gradients obtenus dans cette étude avec les gradients de température proposés dans la norme SIA 261 et préconisés pour le dimensionnement des ponts. En se référant aux tableaux 12 et 13 et aux figures 36 à 41 qui présentent les profils de température sur une journée type (figures 36 et 37) et les profils correspondant aux contraintes extrêmes dans la dalle et dans les poutres métalliques (figures 38 à 41), un certain nombre d'observations peut être fait, d'abord pour les poutres maîtresses et ensuite pour la dalle. Il sera distingué entre les gradients extrêmes de température et les gradients qui provoquent les contraintes extrêmes dans la section.

Les valeurs proposées ci-dessous correspondent à des ponts avec un revêtement bitumineux de 100 mm. Pour les gradients de température extrêmes dans une dalle non revêtue, la simulation n'a pas été effectuée pour tous les ponts mixtes, mais son influence sur l'état de contraintes est décrite dans le paragraphe 6.5.1, et les valeurs des gradients présentés au chapitre 7 pour les dalles des ponts en béton sans revêtement peuvent être reprises pour les dalles de ponts mixtes.

### 6.6.1 Poutres maîtresses

La variation journalière de la température dans les poutres maîtresses peut être considérée comme plutôt uniforme. En effet, la température dans les semelles supérieures et inférieures varie de manière à peu près identique et même si la température dans la partie centrale constituée par l'âme est plus chaude ou plus froide selon le moment de la journée, les résultats ont montrés que la forme du profil de température dans la section métallique et les dimensions de la section métallique n'ont pas de réelle influence sur l'état de contrainte dans la section. Il est d'autre part impossible de définir un gradient de température type pour la partie métallique.

### 6.6.2 Dalle

Le profil de température dans la dalle n'est pas uniforme, contrairement aux poutres métalliques. Un gradient peut donc être mis en évidence. Ce gradient n'est pas linéaire, mais peut toutefois être décomposé en une composante linéaire et une composante non linéaire de type parabolique.

#### 6.6.2.1 Gradients extrêmes

Le gradient maximal dans la dalle, déduit des calculs, a été observé pour la section 1 au paragraphe 6.2. Il vaut 7 °C. Ce gradient agit sur l'épaisseur de la dalle de 400 mm dans le cas de la section 1. Dans les sections en caisson, avec une dalle d'une épaisseur de 250 mm, ce gradient vaut 13 °C.



*Figure 53 - Gradient de température maximal dans la dalle pour les sections bipoutres et en caisson.*

La composante non linéaire de la distribution de température dans la dalle correspondant au gradient maximal observé peut être approximée par une courbe parabolique représentée à la figure 54. La valeur au milieu de la section vaut environ -3 °C pour les sections bipoutre et -6 °C pour les sections en caisson.



**Figure 54 - Composante non linéaire maximale de la température dans la dalle.**

Cette composante non linéaire n'est pas négligeable puisque sa valeur vaut environ le 50 % de la composante linéaire. Elle peut être de signe opposé au gradient linéaire, ce qui a pour effet d'augmenter le gradient dans la partie supérieure de la dalle et de le diminuer dans la partie inférieure.

### 6.6.2.2 Gradients provoquant les contraintes extrêmes

Le gradient engendrant les contraintes extrêmes ne correspond pas forcément au gradient maximal observé et résumé ci-dessus. Ce gradient dépend de l'épaisseur de la dalle. En outre, il est différent selon que les contraintes de traction sont maximales dans la dalle ou que les contraintes de compression sont maximales dans les poutres métalliques.

#### Contraintes de traction maximales dans la dalle

La composante linéaire du gradient de température qui provoque les contraintes extrêmes de traction dans la dalle vaut 6 °C pour les sections bipoutres et 13 °C pour les sections en caisson (fig. 55). Ce gradient agit sur l'épaisseur de la dalle, soit respectivement 400 mm et 250 mm. Pour les sections en caisson, le gradient linéaire correspond au gradient maximal observé (point 6.6.2.1).



**Figure 55 - Gradient de température dans la dalle provoquant les contraintes extrêmes dans la dalle pour les sections bipoutres et en caisson.**

La composante non linéaire de la distribution de température dans la dalle correspondant aux gradients linéaires de la figure 55 varie entre  $\pm 4$  et  $\pm 6$  °C selon la section. Elle a pour effet d'accentuer le gradient dans la partie supérieure de la dalle dans les sections correspondant à des ouvrages de grande dimension (sections 4 et 7) et de l'accentuer dans la partie inférieure de la dalle dans les ouvrages de petites dimensions (sections 1 et 5). Cette composante non linéaire n'est pas négligeable puisque sa valeur vaut environ le 50 % de la composante linéaire.

#### Contraintes de compression maximales dans les poutres métalliques

Les contraintes de compression maximales dans les poutres maîtresses ne se produisent pas au même moment que les contraintes de traction maximales dans la dalle ; les profils de température et les gradients dans la dalle sont donc différents. La composante linéaire du gradient de température qui provoque les contraintes extrêmes de compression dans les poutres maîtresses vaut 12 °C pour les sections en caisson et est à peu près nulle pour les sections bipoutres (fig. 56).



tableaux 12 et 13 le montrent, dans la dalle, les contraintes extrêmes sont comprises entre 0.8 et 1,7 N/mm<sup>2</sup> pour la traction, elles agissent dans les trois quarts à la moitié inférieure de la dalle. Pour ce qui concerne la compression agissant dans la partie supérieure de la dalle, elles varient entre -1.6 et -2.6 N/mm<sup>2</sup>. Les valeurs extrêmes des contraintes ne se situent pas forcément au droit des faces de la dalle. Il est difficile de prédire des tendances marquées en fonction de la portée ou du type de section.

Pour ce qui concerne la poutre métallique, les contraintes extrêmes de traction varient entre 15 et 37 N/mm<sup>2</sup> dans l'âme des poutres et elles sont environ deux fois plus faibles dans les semelles. En ce qui concerne la compression, les contraintes extrêmes sont comprises entre -10 et -22 N/mm<sup>2</sup> dans l'âme des poutres et elles sont de l'ordre de -5 N/mm<sup>2</sup> dans la semelle inférieure des poutres et de l'ordre de -15 à -20 N/mm<sup>2</sup> dans la semelle inférieures des caissons sur appuis. Ici non plus, il est difficile de définir une tendance en fonction de la portée.

L'influence de l'épaisseur du revêtement implique que la traction maximale agissant dans la dalle diminue lorsque l'épaisseur du revêtement augmente, par exemple, on calcule une diminution de 2.5 N/mm<sup>2</sup> à 1.7 N/mm<sup>2</sup> lorsque le revêtement passe de 0 à 150 mm d'épaisseur pour une dalle de 400 mm d'épaisseur au droit des poutres métalliques. L'influence de la variation de l'épaisseur est faiblement marquée sur les contraintes dans la poutre métallique.

L'augmentation de l'épaisseur de la dalle provoque une augmentation des valeurs des tractions maximales dans la moitié inférieure de la dalle, par exemple, elles passent de 1.3 N/mm<sup>2</sup> à 1.6 N/mm<sup>2</sup> lorsque l'épaisseur de la dalle sur les poutres métalliques varie de 400 à 550 mm.

Le rayonnement du sol pris en compte dans tous les calculs et l'effet du vent négligé implique que les résultats des simulations se situent du côté conservateur, c'est-à-dire qu'ils montrent les valeurs extrêmes les plus élevées.

#### *Gradients correspondants aux contraintes extrêmes*

Les contraintes qui intéressent l'ingénieur sont celles qui provoquent de la traction dans la dalle et de la compression dans la poutre métallique. Si l'on veut définir un gradient linéaire sur la hauteur de la poutre mixte correspondant aux instants où se développent les contraintes maximales, il faut constater d'une part que ce gradient est différent si l'on parle de contraintes de traction dans le béton ou de contrainte de compression dans le métal et d'autre part que ce gradient est souvent différent du gradient extrême calculé. Ceci provient de l'effet important de la composante non linéaire de la répartition de température sur la hauteur de la section. Si l'on voulait donc définir un gradient qui corresponde aux contraintes extrêmes, il faudrait définir une forme non linéaire qui serait compliquée à prendre en compte pour l'ingénieur.

Cette difficulté de définir un gradient linéaire qui corresponde aux contraintes maximales peut cependant être détournée si l'on sait, comme le calcul l'a démontré, que les contraintes extrêmes ne dépendent pas du type de pont mixte et que les contraintes extrêmes citées ci-dessus peuvent être admises comme des valeurs représentative de l'effet de l'ensoleillement maximal journalier.

Néanmoins, si l'on voulait définir un tel gradient, pour les contraintes extrêmes agissant dans la dalle, il serait de respectivement 6 °C et de 13 °C pour les dalles de 400 et de 250 mm d'épaisseur.

#### *Types d'ouvrages les plus sollicités*

Finalement, malgré les faibles variations des contraintes extrêmes en fonction des types de section et des portées, on peut tenter de définir les ouvrages mixtes dont la dalle est la plus sollicitée en traction. Il s'agit plutôt des ouvrages de longue portée, car les ¾ de la dalle inférieure sont tendus, avec des dalles épaisses et une faible épaisseur de revêtement. Pour ce qui est de la compression dans les ouvrages bipoutres, on peut parler d'une contrainte de -20 N/mm<sup>2</sup> dans les âmes et de -5 N/mm<sup>2</sup> dans les semelles inférieures. Pour les caissons, on peut citer une valeur de -22 N/mm<sup>2</sup> due à la variation journalière de la température.



## 7 EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS EN BÉTON

### 7.1 INTRODUCTION

Comme cela a été précisé lors de la présentation des sections en béton, l'étude des ouvrages en béton se limite à l'aspect thermique. Au chapitre 3, les observations faites à partir des mesures effectuées sur le pont sur la Mentue pour la période du 29.04 au 30.05.1999 ont été exposées. Afin d'étendre l'étude du comportement thermique des ponts en béton et notamment de déterminer les variations de température extrêmes qui peuvent être engendrée dans les ouvrages suisses, une simulation sous sollicitations thermiques extrêmes définies au point 5.3.1 a donc également été réalisée pour définir le gradient maximal auquel on peut s'attendre dans les ouvrages en béton. De même, l'étude est menée pour les différents types de sections présentés au point 5.3.2.2, soit deux sections en caisson (sur appui et en travée) du pont sur la Mentue, une section bipoutre correspondant à celle du viaduc d'Ependes et une section simplifiée d'un pont-dalle. La simulation est effectuée sans revêtement bitumineux.

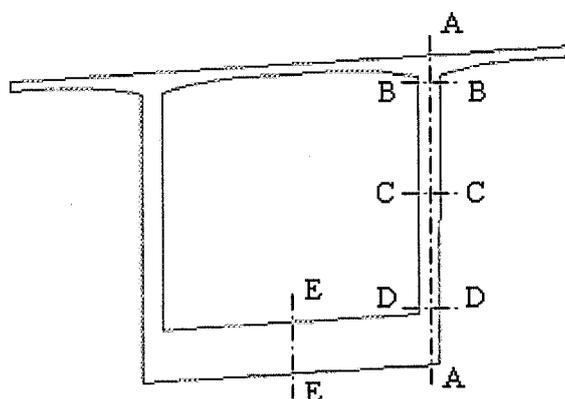
Les variations journalières extrêmes de température sont calculées pour les différentes sections considérées, dont sont tirés des profils de température extrêmes. Sur la base de ces profils de température, des gradients extrêmes seront déduits pour les ponts en béton et comparés au chapitre 9 avec les valeurs recommandées dans les normes suisses.

