

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Département de Génie Civil



INSTITUT DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

9, ch. des Délices

1006 Lausanne

VIADUC DU CHENE

RESULTATS PRELIMINAIRES DES ESSAIS DE CHARGE

JEAN-PAUL LEBET

MANFRED A. HIRT

*Rapport*

624.014

Pd 351

55

ICOM 055  
Janvier 1979

624.014

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Département de Génie Civil



INSTITUT DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

9, ch. des Délices

1006 Lausanne

VIADUC DU CHENE

RESULTATS PRELIMINAIRES DES ESSAIS DE CHARGE

JEAN-PAUL LEBET

MANFRED A. HIRT

*Rapport*

Pd 351 55

ICOM 055

Janvier 1979

ETHICS EPF-BC



00200000722351

## TABLE DES MATIERES

- 1 MOTIVATION ET BUTS
- 2 DESCRIPTION DES ESSAIS
  - 2.1 Caractéristiques générales de l'ouvrage
  - 2.2 Zones étudiées et appareils de mesure
  - 2.3 Cas de charge
- 3 RESULTATS ET ANALYSE DES MESURES
  - 3.1 Répartition transversale des charges
    - a) Répartition basée sur les contraintes
    - b) Répartition basée sur les flèches
    - c) Correspondance entre le calcul et les mesures
    - d) Remarques sur la répartition transversale des charges
  - 3.2 Comportement des poutres métalliques au droit des appuis
  - 3.3 Comportement de la dalle au droit des appuis
    - a) Allure des contraintes
    - b) Comparaisons entre valeurs mesurées et calculées
  - 3.4 Glissement relatif entre dalle et poutre métallique
  - 3.5 Fissuration de la dalle
  - 3.6 Répartition de la température sur la hauteur de la poutre mixte
- 4 CONCLUSIONS

### REMERCIEMENTS

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



648454  
(R 7.9)

## RESULTATS PRELIMINAIRES DES ESSAIS DE CHARGE AU VIADUC DU CHENE

### 1 MOTIVATION ET BUTS

Dans le cadre des recherches sur le comportement des ponts mixtes que poursuit l'Institut de la construction métallique (ICOM) de l'EPFL, une série d'essais a été entreprise sur les viaducs du Chêne à Chavornay qui sont des ouvrages de la route nationale N1 Lausanne-Berne (Auteurs du projet : Bonnard & Gardel, Ingénieurs-conseils SA, Lausanne).

Ces viaducs, en construction durant la phase préparatoire des essais, offraient de multiples avantages pour l'étude d'un ouvrage in situ. La pose d'instruments de mesure dans la dalle du tablier en a été grandement facilitée. Il a en outre été possible de renoncer à la précontrainte dans le tablier au droit d'un des appuis de l'ouvrage, de façon à pouvoir comparer les comportements avec et sans précontrainte.

Les buts poursuivis par ces essais de charge sur un pont mixte étaient les suivants :

- étude de la répartition transversale des charges en travée,
- étude du comportement de la zone des appuis sous l'action de charges de service,
- comparaison du comportement d'une zone d'appui dont la dalle n'est pas précontrainte longitudinalement avec le comportement d'une même zone d'appui dont la dalle est pourvue d'une précontrainte longitudinale,
- étude du glissement relatif entre la dalle et la poutre métallique,
- étude de la distribution de la température sur la hauteur d'une section mixte.

Ce rapport présente les résultats préliminaires obtenus lors des essais de charge du viaduc du Chêne réalisés du 18 au 20 juillet 1978. Il contient les résultats se rapportant aux essais particuliers énumérés ci-dessus effectués par l'ICOM. Les résultats concernant les essais de charge de réception de l'ouvrage effectués aux mêmes dates par l'Institut de statique des constructions (ISTACO) de l'EPFL sont contenus dans un autre rapport [1].

### 2 DESCRIPTION DES ESSAIS

#### 2.1 CARACTERISTIQUES GENERALES DE L'OUVRAGE

Les dimensions générales de l'ouvrage en plan et en élévation ainsi que les dimensions de la section transversale sont données à la FIGURE 1. Les poutres maîtresses sont reliées entre elles tous les 6,55 m environ par des entretoises en profilé laminé du type IPE 360 en travée et IPE 600 sur appui.

La dalle de béton armé est précontrainte longitudinalement par 10 câbles répartis sur sa largeur. Cette précontrainte est arrêtée environ 8.0 m après l'appui 10. De ce fait, la dalle située sur l'appui 11 n'est pas précontrainte longitudinalement.

La précontrainte introduite dans la dalle avant que celle-ci ne soit liée aux poutres métalliques correspondait à une compression moyenne de  $3 \text{ N/mm}^2$  environ.

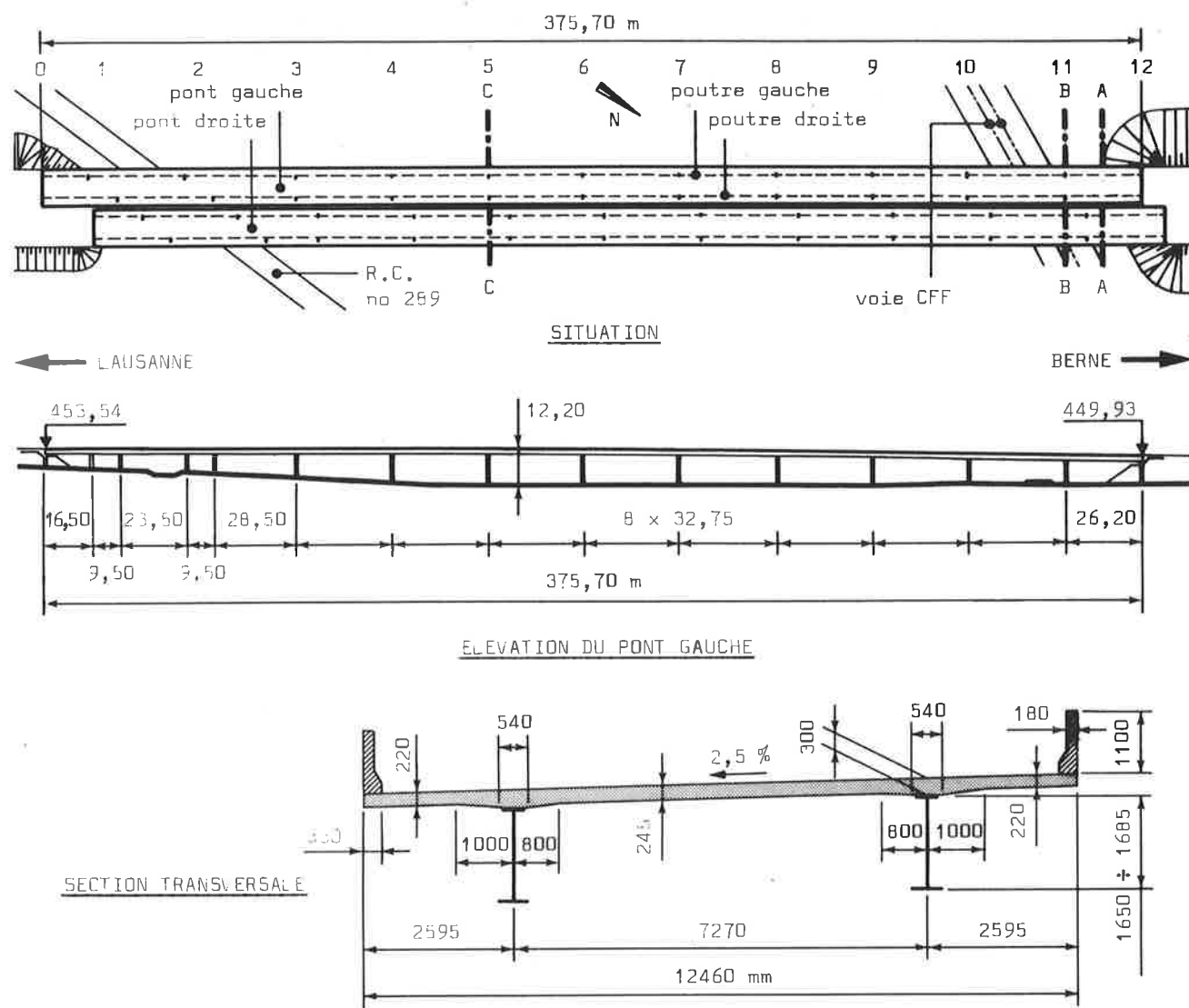


FIGURE 1

Dimensions générales des viaducs du Chêne.

## 2.2 ZONES ETUDIÉES ET APPAREILS DE MESURE

Le pont mixte essayé était le pont gauche. Les dénominations de pont gauche et droite, de poutre gauche et droite ainsi que des sections A-A, B-B et C-C qui apparaîtront dans la suite du texte sont indiquées à la FIGURE 1. Les zones étudiées étaient :

- au droit de l'appui 5 (section C-C), poutre droite, pour l'étude de la zone d'appui avec dalle précontrainte longitudinalement,
- au droit de l'appui 11 (section B-B), poutre gauche, pour l'étude de la zone d'appui dont la dalle n'est pas pourvue de précontrainte longitudinale,
- au milieu de la travée de rive (section A-A), poutre gauche et droite, pour l'étude de la répartition transversale des charges.

Les instruments de mesure placés sur les poutres métalliques et dans le béton de la dalle étaient :

1.- Au droit de l'appui 5 (poutre droite) :

- Jauges de contraintes collées sur l'aile supérieure, au milieu de l'âme et sur l'aile inférieure de la poutre métallique dans plusieurs sections avant et après la section de l'appui.
- Appareils de mesure à corde vibrante placés dans la dalle pour la mesure des déformations longitudinales du béton. Trois cordes étaient placées dans l'épaisseur de la dalle de part et d'autre du plan de l'âme de la poutre métallique à une distance de 600 mm de celle-ci.

2.- Au droit de l'appui 11 (poutre gauche) :

- Jauges de contraintes et appareils de mesure à corde vibrante de manière identique à celle de l'appui 5. Les jauges de contraintes étaient placées dans plusieurs sections depuis l'appui en direction de la culée (sur 4,50 m environ).
- Jauges de contraintes collées sur deux armatures longitudinales situées au niveau de la nappe supérieure de l'armature de la dalle et placées à 200 mm environ des cordes vibrantes.
- Capteurs inductifs situés à l'interface dalle-poutre métallique pour la mesure du glissement relatif et placés tous les mètres (au droit des groupes de goujons) depuis l'appui 11 en direction de la culée sur une distance de 12,00 m.

3.- Au milieu de la travée de rive (section A-A) :

- Jauges de contraintes collées sur les ailes inférieures des deux poutres métalliques.
- Capteurs inductifs pour la mesure des flèches verticales placés sous les deux poutres maîtresses.

## 2.3 CAS DE CHARGE

Les différents cas de charge réalisés sur le pont gauche sont schématisés sur la FIGURE 2.

Les cas de charge ont été choisis pour les raisons suivantes :

- **Cas de charge A.** Charger la travée de rive de manière identique sur les deux poutres maîtresses.
- **Cas de charge B.** Provoquer le moment négatif maximum au droit de l'appui 11 pour la poutre gauche. Ce cas de charge a été réalisé de façon identique au droit de l'appui 5 (poutre droite) dont la dalle est précontrainte longitudinalement.
- **Cas de charge C.** Charger la poutre gauche au maximum dans la région de mesure du glissement relatif à l'interface dalle-poutre métallique.
- **Cas de charge D.** Etude de la répartition transversale des charges au milieu de la travée de rive.

Les essais de charge ont été réalisés avant la mise en place du revêtement de l'ouvrage.

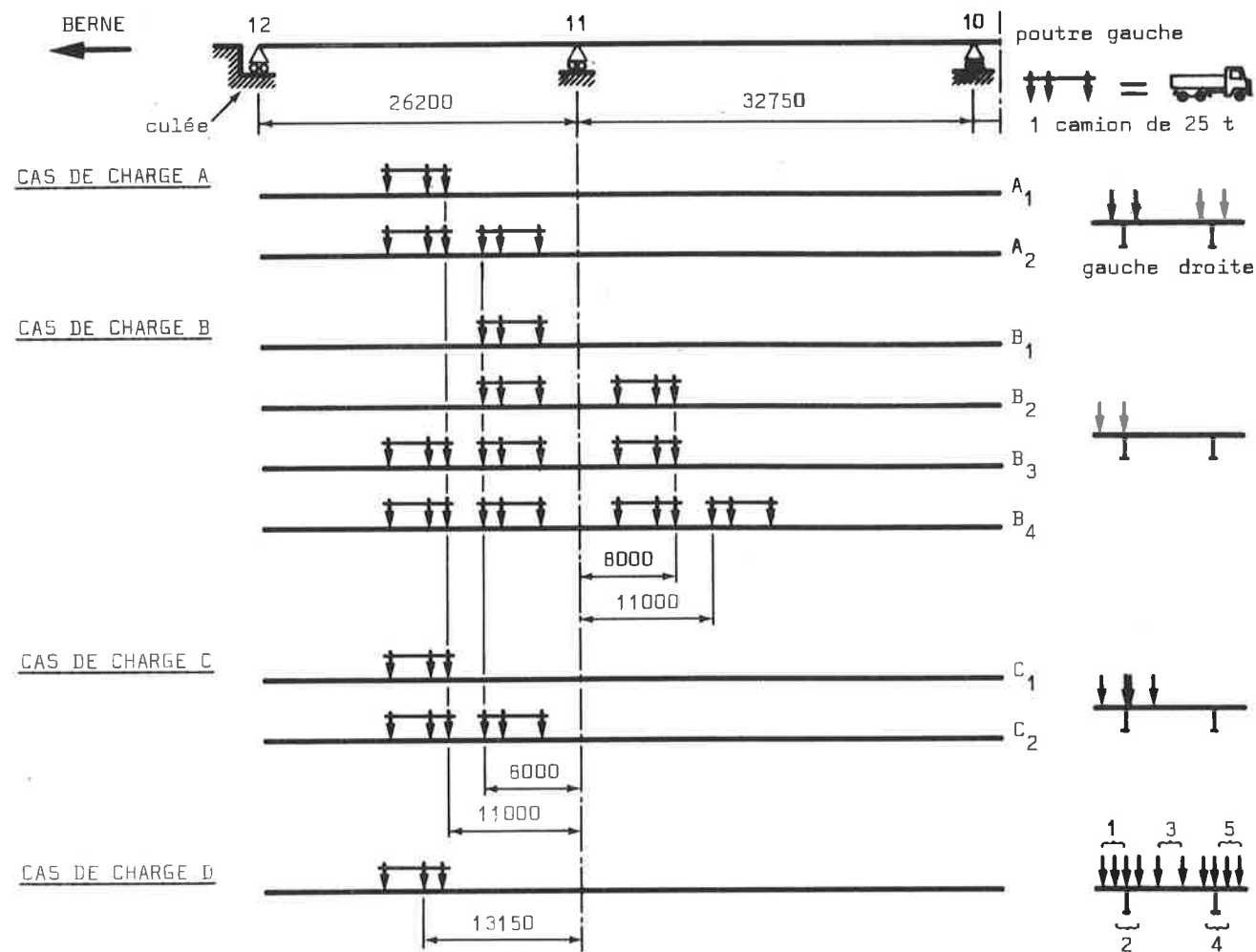


FIGURE 2  
Cas de charge.