### 7.2 VARIATIONS JOURNALIERES EXTREMES DE LA TEMPERATURE

#### 7.2.1 Ponts en caisson (pont sur la Mentue)

Comme pour les ponts mixtes, les variations de température ont été calculées dans la section sur la période de quatre jours correspondant au cas de charge défini au point 5.3.1. Ces variations de température sont illustrées pour les dernières vingt-quatre heures (entre 72 et 96h), durant lesquelles il peut être admis que le comportement des sections est stabilisé, et sont représentées aux figures 58 à 61 et 62 à 64, respectivement pour la section A, sur appui, et B, en travée.

Du fait que l'inertie thermique du béton est plus importante, la répartition de la température est moins uniforme dans l'épaisseur d'un élément en béton que dans une section métallique. Le profil vertical de température (coupe A-A, fig. 57) est donc complété par des profils transversaux dans l'âme (coupes B-B à D-D) et dans la semelle inférieure (coupe E-E).



*Figure 57 - Position des profils de température dans les sections caissons en béton.*

Les variations de température pour la section A le long de la coupe A-A sont représentées pour la section complète, et pour la dalle uniquement, respectivement aux figures 58 et 59.

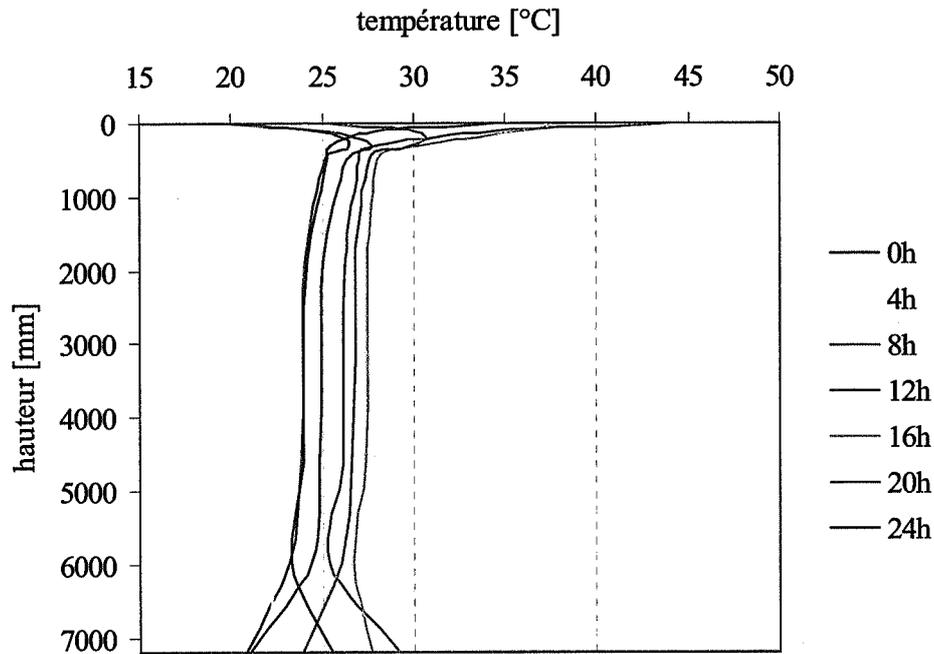


Figure 58 - Evolution de la température dans la section A, calculée sur 24h.

Il faut rappeler que la température ambiante considérée pour la simulation extrême varie entre 14.4 et 36.6 °C, soit 22.2 °C (amplitude maximale d'après la courbe de la figure 30). La température dans les âmes de 500 mm d'épaisseur du caisson est comprise entre 23 °C à 4h du matin et 27.5 °C à 16h, soit une différence de seulement 4.5 °C entre le jour et la nuit. Cette faible amplitude, en comparaison des 25 °C observés dans les âmes de la section mixte (section 6.2) s'explique par l'inertie thermique de la section en béton. Les profils de température reportés ici correspondent à des points situés au milieu des âmes et non en surface. Contrairement aux sections mixtes, l'âme, plus épaisse dans les sections en béton, réagit moins rapidement aux changements de température, ce qui conduit à des températures quasiment constantes sur la hauteur du caisson, mis à part dans l'épaisseur de la dalle. Les variations de température dans la partie inférieure de la section sont un peu plus marquées car la face inférieure est d'avantage influencée par les changements de température ambiante, ainsi que par le rayonnement émis par le sol. La température à la face inférieure de la section varie entre 21 et 29 °C entre midi et minuit.

De même, la dalle étant soumise au rayonnement direct du soleil, l'amplitude des variations de température sur la face supérieure est plus importante que dans le reste de la section. La figure 59 présente en détail les variations de température dans la dalle.

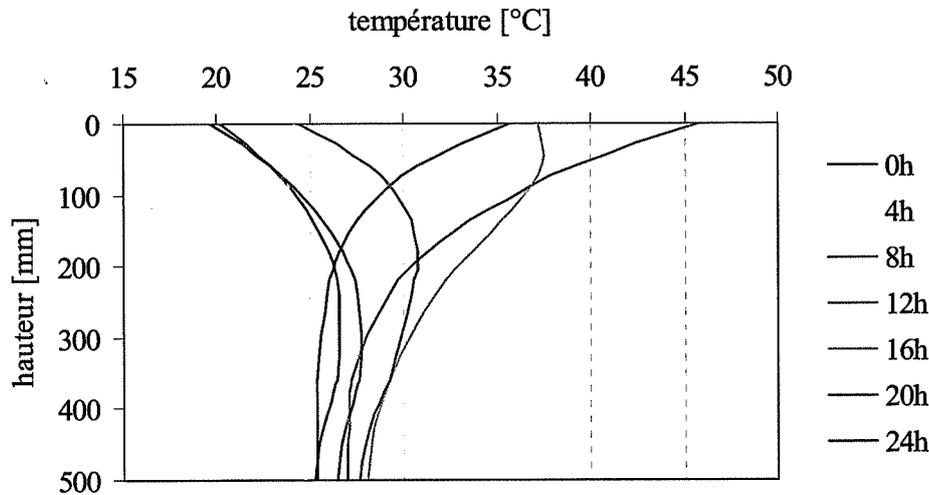


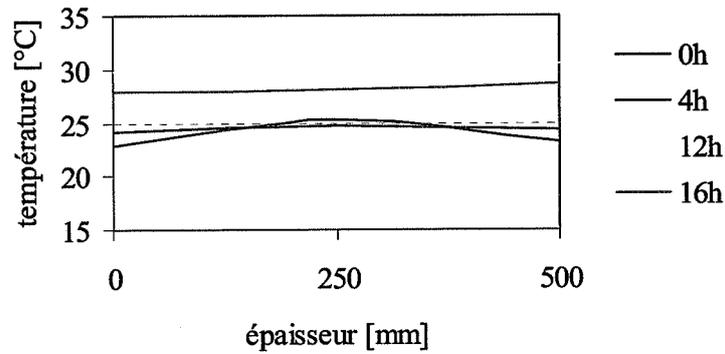
Figure 59 - Evolution de la température dans la dalle, section A, calculée sur 24h.

Dans la dalle, des températures minimales de 20 °C sont observées à minuit et atteignent 45 °C à midi, soit une variation de l'ordre de 25 °C entre le jour et la nuit. Ces variations sont plus importantes que celles relevées pour les sections mixtes en raison de l'absence de revêtement bitumineux dans les modèles de sections en béton. L'absence ou non de revêtement n'affectant que la température dans la partie supérieure de la dalle, jusque vers 300 mm environ (voir figure 36), les profils de température de la figure 59 sont également applicables pour la partie supérieure des dalles de ponts mixtes dépourvues de revêtement. A l'inverse, dans le cas d'un ouvrage en béton recouvert d'un revêtement bitumineux, le comportement thermique de la dalle, pour les 300 premiers mm, serait similaire à celui observé dans les ponts mixtes. D'autre part, la face supérieure de la dalle réagit plus rapidement aux variations de température et de rayonnement solaire que les âmes du caisson et donc les extrema sont décalés dans le temps par rapport à l'âme.

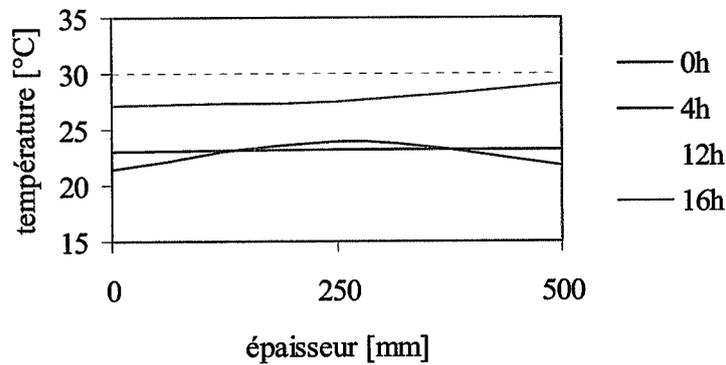
A la face inférieure de la dalle, mais au droit du milieu de l'âme, la température varie de 24.5 à 28 °C, soit environ 3.5 °C (entre 4h et 16h). Un gradient linéaire de 19 °C peut être mis en évidence à midi et de -7 °C à minuit. Toutefois, les profils de température sur la hauteur de la dalle ne sont pas linéaires, mais comportent une composante non linéaire. La valeur de cette composante vaut environ -7 °C à midi au milieu de la dalle.

Afin d'illustrer la variation de température sur l'épaisseur des âmes de 500 mm, les profils de température transversaux ont également été calculés aux endroits indiqués sur la figure 57, soit en haut, au milieu et au bas de l'âme. Ces profils sont représentés à la figure 60. La figure 61 montre la distribution de la température dans la semelle inférieure, qui a une épaisseur de 1200 mm. Les distributions sont représentées aux heures pour lesquelles les différences entre le milieu et les surfaces sont les plus grandes, ainsi qu'aux heures pour lesquelles la température est environ constante dans la section considérée.

B-B : Partie supérieure de l'âme



C-C : Milieu de l'âme



D-D : Partie inférieure de l'âme

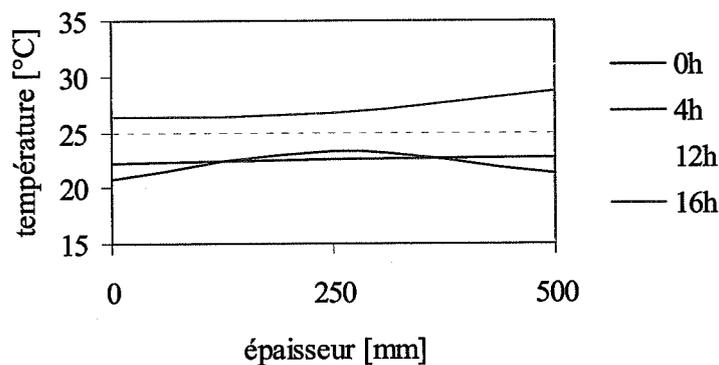


Figure 60 - Profils de température dans l'âme, section A.

Les graphiques de la figure 60 montrent que la différence de température entre la surface et le milieu des âmes est maximale vers midi et minuit, lorsque la température ambiante est respectivement la plus ou la moins élevée. Pour le profil situé au droit de la coupe C-C, la température à minuit est de 24 °C au milieu de l'âme et de respectivement 21.5 et 22 °C sur les faces intérieures et extérieures. A midi, la température est de 26 °C au milieu et s'élève à 29 et 31.5 °C sur les faces intérieures et extérieures. L'écart entre le milieu et

les bords de l'âme peut donc atteindre 5.5 °C. En revanche, à 4h et 16h, la température est à peu près constante sur l'épaisseur des âmes et vaut respectivement 23 et 27.5 °C, toujours au même endroit.