### 3 RESULTATS ET ANALYSE DES MESURES

#### 3.1 REPARTITION TRANSVERSALE DES CHARGES

##### a) Répartition basée sur les contraintes

Les contraintes mesurées au droit de la semelle inférieure des poutres métalliques au milieu de la travée de rive (section A-A) pour les diverses positions du cas de charge D sont représentées à la FIGURE 3 a).

En faisant l'hypothèse que chacune des deux poutres reprend 50 % de la charge lorsqu'elle est située au milieu de la dalle, on obtient, pour la poutre de gauche, la ligne de répartition (1) (FIGURE 3 b). La ligne de répartition transversale calculée a été déterminée au moyen du programme STRESS (courbe (2)) dans lequel on a schématisé la structure de la manière suivante :

- système grille de poutres avec quatre poutres longitudinales (les deux poutres métalliques et les deux parapets),

P : position du centre de gravité du camion

a) Répartition des contraintes en fonction de la position de P.

b) Ligne de répartition transversale mesurée et calculée pour la poutre gauche.

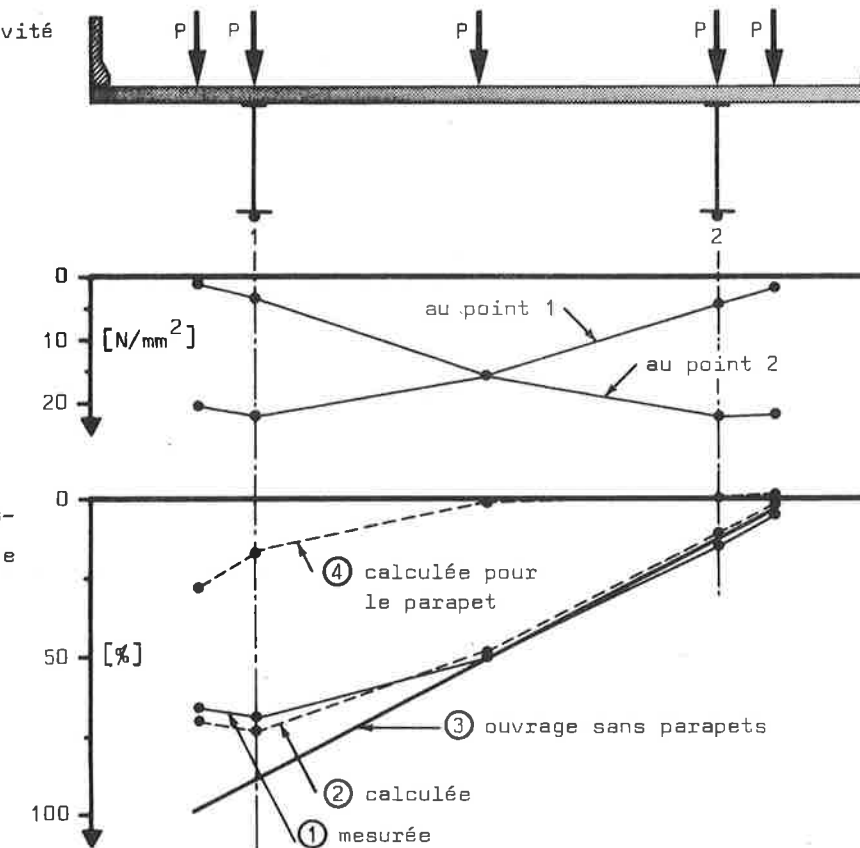


FIGURE 3

Répartition transversale des charges déterminée à partir des contraintes.

- une série de poutres transversales représentant la dalle,
- résistance à la torsion des poutres métalliques négligée.

On remarque que l'allure de ces deux courbes est très semblable. La ligne mesurée indique une meilleure répartition des charges que la ligne calculée. Ce fait correspond à la réalité car une grille de poutre telle qu'elle est schématisée par le programme répartit moins bien les charges que la structure réelle. Ce phénomène a déjà été constaté lors de mesures effectuées sur un autre ouvrage [2].

La ligne de répartition transversale pour des ouvrages sans parapets [3] (courbe (3)) est également représentée à la FIGURE 3 b). On constate que la présence de parapets continus tels qu'ils sont réalisés aux viaducs du Chêne a une influence certaine sur la répartition des charges.

La part de charge qui sollicite le parapet gauche calculée avec le programme STRESS est également représentée à la FIGURE 3 b) par la courbe (4).

##### b) Répartition basée sur les flèches

Les flèches mesurées au milieu de la travée de rive pour les diverses positions du cas de charge D sont représentées à la FIGURE 4 a).

P : position du centre de gravité du camion

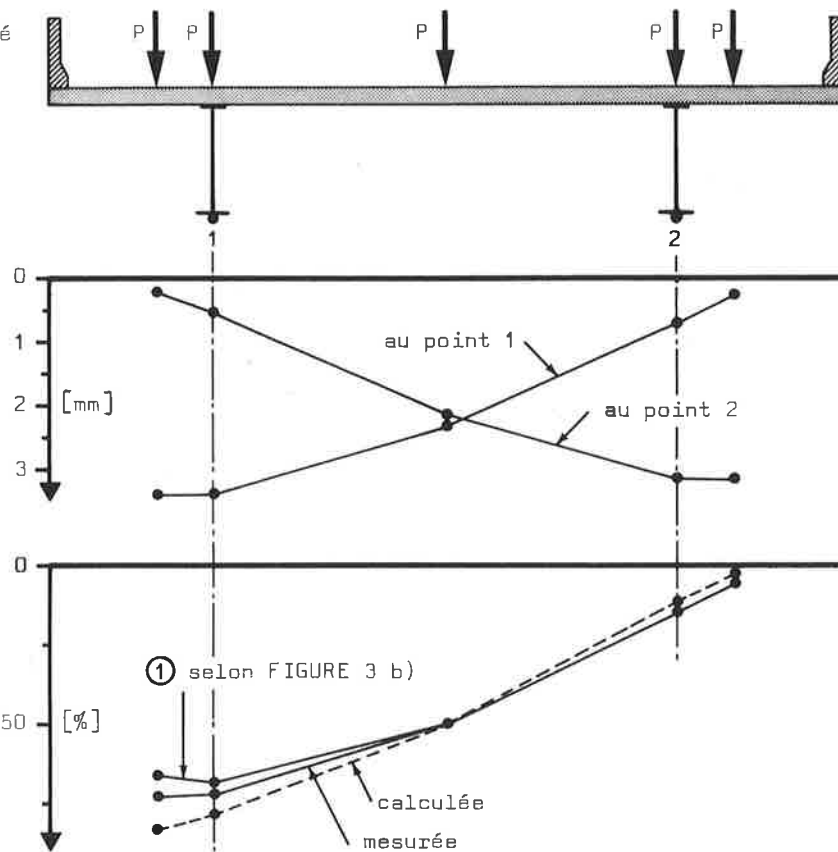


FIGURE 4

Répartition transversale des charges déterminée à partir des flèches.

En admettant que chaque poutre a une flèche due au 50 % de la charge lorsque celle-ci agit au milieu de la dalle, on obtient la ligne de répartition transversale mesurée représentée à la FIGURE 4 b). La ligne de répartition transversale calculée avec STRESS est également représentée sur cette figure. On remarque également une bonne concordance entre ces deux courbes. Si l'on compare la ligne de répartition transversale mesurée sur la base des flèches et celle mesurée sur la base des contraintes (notée ① sur la FIGURE 4 b), on constate que le parapet a une influence plus faible sur la répartition transversale des flèches que sur la répartition transversale des contraintes.

c) Correspondance entre le calcul et les mesures

Les caractéristiques de la section A-A, au milieu de la travée de rive, ont été calculées sur la base d'un coefficient d'équivalence  $n_0 = 4,7$  ( $E_{b0} \approx 45 \text{ KN/mm}^2$ , déterminé en laboratoire). Le moment de résistance W de la section d'une poutre vaut selon la largeur de la dalle participante :

- moitié de la dalle avec parapet =  $W_1 = 48,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ ,
- moitié de la dalle sans parapet =  $W_2 = 33,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ ,
- largeur de participation selon [4] :  $b_e = b_0 + k_1 b_1 + k_2 b_2$  :  $W_3 = 33,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ .

On constate que le moment de résistance, en admettant comme largeur participante de la dalle une

demi-dalle ( $b_e = 6,23 \text{ m}$ ) ou une largeur de participation selon [4] ( $b_e = 5,10 \text{ m}$ ), est pratiquement identique.

Le TABLEAU 1 compare les contraintes mesurées et calculées dans la section A-A au droit de la semelle inférieure des poutres maîtresses. Les contraintes ont été calculées en admettant la répartition transversale des charges mesurées et en introduisant le moment de résistance  $W_2$ .

TABLEAU 1

Contraintes calculées et mesurées en fonction de la position transversale des charges.

	POUTRE GAUCHE		POUTRE DROITE	
	contraintes mesurées [N/mm <sup>2</sup> ]	contraintes calculées [N/mm <sup>2</sup> ]	contraintes mesurées [N/mm <sup>2</sup> ]	contraintes calculées [N/mm <sup>2</sup> ]
	20,8	22,1	1,2	1,7
	21,9	23,1	3,6	5,0
	15,8	16,7	16,1	16,7
	4,6	5,0	22,3	23,1
	1,7	1,7	21,8	22,1

Avec les hypothèses adoptées ci-dessus, on constate que les contraintes maximales calculées sont de 4 à 6 % plus grandes que les contraintes correspondantes mesurées. Notons que la précision des mesures est, pour toutes les mesures, de  $\pm 0,2 \text{ N/mm}^2$ .

Le TABLEAU 2 compare les flèches mesurées et calculées au milieu de la travée de rive. Le calcul des flèches est basé sur un moment d'inertie de la section qui prend en compte une largeur de dalle participante égale à une dalle sans parapet et une répartition transversale égale à la répartition mesurée.

On constate que les flèches maximales calculées sont 6 à 12 % supérieures aux flèches maximales mesurées.






d) Remarques sur la répartition transversale des charges

On a constaté que le parapet avait une influence relativement importante sur la répartition transversale des charges dans les sections où agissent les charges. Dans les sections éloignées du point d'application des charges, cette influence est cependant moins sensible.

Par exemple, pour une charge agissant sur le porte-à-faux de la dalle, la part de charge reprise

TABEAU 2

Flèches mesurées et calculées en fonction de la position transversale des charges.

	POUTRE GAUCHE		POUTRE DROITE	
	flèches mesurées [mm]	flèches calculées [mm]	flèches mesurées [mm]	flèches calculées [mm]
	3,40	3,57	0,22	0,29
	3,37	3,52	0,56	0,73
	2,34	2,45	2,16	2,45
	0,68	0,73	3,12	3,52
	0,26	0,29	3,14	3,57

par la poutre maîtresse est de 66 % dans la section où s'applique cette charge. Cette part est de l'ordre de 75 % dans des sections éloignées d'une dizaine de mètres du point d'application de la charge.

Dans les sections près des appuis, nos mesures ont montré que la part de charge reprise par la poutre maîtresse est plus importante que celle reprise dans les sections en travée. Par exemple, pour le cas de charge B (charge sur le porte-à-faux de la dalle de part et d'autre de l'appui), la part de charge qui sollicite la poutre maîtresse est de l'ordre de 85 à 90 %.

### 3.2 COMPORTEMENT DES POUTRES METALLIQUES AU DROIT DES APPUIS

Dans ce paragraphe, nous donnons les résultats des mesures des contraintes dans la région des appuis et nous comparons directement les valeurs mesurées pour les deux zones d'appuis étudiées : soit l'appui 5 où la dalle est précontrainte longitudinalement et l'appui 11 sans précontrainte de la dalle. Pour ces deux zones d'appuis, les contraintes ont été mesurées dans des sections situées à 250 mm, 750 mm, 1500 et 3000 mm de l'appui.

La disposition du cas de charge B (voir FIGURE 2) identique près des deux appuis étudiés permet une comparaison des résultats. La FIGURE 5 montre, pour chaque section étudiée, l'évolution des contraintes agissant au droit de la semelle inférieure des poutres métalliques en fonction des moments provenant des cas de charge  $B_1$ ,  $B_2$ ,  $B_3$  et  $B_4$  calculés au moyen des lignes d'influence. Les moments reportés en ordonnée sont des moments non affectés d'un coefficient de répartition transversale ; celui-ci ne joue aucun rôle dans la comparaison des résultats.

On voit, sur la FIGURE 5, que l'évolution des contraintes en fonction du moment est approximativement identique pour les deux appuis au droit des mêmes sections. On constate également que la