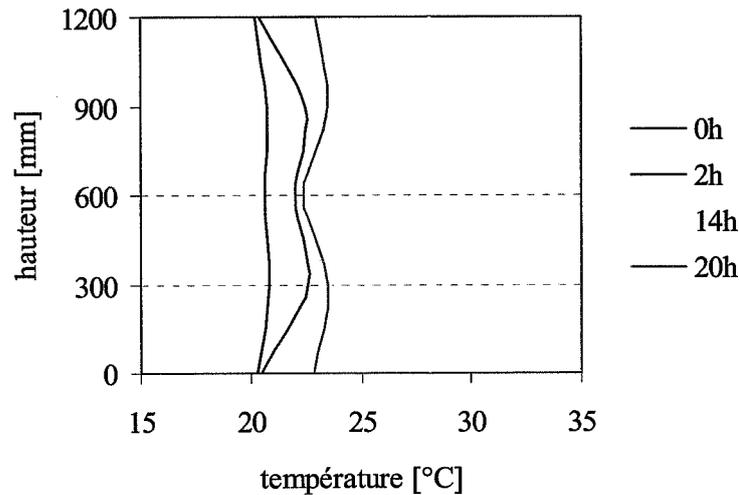


Figure 61 - Profils de température dans la semelle inférieure (coupe E-E), section A.

Dans la semelle inférieure (fig. 61), les gradients extrêmes sont décalés dans le temps par rapport aux âmes. La température est à peu près constante à 2h du matin et à 20h, et vaut respectivement 20.5 et 23 °C. La différence maximale entre le milieu de la semelle et la surface s'observe à minuit et à 14h. Pendant la nuit, la température au milieu de la semelle est d'environ 22 °C et descend jusqu'à 20 °C sur la surface, tandis que pendant la journée, à 14h, la température maximale au milieu est de 23 °C et monte à 28 °C sur les bords, soit une différence de 5 °C.

Les figures 62 à 64 présentent les mêmes résultats pour la section B, à mi-travée, du pont sur la Mentue.

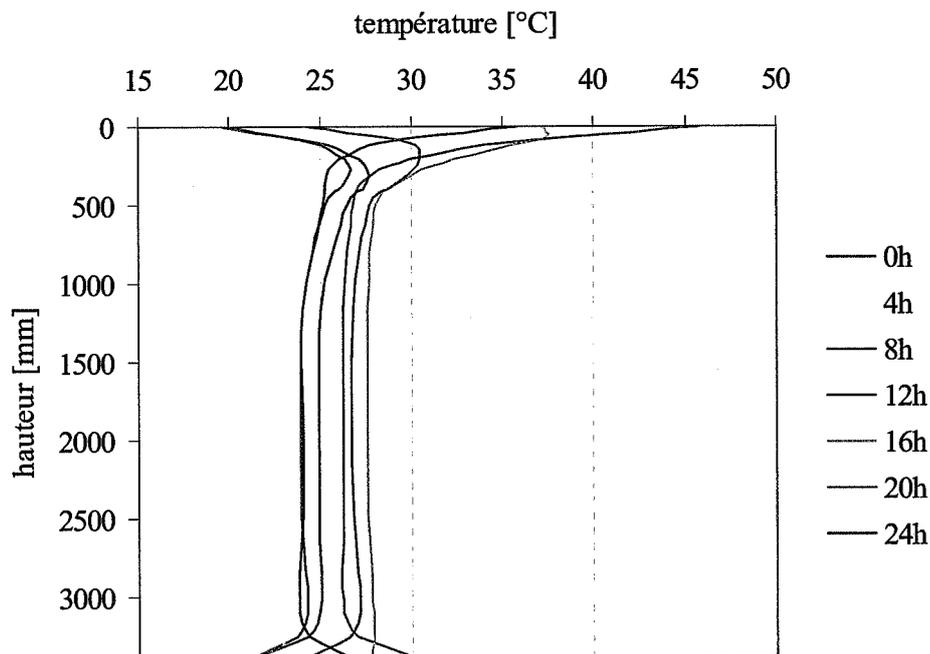


Figure 62 - Evolution de la température dans la section B, calculée sur 24h.

Le comportement de la section B est identique à celui de la section A. La température varie de 23 à 27.5°C entre 4h et 16h dans les âmes du caisson et est à peu près uniforme. Elle est également plus élevée à la face inférieure du caisson où elle varie entre 21.5 et 29.5 °C.

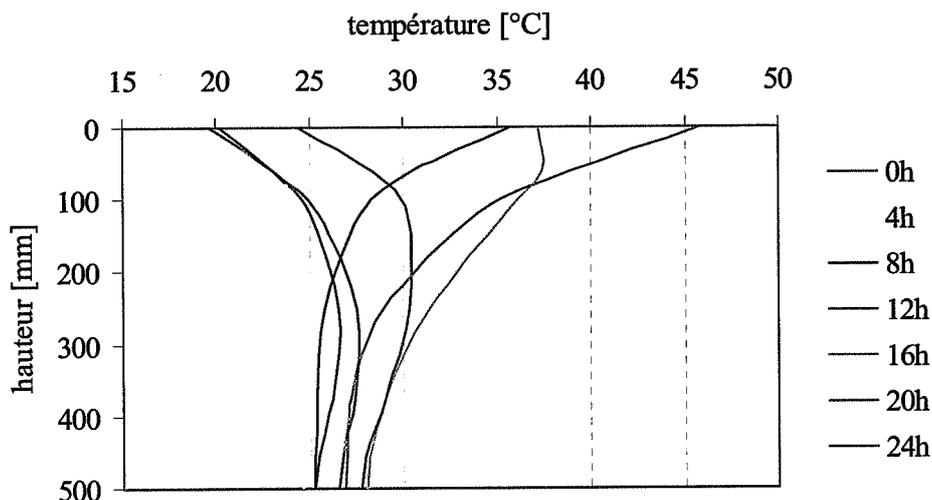


Figure 63 - Evolution de la température dans la dalle section B, calculée sur 24h.

Dans la section B et dans la section A, la dalle a les mêmes dimensions et les profils de températures sont identiques dans l'épaisseur de la dalle, comme le montre la figure 63. Pour des épaisseurs de dalle et de parois du caisson identiques, la hauteur de la section n'a donc pas d'influence significative sur les profils thermiques qui se développent dans l'ouvrage.

Le seul changement concernant les variations de température entre les sections A et B intervient dans la semelle inférieure du fait de son épaisseur plus faible pour la section B. Les profils de température sur l'épaisseur de la semelle de la section B sont représentés à la figure 64.

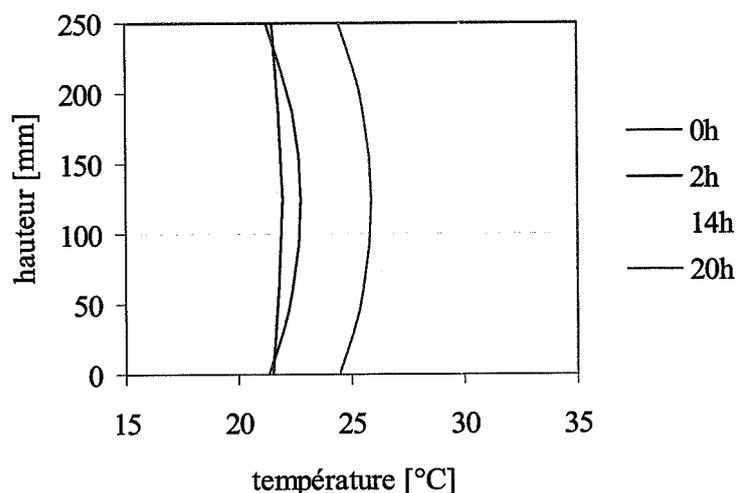


Figure 64 - Profils extrêmes de température dans la semelle inférieure (coupe E-E), section B

La figure 64 montre qu'en raison de la faible épaisseur de la semelle inférieure (250 mm), les variations de température sont plus uniformes et la différence de température entre le milieu de la semelle et la surface n'est

pas très importante. La température est de 23 °C au milieu et de 21.5 °C sur les bords à minuit, et de respectivement 29 et 30 °C à 14h, soit une différence d'environ 1 °C entre le milieu et les bords. A 2h, la température est à peu près uniforme et vaut 22 °C.

### 7.2.2 Ponts poutres (viaduc d'Ependes)

L'étude des effets de la température dans les ponts en béton a été étendue au viaduc d'Ependes, comme exemple de pont bipoutre. Pour permettre la comparaison avec les deux sections du pont sur la Mentue et notamment étudier la différence de comportement entre un ouvrage à section ouverte et fermée, la dalle a été admise identique à celle du pont en caisson (fig. 34).

La figure 65 présente les variations de température pour la section complète. Comme précédemment pour les sections en caisson, les profils représentés ci-dessous se situent au milieu des âmes des poutres maîtresses qui ont une épaisseur de 200 mm. Pour rappel, les âmes des sections en caisson du pont sur la Mentue ont une épaisseur de 500 mm.

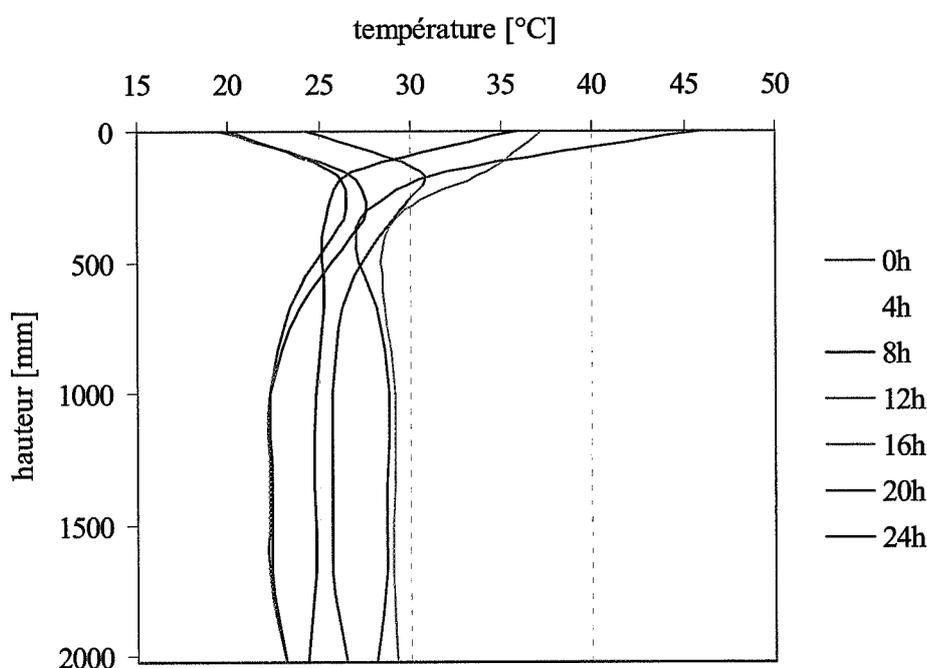


Figure 65 - Evolution de la température dans la section, viaduc d'Ependes, calculée sur 24h.

Le comportement de la section est comparable à celui des sections en caisson. Les variations de température entre le jour et la nuit dans les poutres maîtresses sont cependant plus importantes en raison de la plus faible épaisseur des âmes (200 mm). La température varie de 22 à 29 °C entre 4h du matin et 16h dans les âmes des poutres maîtresses et est à peu près constante sur la hauteur de l'âme.

La distribution de la température dans l'épaisseur de la dalle est similaire à celle des sections fermées, elle varie entre minuit et midi de 20 à 45 °C sur la face supérieure et de 25 à 28.5 °C au niveau de la transition avec les poutres maîtresses.

### 7.2.3 Pont dalle

Le dernier type d'ouvrage en béton considéré dans cette étude est celui des ponts dalles. Pour en simplifier l'étude, l'ouvrage est ramené à une dalle d'épaisseur constante, bien qu'en réalité, la géométrie soit un peu plus compliquée. L'épaisseur des ponts dalles varie usuellement entre 250 et 800 mm. Seuls les résultats

pour un ouvrage de 800 mm d'épaisseur sont représentés ici. La figure 66 montre la variation de la température sur 24h dans un tel ouvrage, pour les conditions extrêmes déjà considérées pour les autres sections.