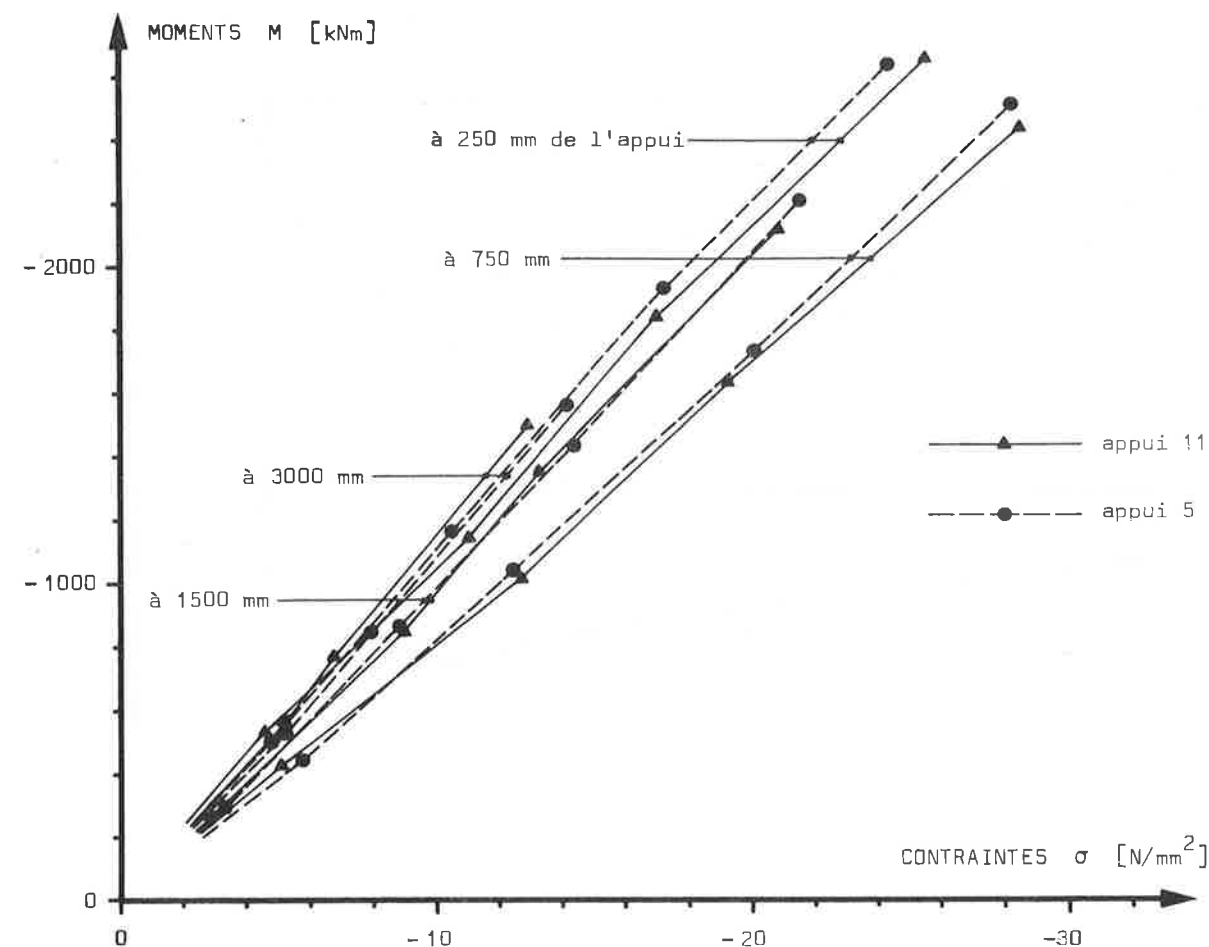


FIGURE 5

Evolution des contraintes en fonction des moments dans les mêmes sections près des appuis 5 et 11 pour les cas de charge B.

pende des droites est approximativement la même pour toutes les sections sauf pour celles situées à 750 mm de l'appui. Cette figure permet de conclure que la présence ou non d'une précontrainte dans la dalle n'a eu aucune influence sur le comportement général des sections pour ce cas de charge déjà important (4 camions de 25 t) de la zone d'appui.

Pour les sections situées à 750 mm de l'appui, il semblerait que les contraintes soient un peu supérieures à ce qu'elles devraient être par rapport aux sections voisines. On remarque ce phénomène également à la FIGURE 6 qui représente la distribution longitudinale des contraintes mesurées au droit de la semelle inférieure de la poutre métallique pour le cas de charge  $B_4$ . Les distributions des contraintes calculées pour les appuis 5 et 11 sont également reportées sur cette figure.

Pour l'appui 11 (dalle non précontrainte), les contraintes sont calculées sur la base d'une section résistante fissurée ne comprenant que la section de la poutre métallique et les armatures. Pour l'appui 5 (dalle précontrainte), les contraintes sont calculées sur la base d'une section résistante comprenant la poutre métallique et une largeur de dalle participante égale à la moitié de la dalle sans le parapet. Le calcul des caractéristiques de cette section sur appui avec le



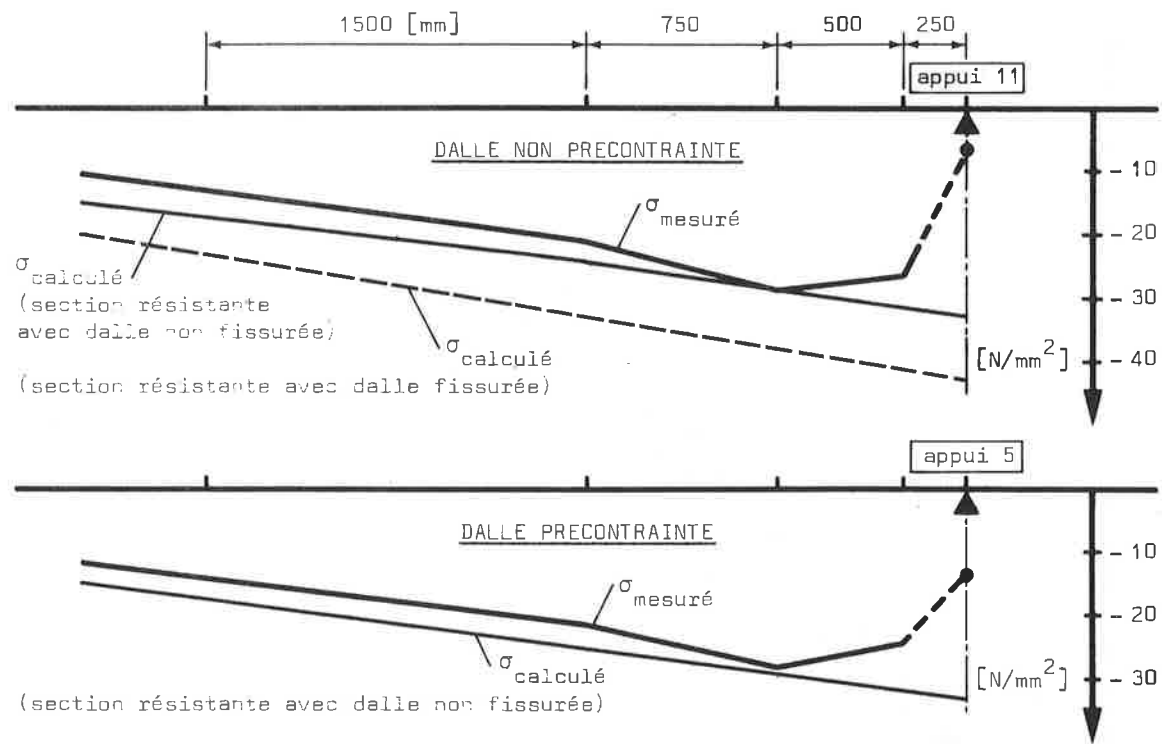


FIGURE 6

Répartition longitudinale des contraintes mesurées et calculées sur l'aile inférieure pour le cas de charge  $B_4$ .

béton participant indique que l'axe neutre de la section se situe au niveau de l'aile supérieure de la poutre métallique, ce qui a été confirmé par les mesures. Un coefficient de répartition transversale égal à 0,9 a été admis pour le calcul des contraintes provenant du cas de charge  $B_4$ .

On voit, sur cette FIGURE 6, que les contraintes calculées avec les hypothèses discutées ci-dessus sont en tous points supérieures aux contraintes mesurées. Pour l'appui 5 (dalle précontrainte), la concordance des contraintes calculées avec les contraintes mesurées est relativement bonne. L'influence du moment résistant choisi étant faible, il semble que la poutre soit moins chargée que les 90 % (répartition transversale) admis. Avec ce coefficient de 0,9, les contraintes calculées sont supérieures de 4 à 20 % aux contraintes mesurées.

Pour l'appui 11 (dalle non précontrainte), les contraintes calculées (calcul basé sur le moment résistant de la section fissurée) sont supérieures de 35 à 50 % aux contraintes mesurées. Il semble donc que les sections avec dalle non précontrainte se comportent comme des sections homogènes et non comme des sections fissurées. Un calcul des contraintes en tenant compte de la participation du béton montre (FIGURE 6) que les contraintes calculées, avec les mêmes hypothèses que pour l'appui 5, sont encore supérieures aux contraintes mesurées.

La contrainte mesurée sur l'aile inférieure exactement au droit des appuis est représentée par un cercle noir plein à la FIGURE 6 et est reliée par un segment de droite discontinue à la contrainte mesurée à 250 mm. Cette section de mesure sur appui près du fort raidissage est fortement influencée par l'introduction de la réaction d'appui, ce qui pourrait expliquer les faibles valeurs mesurées.

### 3.3 COMPORTEMENT DE LA DALLE AU DROIT DES APPUIS

#### a) Allure des contraintes

Les contraintes dans la dalle ont été mesurées au droit des appuis 5 et 11 au moyen de cordes vibrantes. Au droit de l'appui 11, en plus des cordes vibrantes, deux armatures longitudinales situées au niveau de la nappe supérieure de la dalle étaient munies de jauges de contraintes. La FIGURE 7 montre l'allure des contraintes longitudinales mesurées dans la dalle pour les cas de charge B. Les contraintes mesurées sur les armatures (représentées par des triangles sur la figure) ont des valeurs qui correspondent très bien à celles mesurées au moyen des cordes vibrantes.

On remarque, sur la FIGURE 7, que les diagrammes des contraintes mesurées ont des allures et des valeurs tout à fait identiques au droit de l'appui 6 (précontraint), à droite et à gauche de l'âme et au droit de l'appui 11 (non précontraint) à droite de l'âme.

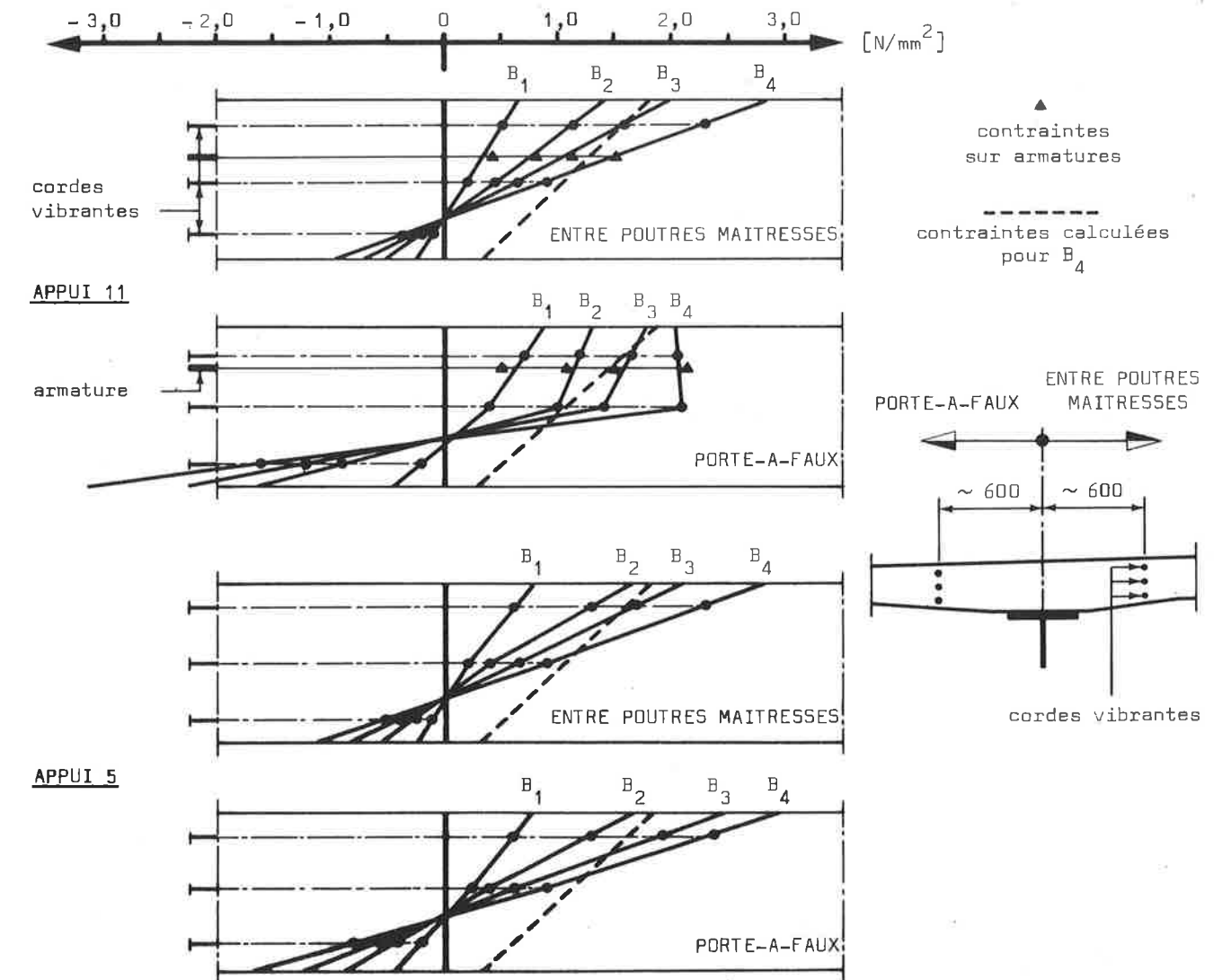


FIGURE 7

Contraintes longitudinales mesurées dans la dalle sur les appuis 11 et 5 pour les cas de charge B.

Le diagramme mesuré au droit de l'appui à gauche de l'âme de la poutre maîtresse (dans le porte-à-faux de la dalle) ne correspond pas aux autres car il présente une cassure ; il semble que dans cette zone la dalle soit fissurée. Les contraintes mesurées à cet endroit sur l'armature longitudinale sont plus grandes de l'ordre de 40 % que celles mesurées sur l'armature située de l'autre côté du plan de l'âme (entre les deux poutres maîtresses). Cette observation appuie l'hypothèse de l'existence d'une fissure (voir § 3.5) dans les environs de la section de mesure.

b) Comparaisons entre valeurs mesurées et calculées

Le diagramme des contraintes calculées au droit des appuis 5 et 11 pour le cas de charge B<sub>4</sub> (moment maximum sur appui) est représenté sur la FIGURE 7 par un trait discontinu. Les hypothèses de calcul sont :

- section résistante comprenant la poutre métallique et la dalle sans parapet,
- coefficient de répartition transversale des charges admis égal à 0,90.

On voit sur la figure que les contraintes calculées dans la dalle sont toutes des contraintes de traction alors que les contraintes mesurées sont des compressions dans le tiers inférieur de la dalle. On constate également que les contraintes de traction mesurées dans la partie supérieure de la dalle sont plus grandes que celles calculées. Pour les cas de charge avec un seul camion (B<sub>1</sub> par exemple), cette différence n'est pas perceptible alors que pour le cas de charge B<sub>4</sub> on mesure des contraintes de traction de 40 % supérieures aux contraintes calculées.