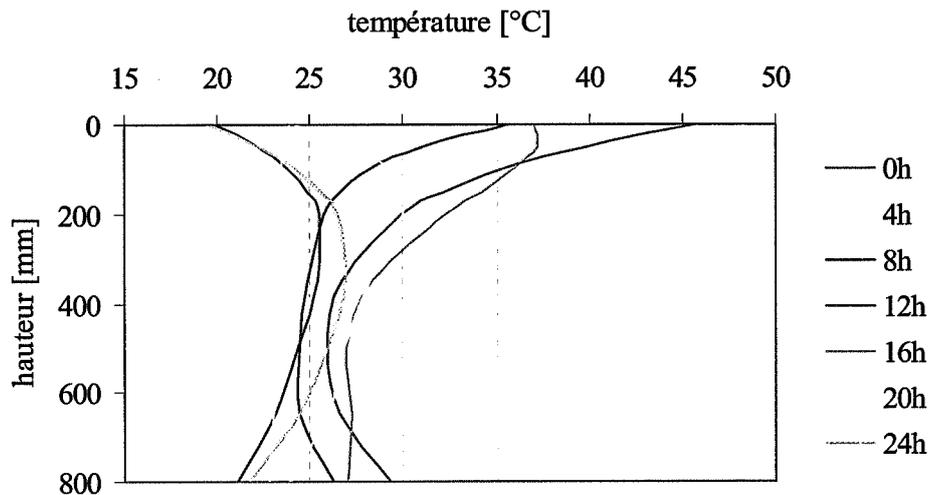


Figure 66 - Evolution de la température dans une dalle de 800 mm de hauteur, calculée sur 24h.

Le comportement de la section dalle est identique dans la partie supérieure à celui des dalles des autres sections, puisqu'il est influencé par la température ambiante et le rayonnement solaire qui sont une donnée indépendante de l'ouvrage. La température varie d'environ 20 °C à 45 °C entre minuit et midi. Les variations s'atténuent au centre de la section, qui est moins influencée par les changements de conditions météorologiques extérieures. Au milieu de la dalle, la température change de 24 à 28 °C entre 4h et 16h, soit une variation de 4 °C. En revanche, dans la partie inférieure de la dalle, le comportement est un peu différent de celui observé jusqu'à présent car contrairement aux autres sections, où les calculs étaient effectués au droit des poutres maîtresses, ici la face inférieure de la dalle est directement en contact avec l'air ambiant et suit donc d'avantage ses variations de température. En l'occurrence, la température varie de 21 à 29 °C entre le jour et la nuit comme celle de la face inférieure du caisson.

Le gradient linéaire maximum calculé se situe à midi. La température à la face supérieure de la dalle est alors de 45 °C et à la face inférieure, de 29 °C, ce qui correspond à un gradient de 16 °C. Une composante non linéaire de forme parabolique vient s'ajouter à ce gradient et vaut environ -11 °C au milieu de la dalle. Le gradient minimum vaut quant à lui -2 °C et s'observe à minuit, quand la température des faces supérieures et inférieures de la dalle sont respectivement de 19,5 et 21,5 °C. La composante non linéaire vaut à ce moment là 5,5 °C et a pour effet d'accentuer le gradient dans la partie supérieure de la dalle. Si l'on observe que le gradient sur la partie supérieure de la dalle - les 300 premiers mm - le gradient maximum est de 19 °C, gradient en accord avec celui trouvé dans la dalle de la section en caisson.

Les calculs ont montré que les valeurs numériques de ces gradients linéaires sont applicables pour des dalles plus minces que 800 mm soit jusqu'à des épaisseurs de dalle de 400 mm environ. Lorsque l'épaisseur de la dalle diminue, les variations de température près des surfaces inférieures et supérieures changent peu de même que pour l'intérieur de la dalle.

Rappelons que les gradients cités ci-dessus sont calculés pour des surfaces sans revêtement. Si l'on tient compte d'un revêtement de 100 mm sur une telle dalle, les variations de température à la face supérieure sont réduites et la répartition des température est très proche de celle illustrée à la figure 37 pour la partie supérieure de la dalle. Dans ce cas, on obtient un gradient linéaire maximum de 8 °C.

### 7.3 GRADIENTS EXTRÊMES DANS LES PONTS EN BÉTON

Comme pour les ouvrages mixtes, la simulation effectuée pour des conditions météorologiques extrêmes permet de mettre en évidence des profils de température types pour les ponts en béton, correspondant aux sollicitations extrêmes dues à la température. En se référant aux figures 58 à 66 qui présentent les profils de température sur une journée type pour les différentes sections considérées, les observations suivantes peuvent être émises. Comme pour les ponts mixtes, la distinction est faite ici entre les poutres maîtresses, ou parois du caisson, et la dalle.

#### 7.3.1 Poutres maîtresses

La température dans les poutres ou dans les âmes des caissons est influencée par la température ambiante. Elle peut être considérée comme constante verticalement; en effet, la variation de la température est à peu près uniforme et est seulement influencée légèrement par la dalle dans la partie supérieure. En revanche, transversalement, les variations peuvent atteindre 5.5 °C entre le milieu de l'âme et la surface extérieure, engendrant un gradient transversal sur l'épaisseur de l'âme.

#### 7.3.2 Dalle

Dans sa partie supérieure, la dalle possède le même comportement que dans les sections mixtes, les mêmes constatations peuvent donc être émises. Le profil de température dans la dalle n'est pas linéaire, mais il peut être décomposé en un gradient linéaire et une distribution parabolique. Dans sa partie inférieure, la dalle est influencée soit par les conditions ambiantes, soit par sa liaison aux âmes en béton ou à une poutre métallique, mais cette différence n'est que de quelques degrés, de l'ordre de 4 degrés pour les mêmes heures (figures 37, 59 et 66).

Pour le cas de la dalle non revêtue, le gradient maximal vaut 19 °C (fig. 67). Ce gradient, plus important que celui discuté au point 6.6 pour les dalles des ponts mixtes n'est pas comparable puisque dans un cas, la dalle possède un revêtement bitumineux qui diminue les effets de la température, alors que dans l'autre, la dalle subit directement les changements des conditions météorologiques. En revanche, ce gradient peut être transposé aux sections mixtes qui ne disposent pas d'un revêtement bitumineux. Ce cas se rencontre principalement au stade de montage par exemple.



*Figure 67 - Gradient de température maximal dans la dalle sans revêtement et variation non linéaire correspondante.*

La composante non linéaire de la distribution de température dans la dalle correspondant au gradient maximal observé a été mise en évidence au point 7.2.1 et peut être approximée par la courbe représentée à la figure 67. La valeur située environ au milieu de la section vaut -7 °C. Cette composante non linéaire de signe opposé au gradient linéaire a pour effet d'augmenter le gradient dans la partie supérieure de la dalle et de diminuer dans la partie inférieure, comme le montre la figure 59.

Dans le cas où la dalle serait revêtue d'un revêtement de 100 mm d'épaisseur, ce gradient ne serait au maximum que de 8 °C avec une composante non linéaire réduite de moitié.



## 8 VARIATION UNIFORME DE LA TEMPERATURE

### 8.1 INTRODUCTION

Jusqu'à ici, l'étude s'est concentrée sur les variations journalières de la température de l'air et du rayonnement solaire et sur les gradients thermiques dans les ponts engendrés par ces variations. Ce chapitre est consacré aux variations uniformes de la température qui provoquent les dilatations thermiques des ouvrages. Ces dilatations thermiques ne sont pas gouvernées uniquement par les variations journalières de température, mais également et principalement par les variations annuelles, plus importantes. Ces variations annuelles de température se traduisent par des allongements ou des raccourcissements des ponts qui sont en général absorbés par les joints de dilatation.

La distinction doit d'emblée être faite entre la température de l'air ambiant  $T_a$  et la température de l'ouvrage. La variation de la température ambiante et l'ensoleillement qui l'accompagne ont pour conséquence une variation de la température dans les éléments des ouvrages qui n'est pas uniforme. Cette variation est également différente selon l'historique de la température ambiante des jours précédents et le matériau qui constitue l'ouvrage. L'ouvrage répond à cette action par des allongements et des raccourcissements correspondant à une température  $T_u$  (éq. 1) dite température uniforme de l'ouvrage. Les deux variables, bien que découlant l'une de l'autre, ne sont en effet pas directement liées. Ces deux températures,  $T_a$  et  $T_u$  sont cependant corrélées avec des relations différentes pour les températures élevées et pour les températures basses [7 et 11].

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer la variation de température maximale uniforme de l'ouvrage à prendre en compte pour calculer les variations de longueurs des ponts, notamment pour le dimensionnement des joints de chaussée. Les variations de températures uniformes extrêmes des ouvrages correspondent aux températures maximales et minimales de l'ouvrage sur une période donnée et sont obtenues sur la base des températures de l'air ambiant extrêmes mesurées en Suisse sur une période de 20 ans, de 1980 à 2000. Elles sont comparées avec les valeurs obtenues par J.-P. Lebet [7] pour la période de 1901 à 1960. Les variations journalières sont directement déduites des simulations avec les conditions météorologiques extrêmes définies au paragraphe 5.3.1.

### 8.2 VARIATIONS EXTREMES DE LA TEMPÉRATURE

#### 8.2.1 Température ambiante

Les variations extrêmes de la température ambiante  $\Delta T_{max}$  (fig. 68) correspondent à l'écart entre la température maximale  $T_{max}$  et la température minimale  $T_{min}$  de l'air calculé sur l'ensemble de la période considérée, soit en l'occurrence de 1901 à 1960 et 1980 à 2000. Dans la figure 69, on montre que la température maximale ou minimale retenue comprend non seulement la variation annuelle mais également la variation journalière de la température de l'air ambiant.

Les données de MétéoSuisse à disposition pour la période allant de 1901 à 1960 et de 1980 à 2000 sont résumées au tableau 15 ci-dessous pour les quatre stations de référence considérées jusqu'ici et représentatives des diverses régions de Suisse: Kloten, Locarno, Payerne et Sion.

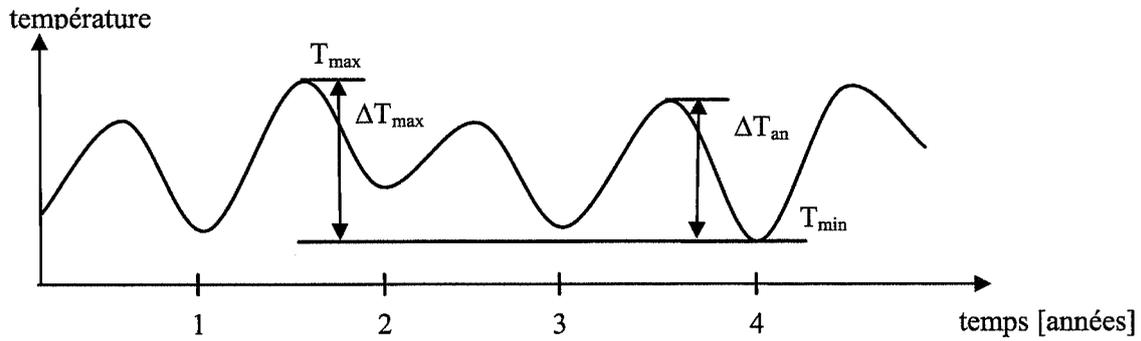


Figure 68 - Variations extrêmes et variations annuelles de la température de l'air.