L'explication de cette différence pourrait être liée au glissement relatif se produisant entre la dalle de béton et la poutre métallique. Ce glissement a pour conséquence une diminution de la force totale de traction agissant dans la dalle sur appui et une augmentation de la courbure de cette dalle.

3.4 GLISSEMENT RELATIF ENTRE DALLE ET POUTRE METALLIQUE

La FIGURE 8 montre les glissements relatifs mesurés entre la dalle et la poutre métallique pour le cas de charge C. Les mesures ont été effectuées depuis l'appui 11 en direction de la culée Berne sur une distance de 12,0 m environ. Les points de mesure étaient situés au droit des groupes de goujons. La précision des mesures est de l'ordre de  $\pm 1 \cdot 10^{-3}$  mm pour toutes les mesures.

Les glissements mesurés, bien que faibles, sont répétitifs, ce qui montre le comportement élastique de la liaison. Les mesures du glissement relatif ont montré que la dalle se déplaçait depuis le milieu de la travée vers l'appui 11, ce qui est en accord avec le raisonnement logique.

L'influence de ce glissement sur le comportement général de l'ouvrage semble être faible au vu des résultats précédents. Une étude plus approfondie du glissement est cependant nécessaire pour donner des valeurs quantitatives de son influence sur les contraintes et les déformations de l'ouvrage.

3.5 FISSURATION DE LA DALLE

L'observation visuelle de la dalle au droit de l'appui 11 (dalle non précontrainte) a révélé l'existence d'une fissure transversale 1,0 m avant la section d'appui. Cette fissure est apparue moins d'une semaine après le bétonnage du tronçon sur appui, son ouverture est faible (moins de

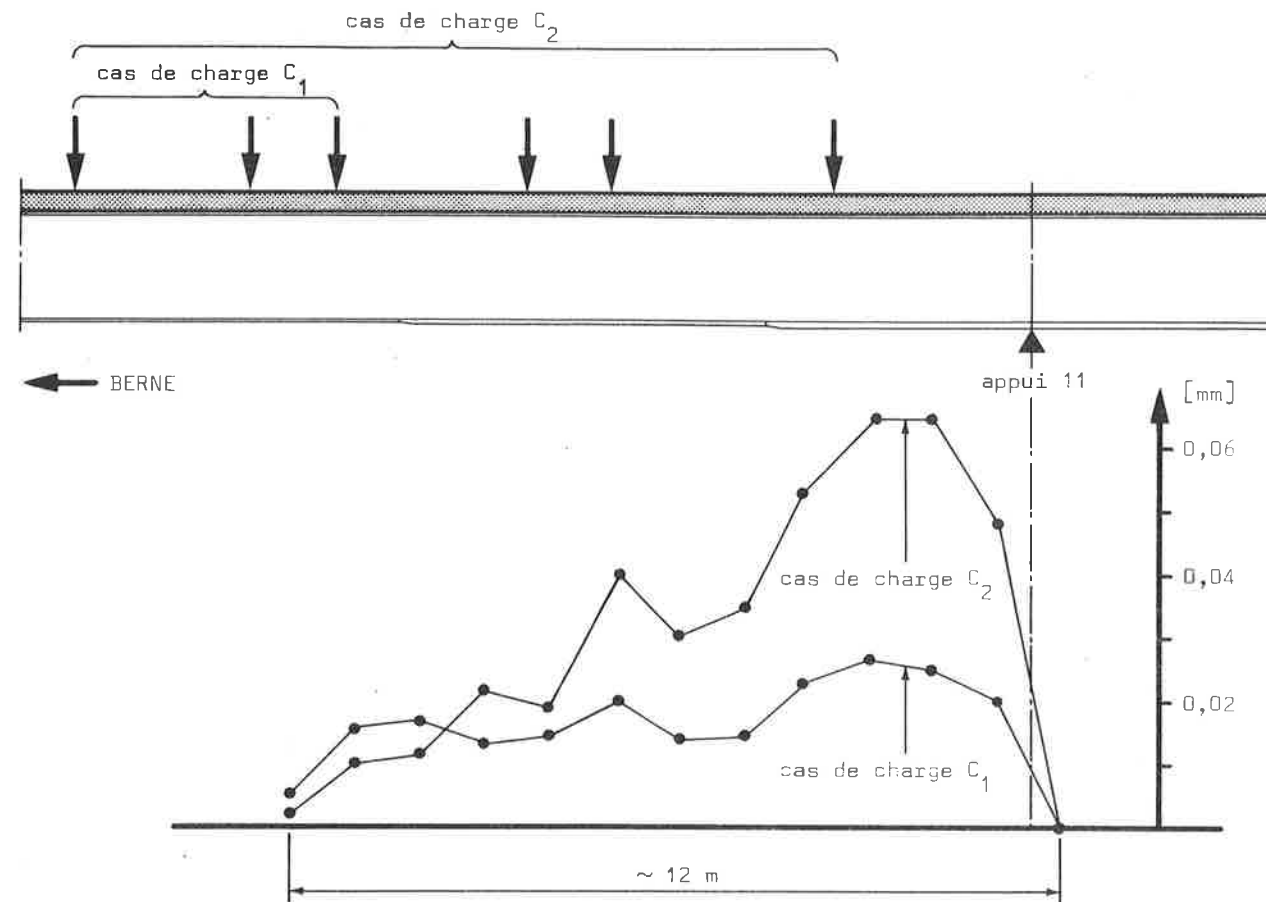


FIGURE 8

Glissement dalle-poutre métallique pour les cas de charge C.

0,1 mm). Son origine peut être liée aux phénomènes physiques accompagnant la prise du béton.

Durant les essais de charge, on a vu apparaître une fissure longitudinale sur l'appui 11 ; cette fissure se situait au départ du porte-à-faux de la dalle et longeait le bord des niches. De plus, le joint de bétonnage des parapets au droit de l'appui a été fissuré. Au vu des contraintes mesurées dans le béton, il semble que d'autres fissures transversales se soient produites au droit de cet appui bien qu'elles ne fussent pas visibles en surface et qu'elles n'aient pas influencé le comportement global de la zone d'appui.

Au droit de l'appui 5 (dalle précontrainte), on n'a pas constaté de fissures dans la dalle durant l'essai.

3.6 REPARTITION DE LA TEMPERATURE SUR LA HAUTEUR DE LA POUTRE MIXTE

La température a été mesurée à plusieurs niveaux dans une section de l'ouvrage. Sept thermocouples ont été placés dans l'épaisseur de la dalle au droit d'une poutre métallique et sept thermocouples ont été collés sur la poutre métallique dans la même section.

Les mesures de température ont été effectuées le 22 août 1978. Ce jour-là, le soleil a brillé

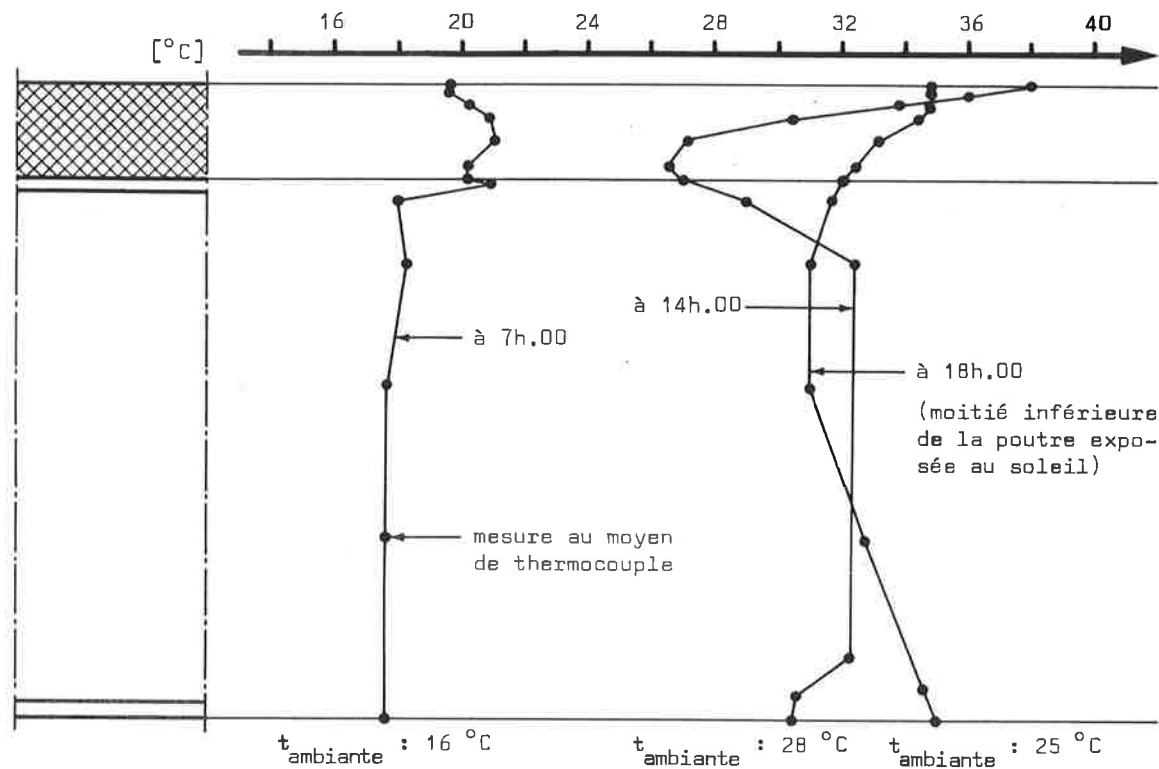


FIGURE 9

Distribution de la température dans la section mixte à 7h.00, 14h.00 et 18h.00 ( $t_{\text{ambiante}}$  mesurée à l'ombre, environ 1,0 m au dessus du sol).

toute la journée et le vent était pratiquement nul.

La FIGURE 9 montre la répartition des températures sur la hauteur de la section mixte à 7h.00, à 14h.00 (instant le plus chaud de la journée) et à 18h.00. On voit sur cette figure que la dalle s'échauffe très rapidement à la face supérieure. La face inférieure de la dalle suit approximativement l'évolution de la température ambiante (température mesurée à l'ombre). On constate également que la température de l'âme de la poutre métallique est supérieure ( $\sim 4^\circ\text{C}$ ) à la température ambiante au moment le plus chaud de la journée.

Le gradient thermique qui se développe dans la dalle au cours de la journée provoque un état de contrainte dans la dalle du fait qu'elle n'est pas libre de suivre les déformations thermiques. Un calcul, basé sur les hypothèses que la section mixte est libre de tourner et de se dilater, montre que sous le gradient thermique mesuré à 14h.00, on a des contraintes de compression près de la face supérieure de la dalle ( $\sim - 3,5 \text{ N/mm}^2$ ) et des contraintes de traction dans la moitié inférieure de la dalle (max.  $+ 1,6 \text{ N/mm}^2$ ). Notons que ces extremums de contraintes peuvent encore être plus prononcés du fait qu'il existe des jours plus chauds que celui où les mesures ont été effectuées et que le tablier doit encore être recouvert de son revêtement noir. Le calcul conventionnel (saut de température  $\Delta t = \pm 10^\circ\text{C}$ ) indique pour le cas de la dalle chaude qu'elle est totalement comprimée sur toute son épaisseur (max.  $- 0,8 \text{ N/mm}^2$ ).

## 4 CONCLUSIONS

- 1.- Les résultats des essais effectués sur les viaducs du Chêne ont montré que le comportement général de l'ouvrage, basé sur l'analyse des flèches et des contraintes agissant au droit de la semelle inférieure de la poutre métallique, correspond au calcul conventionnel des poutres mixtes.
- 2.- La détermination de la ligne de répartition transversale des charges au milieu de la travée de rive a montré que la présence des parapets continus a une influence importante sur cette répartition. Cette influence diminue au droit des sections dans lesquelles n'agissent pas les charges.
- 3.- La comparaison du comportement de l'ouvrage dans la région des appuis avec une dalle précontrainte et non précontrainte longitudinalement montre que :
  - La dalle non précontrainte était probablement fissurée transversalement au droit de l'appui.
  - Malgré la présence de fissures au droit de l'appui non précontraint, le comportement de la poutre métallique est tout à fait identique à celui de la poutre métallique située au droit de l'appui avec précontrainte. Il semble donc que la fissuration soit faible et que ses effets ne soient pas perceptibles au niveau du comportement général de la zone des appuis.
- 4.- Les glissements relatifs entre la dalle de béton et la poutre métallique mesurés au niveau de la liaison sont de l'ordre de quelques centièmes de millimètre. Ce glissement n'a pas influencé de façon significative le comportement général de l'ouvrage pour les cas de charge effectués. Son influence sur les contraintes agissant dans le béton au droit des appuis semble cependant plus marquée. Une étude plus approfondie est en cours à ce sujet.
- 5.- La mesure de la répartition des températures sur la hauteur d'une section mixte montre qu'il existe un important gradient de température dans la dalle. Ce gradient induit dans la dalle des contraintes dont le diagramme est fort différent de celui déterminé par un calcul conventionnel.

## REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier ici le Service fédéral des routes et des digues du Département fédéral de l'intérieur et le Bureau de construction des autoroutes du canton de Vaud de leur intérêt et appui financier pour cette étude. Nos remerciements vont également au personnel de l'Institut de statique des constructions (ISTACO) pour leur coopération avant et pendant les mesures sur place. Nous remercions aussi M. Michel Crisinel, ingénieur, responsable du laboratoire de l'ICOM, M. Markus Gottier, ingénieur, M. Daniel Gyax, ingénieur, M. Werner Schaad, ingénieur, M. Gilbert Pidoux, collaborateur technique et M. Alexandre Quinche, apprenti mécanicien, de leur travail soigné durant la préparation des essais et de leur participation active lors de l'exécution des mesures.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Viaducs du Chêne, Essais de charge des 18 et 19 juillet 1978. Rapport de l'Institut de statique des constructions de l'EPFL (ISTACO), Lausanne, 1979, (en préparation).
- [2] PERRET, Jacques, RABINOVICI, Arnold, LEBET, Jean-Paul et CRISINEL, Michel. Essai de deux ponts biais multipoutres en construction mixte acier-béton. Bulletin Technique de la Suisse romande, Lausanne, vol. 104, no 15, 1978, pp. 221-228.
- [3] JACQUEMOUD, Joseph, SALUZ, Ruben et HIRT, Manfred A. Mesures statiques et dynamiques sur le viaduc d'accès à la jonction d'Aigle. Institut de la construction métallique de l'EPFL, Lausanne, ICOM 024, 1976.
- [4] ICOM. Dimensionnement des ponts. Institut de la construction métallique de l'EPFL, Lausanne, ICOM 013, 1975.