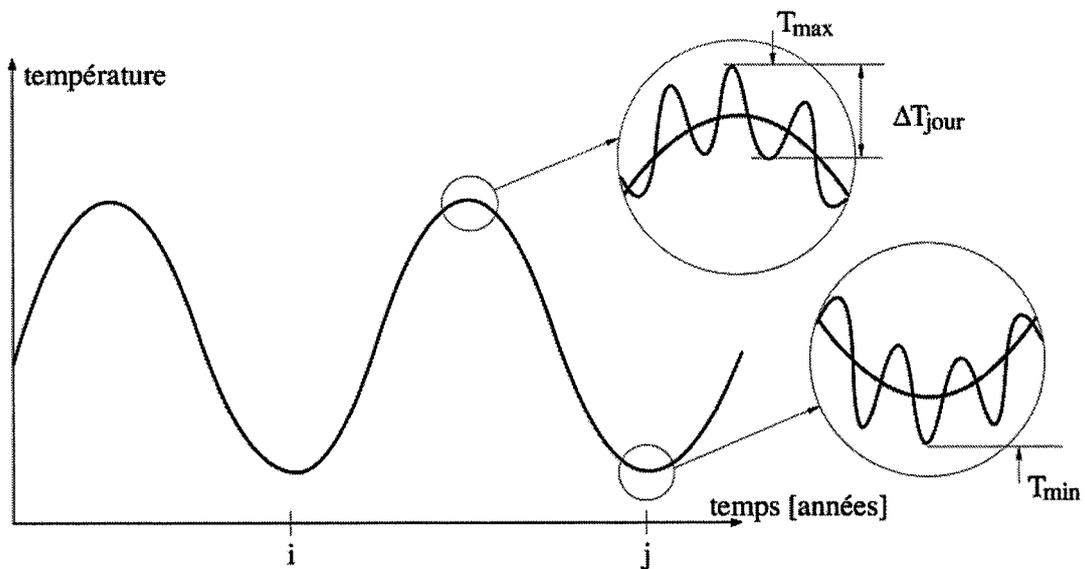


Figure 69 - Définition des températures maximales et minimales de l'air.

Tableau 15 - Température maximales et minimales relevées par MétéoSuisse pour les périodes de 1901 à 1960 et de 1980 à 2000.

Station	1901 - 1960			1980 - 2000		
	$T_{min}$	$T_{max}$	$\Delta T_{max}$	$T_{min}$	$T_{max}$	$\Delta T_{max}$
Kloten	-24.2	37.7	61.9	-24.2	36.1	60.3
Locarno	-14.0	38.0	52.0	-10.1	37.3	47.4
Payerne	-23.0	31.4	54.4	-23.0	34.8	57.8
Sion	-17.0	34.8	51.8	-19.8	36.6	56.4

La plus grande différence entre les températures maximales et minimales relevées en Suisse entre 1980 et 2000 dans les quatre stations météorologiques de référence s'observe donc à la station de Kloten. Les deux valeurs de  $-24.2\text{ °C}$  et de  $36.1\text{ °C}$  sont combinées pour obtenir une variation de température maximale  $\Delta T = 60.3\text{ °C}$ .

En se référant à l'article de J.-P. Lebet [7], la température minimale relevée en Suisse pour la période de 1901 à 1960 est de  $-29.5\text{ °C}$  à Ebnat en 1929 et la température maximale, de  $+39\text{ °C}$  à Bâle en 1952. Le plus gros écart entre  $T_{max}$  et  $T_{min}$  sur ces 60 ans a été mesuré à Bever (GR) et vaut  $70\text{ °C}$  ( $T_{min} = -34.5\text{ °C}$  et  $T_{max} = +35.5\text{ °C}$ ). Toutefois, la valeur de  $\Delta T_{max} = 64\text{ °C}$  avait été retenue, cette valeur n'a été dépassée qu'en deux endroits, La Brévine (NE) et Bever (GR), qui sont connus pour être particulièrement froids en hiver.

Bien que l'ensemble des données pour les deux périodes examinées (1901 à 1960 et 1980 à 2000) ne soit pas homogène, la comparaison des variations extrêmes de la température ambiante  $\Delta T_{max}$  permet d'affirmer qu'il n'y a pas une évolution notable de cette valeur et que la valeur de  $\Delta T_{max} = 64\text{ °C}$  sur laquelle ont été basées les normes SIA sur le sujet est toujours valable.

## 8.2.2 Température uniforme de l'ouvrage

Les valeurs la température de l'air ambiant ( $T_{max}$ ,  $T_{min}$  et  $\Delta T_{max}$ ) présentées au point précédent correspondent à la température de l'air mesurée à l'ombre, mais pas à la température uniforme de l'ouvrage  $T_u$  qui conditionne sa déformation longitudinale. La température  $T_u$  est différente selon que l'ouvrage est totalement en métal, est mixte ou est un ouvrage en béton. Pour déterminer cette température uniforme du pont  $T_u$ , une corrélation avec la température de l'air ambiant doit être faite. Basée sur plusieurs résultats de recherche, des lois de corrélation ont été établies et reconnues, on les trouve, par exemple, dans l'Eurocode 1, partie 2.5 [11] (fig. 71). Les ouvrages sont séparés en trois groupes : ponts en acier, ponts mixtes et ponts en béton. Pour chaque type d'ouvrage, une relation est proposée entre la température de l'air ambiant minimum et maximum et la température uniforme correspondante  $T_u$  du pont.

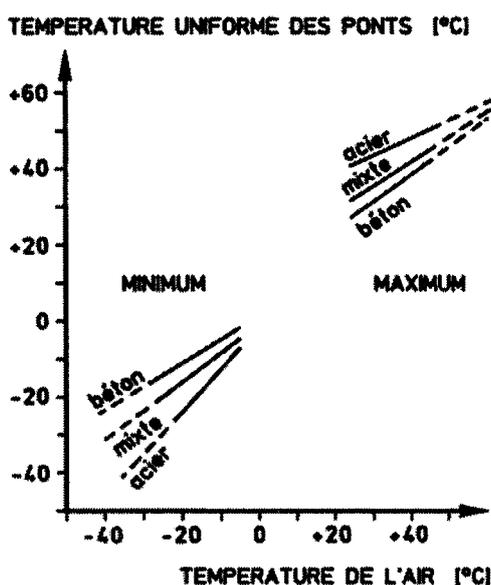


Figure 70 - Corrélation entre la température de l'air et la température uniforme des ponts selon [11].

Par exemple, pour Kloten, pour  $\Delta T_{max} = 60.3\text{ °C}$ , la température minimale effective d'un pont mixte, correspondant à une température de l'air de  $-24.2\text{ °C}$ , vaut  $T_{u,min} = -20\text{ °C}$  et la température maximale effective, correspondant à  $36.1\text{ °C}$ ,  $T_{u,max} = 40\text{ °C}$ . Ceci conduit à une variation extrême de la température

uniforme effective des ponts mixtes  $\Delta T_{u,max}$  de 60 °C pour la période de 1980 à 2000. Une valeur  $\Delta T_{u,max}$  de 64 °C a été obtenue par J.-P. Lebet [7] pour la période de 1901 à 1960.

#### Ponts en béton

Pour les ponts en béton, les valeurs correspondantes des températures minimales et maximales effectives valent respectivement  $T_{u,min} = -15$  °C et  $T_{u,max} = 37$  °C. La variation extrême de température uniforme dans les ponts en béton vaut donc  $\Delta T_{u,max} = 52$  °C, inférieure à celle des ponts mixtes. La valeur correspondante  $\Delta T_{u,max}$  pour la période de 1901 à 1960 est de 56 °C.

La comparaison de ces valeurs avec celles retenues dans les normes sera effectuée dans le chapitre 9.

### 8.3 VARIATIONS JOURNALIÈRES DE LA TEMPÉRATURE

La variation journalière de la température de l'air ambiant  $\Delta T_{jour}$  (fig. 69) provoque des variations journalières de longueur de l'ouvrage correspondant à la variation de température uniforme de l'ouvrage  $\Delta T_{u,jour}$ . Pour déterminer cette composante pour les conditions météorologiques extrêmes simulées dans cette recherche, l'allongement maximal de l'ouvrage a été calculé d'après le cas de charge défini à la figure 30 et la variation de température correspondante calculée. Le tableau 17 présente les résultats pour les sections 1 à 4 (tab. 10), avec les caractéristiques des sections sur appui et en travée.

**Tableau 16 - Température correspondant aux dilatations extrêmes de l'ouvrage, sections 1 à 4.**

Section	$\Delta T_{u,jour}$ [°C]
Section 1, en travée	11
Section 1, sur appui	10
Section 2, en travée	10
Section 2, sur appui	8
Section 3, en travée	9
Section 3, sur appui	9
Section 4, en travée	10
Section 4, sur appui	8

Pour la variation journalière de l'air ambiant de la figure 30 et son effet sur les différentes sections mixtes considérées, les résultats des simulations numériques montrent une variation journalière moyenne  $\Delta T_{u,jour}$  d'environ 10 °C. Cette variation journalière de la température uniforme de l'ouvrage, comme pour l'état de contraintes, semble être peu influencée par les dimensions des sections comme le montre les résultats du tableau 16.

Rappelons que cette variation journalière de la température uniforme de l'ouvrage qui provoque les déformations longitudinales est déjà comprise dans les valeurs des variations extrêmes de la température uniforme des ponts mixtes  $\Delta T_{max}$  analysées à la section précédente.

### 8.4 CONCLUSION

La variation uniforme de température d'un ouvrage qui provoque son allongement ou son raccourcissement a été examinée sur la base des variations de température de l'air ambiant maximale et minimale relevées en

Suisse ces vingt dernières années pour quelques lieux choisis. Une variation maximale de l'air ambiant de l'ordre de 60 °C a été constatée. Cette valeur correspond à la valeur de 64 °C retenue dans une étude précédente et portant sur les années 1901 à 1960.

Pour une variation maximale de l'air ambiant de 60°C (entre – 24 °C et 36 °C), la variation uniforme de la température de l'ouvrage vaut :

- pour les ponts mixtes,  $\Delta T_{u,max} = 60$  °C,
- pour les ponts en béton,  $\Delta T_{u,max} = 52$  °C.

Les valeurs correspondantes portant sur les années 1901 à 1960 sur lesquelles sont basées les normes actuelles, sont respectivement de 64 °C et 56 °C. Elles sont donc toujours d'actualité et représentent de manière légèrement conservatrice la température uniforme extrêmes des ponts conditionnant leurs déformations longitudinales.

Ces variations de température englobent les variations journalières de la température uniforme des ponts, qui valent environ 10 °C sous les conditions extrêmes définies au point 5.3.1.



## 9 COMPARAISON AVEC LES NORMES

### 9.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a pour but de comparer les résultats de cette étude avec les indications fournies dans les normes. Comme il a été dit dans le chapitre 2, il existe deux approches différentes de la température dans les normes : une approche détaillée du type " Eurocode " et une approche plus globale du type " SIA ".

Ce chapitre se limitera à faire la comparaison avec les normes suisses et en particulier la norme SIA 261 [12]. Comme toutes les normes, celle-ci distingue la variation uniforme de température, abordée au chapitre 8, et le gradient linéaire de température, analysé aux chapitres 6 et 7. La comparaison est effectuée pour les ponts mixtes et pour les ponts en béton.

### 9.2 VARIATION UNIFORME DE LA TEMPERATURE

La norme SIA 261 fournit les valeurs suivantes (tab. 17) pour la variation uniforme de la température.

*Tableau 17 - Valeurs caractéristiques de la variation uniforme de température pour des structures exposées aux intempéries selon norme SIA 261, tableau 6.*

Mode de construction	$\Delta T_{1,k}$ [°C]
Béton non armé	$\pm 15$
Béton armé ou précontraint	$\pm 20$
Acier	$\pm 30$
Mixte acier-béton	$\pm 25$
Bois	$\pm 20$
Maçonnerie	$\pm 15$
Aluminium	$\pm 30$

#### 9.2.1 Ponts mixtes

Pour les ponts mixtes, la norme fournit d'après le tableau 17 la valeur de  $\pm 25$  °C, ce qui donne une variation totale de la température uniforme du pont de 50 °C. Cette valeur est une valeur caractéristique. Pour la vérification de l'aptitude au service, en particulier pour le calcul de l'ouverture des joints de dilatation, il faut augmenter ces valeurs par un facteur de 1,5, ce qui conduit à des valeurs de calcul pour la variation uniforme de température de 75 °C pour les ponts mixtes. Notons que ce facteur couvre également les petites incertitudes concernant la température de pose des joints par rapport à la température moyenne du lieu qui est de 10 °C en Suisse.

D'après les mesures de température effectuées en Suisse et présentées au chapitre 8, la variation maximale de température uniforme dans les ponts mixtes est de 64 °C, donc toujours couverte par les indications des normes.

#### 9.2.2 Ponts en béton

Pour les ponts en béton, la valeur proposée par la norme SIA 261 pour la variation uniforme de température est inférieure à celle correspondant aux ponts mixtes et vaut  $\pm 20$  °C, soit une variation totale de 40 °C. La valeur de calcul correspondante vaut donc 60 °C.

Selon les résultats présentés au point 8.4, la variation maximale de température uniforme pour les ponts en béton vaut 56 °C et est donc également toujours couverte par les indications des normes SIA.

### 9.2.3 Conclusion

La norme propose des valeurs pour la variation uniforme de température, que ce soit dans les ponts mixtes ou dans les ponts en béton, supérieures aux valeurs maximales déduites des mesures de température en Suisse. La prise en compte des valeurs proposées par la norme SIA 261 implique donc un dimensionnement de l'ouverture des joints de dilatation légèrement conservateur en ce qui concerne l'influence de la température, mais il n'y a pas lieu de modifier le contenu de la norme à cet égard. Le tableau 18 résume ces valeurs.

**Tableau 18 - Variations uniformes de la température, comparaison entre les valeurs de calcul selon la norme SIA 261 et les valeurs correspondantes selon notre étude.**

	Valeur de calcul selon SIA 261 [°C]	Valeur maximale d'après cette étude [°C]
Ponts mixtes	75	64
Ponts en béton	60	56

### 9.3 GRADIENT DE TEMPERATURE

Concernant la variation non uniforme de la température, la norme SIA 261 différencie les ponts métalliques, les ponts en construction mixte et les ponts en béton. Elle fournit, dans le cas des ponts mixtes, pour la dalle et pour les poutres maîtresses des valeurs de gradient linéaire pour le cas où la face supérieure est plus chaude ou plus froide que le reste de la section. En revanche, la norme indique qu'en général, il n'y a pas lieu de considérer la partie non linéaire du gradient de température. Le tableau 19 présente les valeurs proposées dans la norme SIA 261.

**Tableau 19 - Valeurs caractéristiques du gradient de température pour les ponts-routes avec chaussée revêtue et pour les structures porteuses semblables, norme SIA 261, tableau 7.**

Type de structure	Face supérieure plus chaude $\Delta T_{2,k}$ [°C]	Face supérieure plus froide $\Delta T_{2,k}$ [°C]
Ponts métalliques	+ 10	- 6
Ponts en béton <sup>1)</sup>		
h ≤ 1,0 m	+ 12	- 4
h ≥ 3,0 m	+ 8	- 3
Ponts en construction mixte		
Dalle	+ 12	- 4
Poutre métallique	0	0

<sup>1)</sup>h = hauteur de la section ; pour des hauteurs entre 1 et 3 m, les valeurs pourront être interpolées linéairement

### 9.3.1 Ponts mixtes

Pour les ponts mixtes, la norme SIA 261 ne propose aucun gradient dans la poutre métallique et un gradient linéaire pour la dalle, avec revêtement, de 12°C. Pour le dimensionnement, il convient de multiplier cette valeur par un facteur de charge de 1,5 dans le cas d'une action prépondérante, ce qui amène à une valeur de calcul pour le gradient linéaire dans la dalle de 18 °C. Lorsque l'action de la température est une action accompagnante d'une action prépondérante, la valeur est à multiplier par 0.6 ce qui donne un gradient de 7.2 °C. De plus, il est à relever que la norme ne fait pas de distinction en fonction de la forme de la section de l'ouvrage, ni de l'épaisseur de la dalle.

Le tableau 20 résume les divers gradients mis en évidence au cours de ce travail.

**Tableau 20 - Gradients dans la dalle définis par notre étude [°C].**

Epaisseur de la dalle sur les poutres métalliques	Gradients extrêmes	Gradients provoquant les contraintes de traction maximales dans la dalle	Gradients provoquant les contraintes de compression maximales dans la poutre métallique
250 mm (caisson)	13	13	12
400 mm (bipoutre)	7	6	0

On rappellera que les gradients sont différents selon que l'on parle de gradients extrêmes ou de gradients provoquant des contraintes extrêmes. D'autre part, les valeurs indiquées dans le tableau 20 concernent des dalles avec un revêtement de 100 mm d'épaisseur. Pour la poutre métallique, notre étude n'a pas pu mettre en évidence de gradients significatifs.

Le gradient de calcul de 18 °C proposé par la norme SIA 261 couvre largement les gradients correspondants mis en évidence par notre étude (tableau 20). Par contre la valeur accompagnante de 7,2 °C pourrait ne pas couvrir les effets d'un gradient pour une dalle de 250 mm d'épaisseur. Cependant, si ces gradients linéaires sont utilisés pour calculer des contraintes, quelles contraintes vont-ils provoquer dans les diverses sections mixtes ? Notre étude a mis en évidence les effets importants des composantes non linéaires de la répartition de la température sur les contraintes, qu'en est-il si ces composantes non linéaires sont négligées ?

Pour apporter une réponse à ces questions, nous avons appliqué ces gradients linéaires aux diverses sections étudiées pour calculer les contraintes que ces gradients provoquent et pour comparer les résultats avec les contraintes plus réalistes (tab 12 et 13) qui tiennent compte de la répartition réelle de la température. Les gradients linéaires introduits dans les calculs sont de 6 °C pour une dalle de pont bipoutre et de 13 °C pour une dalle de pont en caisson. Les sections considérées sont celles définies dans le tableau 10 pour l'étude paramétrique et le calcul effectué correspond à celui que pourrait effectuer un ingénieur en appliquant l'équation (3).

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 21 pour les différentes sections considérées. Ils concernent le cas d'une poutre simple (travée) et le cas d'une poutre continue (appui) avec les sections correspondantes. Les contraintes sont comparées entre celles provenant du gradient linéaire  $\sigma_{grad}$  et celles provenant de la répartition extrême plus réaliste  $\sigma_{réelle}$ . Selon les tableaux 12 et 13. La comparaison est effectuée pour les faces supérieures et inférieures de la dalle et de la poutre métallique.

**Tableau 21** - Contraintes calculées avec les gradients linéaires  $\sigma_{grad}$  et contraintes calculées avec la répartition réelle extrême de température  $\sigma_{réelle}$  (tab. 12 et 13) en  $N/mm^2$ .

	Portées	Sections	Béton sup.		Béton inf.		Métal sup.		Métal inf.	
			$\sigma_{grad}$	$\sigma_{réelle}$	$\sigma_{grad}$	$\sigma_{réelle}$	$\sigma_{grad}$	$\sigma_{réelle}$	$\sigma_{grad}$	$\sigma_{réelle}$
Bipoutre	42 m	travée	-0.75	-2.2	1.06	1.2	5.9	10	-2.3	-4
		appui	-1.34	-2.5	0.93	1.4	5.6	10	9.5	4
	60 m	travée	-0.62	-2.2	1.24	1.3	7.4	14	-1.5	-3
		appui	-1.38	-2.5	0.85	1.0	5.1	13	9.2	3
	90 m	travée	-0.73	-2.2	1.21	1.2	7.2	13	-1.1	-1
		appui	-1.31	-2.6	0.87	1.0	5.1	8	9.1	3
	128 m	travée	-0.70	-2.2	1.25	1.0	7.3	14	-1.4	-2
		appui	-1.43	-2.5	0.73	0.8	4.4	8	8.3	4
Caisson	42 m	travée	-2.20	-1.8	1.99	1.6	11.9	8	-5.4	-1
		appui	-3.20	-2.1	1.54	1.3	11.2	8	16.4	-12
	93 m	travée	-2.51	-1.6	1.90	1.1	14.0	8	-1.4	-2
		appui	-3.88	-2.2	0.78	0.6	4.5	5	10.0	-19
	130 m	travée	-2.66	-1.8	1.76	1.2	11.6	11	-1.7	-1
		appui	-3.78	-2.2	0.89	1.0	4.8	7	9.8	-15

L'examen du tableau 21 permet les remarques suivantes :

- Pour la dalle en béton, on constate, que l'effet d'un gradient linéaire de température sur les contraintes **ne dépend pas des dimensions de la section transversale**, comme pour les contraintes provenant d'une distribution réelle de température. Les contraintes provenant du gradient linéaire sont proches des contraintes réelles, notamment pour ce qui concerne les contraintes de traction dans la dalle dans le cas des ouvrages bipoutres. Pour le caisson, elles sont en général un peu supérieures à la réalité.
- Pour la poutre métallique, les contraintes issues du gradient linéaire sont petites et du même ordre de grandeur que celle provenant de la distribution réelle de température. Cependant, pour ce qui concerne la compression, sollicitation qui intéresse plus particulièrement le métal, les contraintes au droit des fibres extrêmes calculées avec le gradient linéaire sont en général inférieures à la réalité. On se souviendra cependant que dans la réalité (tab. 12), les contraintes de compression maximum peuvent se développer dans l'âme de la poutre, résultat qui ne peut pas être révélé en considérant un gradient linéaire.

On peut conclure de cette analyse que pour les poutres mixtes :

- La valeur de calcul du gradient linéaire proposé par la norme de 18 °C va conduire à une surestimation des contraintes dans la dalle et dans la poutre métallique par rapport aux gradients extrêmes définis

dans cette étude dont la valeur est de 7 à 13 °C pour des dalles de 400 mm et de 250 mm respectivement.

- Un calcul des contraintes dans la dalle effectué avec les gradients définis dans cette étude conduit à des résultats très proche de la réalité compte tenu de la complexité du phénomène.
- Le calcul des contraintes dans la poutre métallique est plus difficile d'approche avec un gradient linéaire, ceci est dû notamment à la différence de température qui peut exister dans les cas extrêmes entre les semelles et l'âme. Cependant les contraintes extrêmes réelles dans la poutre métallique restent faibles.
- En tenant compte du fait que :
  - o le calcul des contraintes dans une poutre mixte n'est pas forcément simple dans le cas d'un gradient linéaire sur la dalle seulement,
  - o que les contraintes réelles dans la dalle varient très peu avec les différentes sections,
  - o que les contraintes dans la poutre métallique sont difficiles à calculer avec un gradient linéaire et que d'autre part, ces contraintes sont petites,

En conclusion, il paraît raisonnable, pour estimer des contraintes dues à la température dans une poutre mixte de **renoncer à tout calcul** et d'admettre des valeurs forfaitaires pour les contraintes extrêmes comme celles résumées dans la section 6.7.

Lorsque le revêtement fait défaut, la norme indique que les valeurs du gradient linéaire doivent être augmentées. Les simulations que nous avons effectuées avec les conditions extrêmes de température ont montré que le gradient dans la dalle sans revêtement pouvait atteindre 19 °C avec cependant une forte composante non linéaire. Un calcul des contraintes dans la dalle avec le gradient linéaire sera donc conservateur en ce qui concerne les contraintes de traction résultant de ce calcul. On pourrait donc admettre sur l'épaisseur de la dalle une valeur de calcul de 19 °C pour le gradient linéaire sans revêtement. Cette valeur représente effectivement une petite augmentation de la valeur de calcul de 18 °C proposée par la norme SIA. Cette valeur est en accord avec les indications contenues dans l'article de Jaccoud [2].

### 9.3.2 Ponts en béton

La norme SIA 261 propose, dans le cas d'un pont en béton, un gradient linéaire agissant sur toute la hauteur de la section. L'étude menée jusqu'ici a montré que, comme dans le cas des ponts mixtes, un gradient agit principalement sur la hauteur de la dalle, mais que la température est à peu près uniforme sur la hauteur des poutres maîtresses ou des âmes du caisson. Le gradient est particulièrement marqué jusqu'à une épaisseur de 300 mm environ puis ensuite la température est uniforme sur le reste de la hauteur de la poutre pour augmenter légèrement à la face inférieure. Notons que la partie non linéaire de la distribution de température dans la dalle peut être notable, puisqu'elle est du même ordre de grandeur que la partie linéaire. Le profil de température sur la hauteur de la section est donc relativement différent entre la norme et les résultats de notre étude.

La norme propose un gradient unique sur la section de 12 °C dans le cas d'une section de hauteur inférieure à 1,0 m et de 8 °C dans le cas d'une section de hauteur supérieure à 3,0 m. Les valeurs de calcul correspondantes valent donc 18 et 12 °C.

Dans cette étude, seuls les gradients extrêmes ont été examinés pour les ponts en béton et pas les gradients provoquant les contraintes extrêmes dans la section. Les résultats présentés au point 7.3 conduisent à proposer les gradients extrêmes suivants :

- un gradient linéaire de 8 °C pour une dalle avec 100 mm de revêtement, défini sur une hauteur de 300 mm, et ne dépendant pas du type de section considéré ni de sa hauteur,

- pour une dalle sans revêtement, un gradient positif de 19 °C et un gradient négatif de -7 °C défini également sur une épaisseur de 300 mm.

En conclusion, les gradients proposés par la norme SIA 261 pour les ouvrages en béton avec revêtement sont d'une part trop grands, 18 et 12 °C, par rapport aux valeurs extrêmes, 8 °C, déduits des simulations pour les conditions suisses extrêmes. Les gradients de la norme s'appliquent d'autre part sur toute la hauteur de la dalle alors que les simulations montrent que le gradient agit essentiellement sur les 300 premiers millimètres. Si des contraintes sont calculés avec le gradient appliqué sur toute la hauteur de la poutre, les résultats seront erronés par rapport à un même gradient appliqués sur une hauteur restreinte de 300 mm, par conséquent les données de la normes devraient être adaptées.

## 9.4 CONCLUSIONS

D'une manière générale, les indications numériques contenues dans la norme SIA 261 concernant la température sont conservatrices.

### *Variations uniformes de température*

Concernant les variations uniformes de température qui influence les variations de longueur saisonnières des ouvrages, notre étude a montré que les valeurs de calcul de la norme couvrent toujours les variations de température extrêmes avec un conservatisme mesuré, il n'y a donc pas lieu de modifier les valeurs de la norme (tab. 18).

### *Gradients linéaires*

Pour le gradient linéaire, le tableau 22 compare les valeurs de calcul selon la norme SIA 261 et les valeurs correspondantes selon notre étude.

Bien que les valeurs numériques de notre étude ne ressortent pas d'une étude statistique, les valeurs proposées nous paraissent correspondre à des valeurs extrêmes dont la probabilité d'être dépassées est extrêmement faible pour les raisons suivantes :

- ces valeurs sont le résultat de simulations effectuées pour les variations journalières de température les plus grandes relevées en Suisse et agissant pendant plusieurs jours de suite, ces variations sont accompagnées du plus grand ensoleillement également relevé en Suisse,
- l'influence du rayonnement du sol est prise en compte,
- l'influence du vent est négligée dans nos simulations, or il est reconnu qu'un vent faible (4 m/s) réduit de moitié le gradient [2,15].

Par conséquent, **pour les ponts mixtes**, les valeurs que nous proposons peuvent être admises comme des valeurs de calcul. Cependant, si un calcul des contraintes doit être effectué, nous proposons, en particulier de renoncer à un tel calcul et d'admettre les valeurs forfaitaires, pour des contraintes extrêmes ou de calcul, proposées au point 6.7 car ces valeurs ne varient pratiquement pas en fonctions des différentes dimensions des sections transversales.

Pour **les ponts en béton**, si un calcul des contraintes doit être effectué, nous proposons d'utiliser les valeurs de notre étude pour le gradient linéaire agissant sur la dalle uniquement. Les gradients proposés dans la norme devraient être adaptés selon les résultats de notre étude.

On rappellera encore que les contraintes qui se développent dans une section due à la variation journalière de température peuvent être fortement influencées par la composante non linéaire de la température, laquelle n'est évidemment pas prise en compte par un gradient linéaire.

**Tableau 22 - Gradient linéaire de température, comparaison entre les valeurs de calcul selon la norme SIA 261 et les valeurs correspondantes selon notre étude.**

Type de structure	Face supérieure plus chaude $\Delta T_{Ed}$ [°C]	
	SIA 261	Notre étude
Ponts en béton <sup>1)</sup>		
$h \leq 1,0$ m	+ 18	+ 8 <sup>2)</sup>
$h \geq 3,0$ m	+ 12	
Sans revêtement	Valeur ci-dessus augmentée	+ 19 <sup>2)</sup> - 7 <sup>2), 3)</sup>
Ponts en construction mixte		
Dalle	+ 18	+ 13, ép. 250 mm <sup>4)</sup> + 7, ép. 400 mm <sup>5)</sup>
Poutre métallique	0	0

- 1)  $h$  = hauteur de la section ; pour des hauteurs entre 1 et 3 m, les valeurs pourront être interpolées linéairement
- 2) Sur une épaisseur de 300 mm depuis la face supérieure
- 3) Gradient négatif, face supérieure plus froide
- 4) Épaisseur de la dalle sur un caisson en métal
- 5) Épaisseur de la dalle sur une poutre en I



## 10 CONCLUSIONS

Ce travail a pour objectif la détermination des effets réels de la température dans les ponts en Suisse. L'étude a été menée sur la base de mesures effectuées sur certains ouvrages et par le biais d'une modélisation du comportement thermique et mécanique des ouvrages. Les buts de l'étude étaient les suivants :

- préciser le rôle effectivement joué par la température et ses effets dans le dimensionnement des ouvrages d'art,
- fournir des règles pratiques et simples pour tenir compte de ces effets,
- identifier les types d'ouvrages les plus sensibles à l'égard de l'action de la température (section transversale, système statique, portée, mode de construction).

### 10.1 MESURES EFFECTUÉES SUR DES PONTS

Les mesures effectuées sur le viaduc des Vaux et sur le pont sur la Mentue ont permis de mettre en évidence les cycles journaliers de température sur le comportement thermique des ouvrages.

Dans une section transversale, les variations de la température ambiante provoquent des variations uniformes de la température et des gradients de température essentiellement dans la dalle. Pour la période de mai 99, la variation journalière uniforme de température s'élève à 7 °C dans une section mixte du viaduc des Vaux et à seulement 1 °C dans le pont sur la Mentue. Pour la même période de mesures, localement, la variation journalière de la température en un point situé sous la dalle vaut plus du double dans une section mixte que dans une section en béton, en raison de la plus forte inertie thermique des ouvrages en béton.

Sur l'ensemble des mesures réalisées sur le viaduc des Vaux, la température varie de -7,5 °C en décembre à +34 °C en août. D'une manière générale, la dalle se réchauffe d'avantage que les poutres métalliques en été et se refroidit d'avantage en hiver. Dans le pont sur la Mentue, les températures varient pour le mois de mai entre 11 °C la nuit et 21 °C le jour dans la partie supérieure des âmes du caisson.

### 10.2 COMPORTEMENT THERMIQUE

Une modélisation bidimensionnelle des deux ouvrages de référence, le viaduc des Vaux et le pont sur la Mentue, a permis de mettre en évidence le rôle déterminant de certains paramètres météorologiques ou physiques sur la distribution de la température dans les ponts. La température ambiante, le rayonnement solaire et le rayonnement émis par le sol sont les paramètres environnementaux principaux. L'absorptivité du matériau, le coefficient de film et l'émissivité de la surface sont les caractéristiques des matériaux les plus influentes.

### 10.3 MODÉLISATION ET ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Un modèle tridimensionnel a été élaboré pour généraliser l'étude des effets de la température à différents ponts mixtes et en béton. L'étude paramétrique a porté sur les paramètres environnementaux cités plus haut, soit la température ambiante, le rayonnement solaire et le rayonnement émis par le sol. Ces paramètres ont été pris en compte au moyen de courbes extrêmes de température et d'ensoleillement basées sur les relevés météorologiques en Suisse pour la période de 1980 à 2000.

Sept ponts mixtes et quatre ponts en béton ont été modélisés. Ces ouvrages couvrent des portées entre 40 m et 130 m, ils sont représentatifs d'ouvrages réalisés ou projetés en Suisse. Les variations ont notamment porté sur, la longueur des portées, le type de section transversale, l'épaisseur et la largeur de la dalle,

l'écartement et la hauteur des poutres maîtresses. Pour chaque section retenue, l'influence du revêtement, de l'épaisseur de la dalle, ainsi que l'effet de portées inégales ou d'inerties variables ont été étudiés.

#### 10.4 EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS MIXTES

Les simulations ont montré que les variations de température se concentrent principalement dans la dalle, qui est directement soumise à l'ensoleillement. En cela, le comportement thermique des ponts est assez similaire quel que soit le type d'ouvrage, pont mixte ou en béton, puisque la dalle a des propriétés comparables. Ces variations sont moins importantes dans la partie inférieure de la section, c'est-à-dire dans les poutres maîtresses ou les caissons ; ceci d'autant plus que les ponts en béton ont une inertie thermique plus grande et donc amortissent les changements de la température ambiante.

##### *Contraintes extrêmes*

Pour des **ponts mixtes** avec une dalle de 400 mm d'épaisseur au droit des poutres métalliques pour les ouvrages bipoutres ou de 250 mm d'épaisseur pour les caissons fermés, avec un revêtement de 100 mm d'épaisseur :

le résultat majeur des simulations est que les contraintes extrêmes agissant dans une section mixte sont pratiquement indépendantes de la forme de la section du pont et de la portée.

Ce constat s'explique du fait que dans les ponts mixtes, le moteur des déformations de la section sous l'effet de la température est constitué par la dalle et que la structure métallique doit suivre les déformations imposées par l'échauffement de la dalle.

Dans la dalle, les contraintes extrêmes sont comprises entre 0.8 et 1.7 N/mm<sup>2</sup> pour la traction, elles agissent dans les trois quarts à la moitié inférieure de la dalle. Pour ce qui concerne la compression agissant dans la partie supérieure de la dalle, elles varient entre -1.6 et -2.6 N/mm<sup>2</sup>. Les valeurs extrêmes des contraintes ne se situent pas forcément au droit des faces de la dalle. Il est difficile de prédire des tendances marquées en fonction de la portée ou du type de section.

Pour la poutre métallique, les contraintes extrêmes de traction varient entre 15 et 37 N/mm<sup>2</sup> dans l'âme des poutres et elles sont environ deux fois plus faibles dans les semelles. En ce qui concerne la compression, les contraintes extrêmes sont comprises entre -10 et -22 N/mm<sup>2</sup> dans l'âme des poutres et elles sont de l'ordre de -5 N/mm<sup>2</sup> dans la semelle inférieure des poutres et de l'ordre de -15 à -20 N/mm<sup>2</sup> dans la semelle inférieures des caissons sur appuis. Ici non plus, il est difficile de définir une tendance en fonction de la portée.

L'influence de **l'épaisseur du revêtement** implique que la traction maximale agissant dans la dalle diminue lorsque l'épaisseur du revêtement augmente, par exemple, on calcule une diminution de 2.5 N/mm<sup>2</sup> à 1.7 N/mm<sup>2</sup> lorsque le revêtement varie de 0 à 150 mm d'épaisseur pour une dalle de 400 mm d'épaisseur au droit des poutres métalliques. L'influence de la variation de l'épaisseur du revêtement est faiblement marquée sur les contraintes dans la poutre métallique.

L'augmentation de **l'épaisseur de la dalle** provoque une augmentation des valeurs des tractions maximales dans la moitié inférieure de la dalle, par exemple, elles passent de 1.3 N/mm<sup>2</sup> à 1.6 N/mm<sup>2</sup> lorsque l'épaisseur de la dalle sur les poutres métalliques varie de 400 à 550 mm.

Le rayonnement du sol pris en compte et l'effet du vent négligé dans tous les calculs impliquent que les résultats des simulations se situent du côté conservateur, c'est-à-dire qu'ils montrent les valeurs extrêmes les plus élevées.

### *Gradients extrêmes*

Si l'on veut définir un gradient linéaire sur la hauteur de la poutre mixte correspondant aux instants où se développent les contraintes maximales, il faut constater d'une part que ce gradient est différent si l'on parle de contraintes de traction dans le béton ou de contrainte de compression dans le métal et d'autre part que ce gradient est souvent différent du gradient extrême calculé. Ceci provient de l'effet important de la composante non linéaire de la répartition de température sur la hauteur de la section. Pour définir un gradient qui corresponde aux contraintes extrêmes, il faudrait par conséquent définir une forme non linéaire qui serait compliquée à prendre en compte pour l'ingénieur.

Pour la poutre métallique, on peut citer une différence de température entre les semelles et les âmes: les variations de température journalières dans les semelles supérieures et inférieures sont similaires, alors que les âmes peuvent être à une température plus haute ou plus basse selon l'heure de la journée. Cette différence entre semelles et âme due aux épaisseurs de tôle différentes peut atteindre une dizaine de degrés.

Dans la dalle, la répartition de température est aussi hautement non linéaire et, à la variation extrême de l'air ambiant et de l'ensoleillement, on peut associer **un gradient linéaire maximum de 7 °C** (face supérieure plus chaude) pour une dalle de 400 mm d'épaisseur **et de 13 °C** pour une dalle de 250 mm d'épaisseur. Ce gradient linéaire est accompagné d'une répartition de température non linéaire de forme parabolique de 3 °C et de 6 °C pour respectivement les deux épaisseurs de dalle. Cette distribution parabolique a pour effet d'accentuer la variation de la température près de la face supérieure de la dalle. Remarquons que le gradient qui provoque les contraintes maximales de traction dans la dalle n'est que de 6 °C.

La difficulté de définir un gradient linéaire dans les ponts mixtes qui corresponde aux contraintes maximales dans la section peut cependant être détournée en renonçant à effectuer un calcul. En effet, il suffit de tenir compte du fait, comme le calcul l'a démontré, que les contraintes extrêmes ne dépendent pas du type de pont mixte et que les valeurs des contraintes extrêmes citées ci-après peuvent être admises comme des valeurs extrêmes, ou valeurs de calcul, représentative de l'effet de l'ensoleillement maximal journalier.

### *Types d'ouvrages les plus sollicités*

Finalement, malgré les faibles variations des contraintes extrêmes en fonction des types de section et des portées, on peut tenter de définir les ouvrages mixtes dont la dalle est la plus sollicitée en traction. Il s'agit plutôt des ouvrages de longue portée, car les  $\frac{3}{4}$  de la dalle inférieure sont tendus, avec des dalles épaisses et une faible épaisseur de revêtement.

Cependant pour les ponts mixtes usuels, on peut admettre que la contrainte de **traction maximale agissant dans la partie inférieure de la dalle est de 1.7 N/mm<sup>2</sup>**. Pour ce qui est la poutre métallique, la contrainte de **compression maximale dans les ouvrages bipoutres est de -20 N/mm<sup>2</sup> dans les âmes et de -5 N/mm<sup>2</sup> dans les semelles inférieures**. Pour les caissons, on peut citer une valeur de -22 N/mm<sup>2</sup>. Ces valeurs correspondent à la variation journalière maximale de l'ensoleillement et la température ambiante mesurée en Suisse.

## **10.5 EFFETS DE LA TEMPÉRATURE DANS LES PONTS EN BÉTON**

L'étude des effets de la température dans les ponts en béton s'est limitée à l'aspect thermique. Le comportement des différentes sections, en caisson, bipoutres et dalle, est similaire sous l'effet des variations journalières maximales de l'ensoleillement et la température ambiante. La dalle est soumise à des gradients non linéaires, tandis que la variation de température sur la hauteur des âmes du caisson ou dans les poutres maîtresses est pratiquement uniforme. Les simulations montrent cependant que la variation de la température dans l'épaisseur des âmes des poutres ou des caissons n'est pas uniforme.

Les simulations permettent de mettre en évidence **un gradient maximum linéaire de 8 °C sur les 300 premiers millimètres** de l'épaisseur de la dalle indépendamment de la forme de la section transversale, pour une dalle avec un revêtement de 100 mm d'épaisseur. Ce gradient linéaire est accompagné d'une répartition de température non linéaire de forme parabolique de 3 °C qui a pour effet d'accentuer la variation de la température près de la face supérieure de la dalle.

Dans l'épaisseur des âmes ou du fond des caissons, les simulations numériques montrent une répartition non linéaire dans l'épaisseur entre le milieu et les bords de la section. La différence est de l'ordre de 5 °C entre le milieu et les bords plus chauds pour des épaisseurs de 500 mm alors qu'il n'est que de 1 °C environ pour des épaisseurs de 250 mm.

Dans une dalle, **sans revêtement, les gradients linéaires extrêmes simulés s'élèvent à 19 °C** et sont accompagnés d'une composante non linéaire qui atteint 7 °C au milieu de la dalle. Dans ce cas sans revêtement des gradients négatifs peuvent aussi se développer avec des valeurs atteignant -7 °C. Ces gradients peuvent aussi être appliqués sur les 300 premiers mm de l'épaisseur de la dalle. Ils sont aussi représentatifs pour le cas des dalles de ponts mixtes sans revêtement.

## 10.6 VARIATION UNIFORME DE LA TEMPÉRATURE

La variation uniforme de température d'un ouvrage provoque son allongement ou son raccourcissement. Elle a été examinée sur la base des variations de température de l'air ambiant maximales et minimales relevées en Suisse ces vingt dernières années. Une variation maximale de l'air ambiant de l'ordre de 60 °C a été constatée. Cette valeur correspond à la valeur de 64 °C retenue dans une étude précédente et portant sur les années 1901 à 1960.

Pour une variation maximale de l'air ambiant  $\Delta T_a$  de 60°C (entre - 24 °C et 36 °C), la variation uniforme de la température de l'ouvrage vaut :

- pour les ponts mixtes,  $\Delta T_{u,max} = 60$  °C,
- pour les ponts en béton,  $\Delta T_{u,max} = 52$  °C.

Les valeurs correspondantes portant sur les années 1901 à 1960 sur lesquelles sont basées les normes actuelles, sont respectivement de 64 °C et 56 °C.

Ces variations uniformes de température englobent les variations journalières de la température uniforme des ponts, qui valent environ 10 °C sous les conditions représentatives de l'effet de l'ensoleillement maximal journalier.

## 10.7 COMPARAISON AVEC LES NORMES

### *Variations uniformes de température*

Pour les variations uniformes de température qui influencent les variations de longueur saisonnières des ouvrages, notre étude a montré que les valeurs de calcul de la norme sont toujours d'actualité et représentent, de manière légèrement conservatrice, la température uniforme extrêmes des ponts conditionnant leurs déformations longitudinales. (tab. 18).

### Gradients linéaires

Notre étude a proposé des valeurs numériques pour des gradients linéaires représentatifs des conditions d'ensoleillement maximales suisses. Ces valeurs sont résumées dans le tableau 22 et comparées aux valeurs de calcul selon la norme SIA 261.

Les gradients linéaires proposés permettent de calculer des valeurs de contraintes dans les dalles des ouvrages proches des valeurs simulées représentatives des conditions d'ensoleillement extrêmes. Ils ne permettent cependant pas de calculer des contraintes dans les poutres métalliques représentatives des contraintes réelles. En comparaison, les valeurs numériques des gradients proposés dans la norme SIA 261 conduisent à une surestimation des contraintes par rapport aux valeurs extrêmes simulées. Par conséquent, nous proposons la démarche suivante dans le cas où une détermination des contraintes dues à la température est nécessaire :

- **pour les ponts mixtes**, de renoncer à un tel calcul et d'admettre les valeurs forfaitaires, pour des contraintes extrêmes ou de calcul, proposées au point 10.4 car ces valeurs ne varient pratiquement pas en fonctions des différentes dimensions des sections transversales,
- **pour les ponts en béton**, d'utiliser les valeurs de notre étude pour le gradient linéaire agissant sur la dalle uniquement, soit les 300 premiers mm. Les gradients proposés dans la norme devraient être adaptés selon les propositions du tableau 22.

On rappellera encore que les contraintes qui se développent dans une section due à la variation journalière de température peuvent être fortement influencées par la composante non linéaire de la température, laquelle n'est évidemment pas prise en compte par un gradient linéaire.

### RÉFÉRENCES

- [1] LEBET, Jean-Paul, *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*, ICOM - Construction métallique, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Thèse EPFL no 661, Lausanne 1987. ,
- [2] JACCOUD, J.-P. *Gradients de température dans les ponts*, Ingénieurs et architectes suisses, Lausanne, vol. 108, n°23, 1982, p. 315 – 322,
- [3] EMERSON, M. *The calculation of Temperatures in Bridges*. Transport and Road Research Laboratory Report no. LR 561, Crowthorne, 1973,
- [4] PRIESTLEY, M. J. N. *Model Study of a Prestressed Concrete Box Girder Bridge under Thermal Loading*. Proceedings of the 9<sup>th</sup> Congress of IABSE, Amsterdam, 1972, IABSE, Zurich, 1972,
- [5] Beiblatt 1 zu DIN 1072, Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen,
- [6] EMANUEL, J. H., HULSEY, J. L. *Temperature distributions in composite bridges*. Journal of the Structural Division of ASCE, ST1, USA, 1978,
- [7] LEBET, J.-P., BADOUX, J.-C. *Variations de température dans les ponts*. Ingénieurs et architectes suisses, Lausanne, vol. 113, n°7, 1987, p. 92 – 94,
- [8] MANGERIG, I. *Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Stahlverbundbrücken*. Mitteilung 86-4, Ruhr Universität Bochum, mai 1986,
- [9] VAYAS, *Verbundkonstruktionen auf den Grundlage EC 4*, pp. 100-110, John Wiley & Sons, Allemagne 01 August, 1999,
- [10] *Background document*, EC1 part 2.5, Thermal action project team document, February 1996,

- [11] prEN 1991-1-5, Eurocode 1, Part 1.5: *General Actions – Thermal actions*, Comité Européen de Normalisation, CEN 1997, Bruxelles,
- [12] Norme SIA 261, Actions sur les structures porteuses, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich 2003,
- [13] DIN 1072, Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Ausgabe Dezember 1985,
- [14] BS 5400, Part 2, *Steel, concrete and composite bridges – Part 2, Specification for loads*, British Standards Institution, London, 1978,
- [15] LUCAS, J. M., *Actions thermiques dans un caisson métallique orthotrope – Modélisation et mesures sur le pont de Normandie*, Thèse de doctorat, Université du Havre, 2001.