Utilisation de la dénivellation des appuis pour annuler les tractions du béton dans une construction mixte "acier-béton" en travées continues

Autor(en): **Oudotte, M. / Guérin, M.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen**

Band (Jahr): **12 (1952)**

PDF erstellt am: **03.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-12323

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

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

http://www.e-periodica.ch

Utilisation de la dénivellation des appuis pour annuler les tractions du béton dans une construction mixte „acier-béton" en travées continues

Anwendung der Überhöhung bei Betonplatten gemischter Konstruktionen in Stahl und Beton

Adoption of super-elevation in concrete slabs of mixed constructions in steel and concrete

M. Oudotte, Chef du Service de la Voie et des Bâtiments de la Région Est à la S.N.C.F.
et
M. Guérin, Ingénieur à la Région Est de la S.N.C.F., Paris

Le mode de couverture des ponts métalliques sous rails a toujours été l'objet des préoccupations constantes des Ingénieurs des Chemins de fer en raison de son importance dans la tenue des voies.

La tendance actuelle, à la S.N.C.F., est de réaliser le plus possible, sur ces ouvrages, une couverture en béton armé permettant la pose de voie sur ballast pour supprimer toute solution de continuité dans l'élasticité de l'infrastructure.

Dans son exposé du 19 Mai 1944, au Centre d'Etudes Supérieures de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, sur la construction mixte „fer-béton" dans les Ouvrages d'Art[1]), M. Ridet, Ingénieur en Chef à la S.N.C.F. avait montré, en s'appuyant sur des expériences de laboratoire et des essais effectués sur des ponts en service, que les ouvrages mixtes „fer-béton" en travées indépendantes se comportaient comme des ouvrages en béton armé.

Dans un article paru en Novembre 1950 dans les Annales de l'I.T.B.T.P.[2]) MM. Guérin et Pigeau ont montré que les ouvrages mixtes en travées continues pouvaient également être assimilés à des ouvrages en béton armé, à condition que des dispositions soient prises pour éviter la fissuration du béton au droit des appuis intermédiaires.

Ils donnaient, à titre d'exemple, un aperçu des résultats obtenus lors de la reconstruction de trois ponts sur la Meuse dans la région de Charleville suivant la méthode qu'ils avaient préconisée et mise au point.

---

[1]) M. Ridet: La Construction mixte „fer-béton" dans les Ouvrages d'Art, Circulaire de l'I.T.B.T.P., Série I, n° 18, du 5 Mai 1945. Voir également: 8° volume des Mémoires de l'A.I.P.C., Zurich 1947.

[2]) Circulaire de l'I.T.B.T.P., n° 157. Théories et méthodes de calcul n° 10 de Novembre 1950.

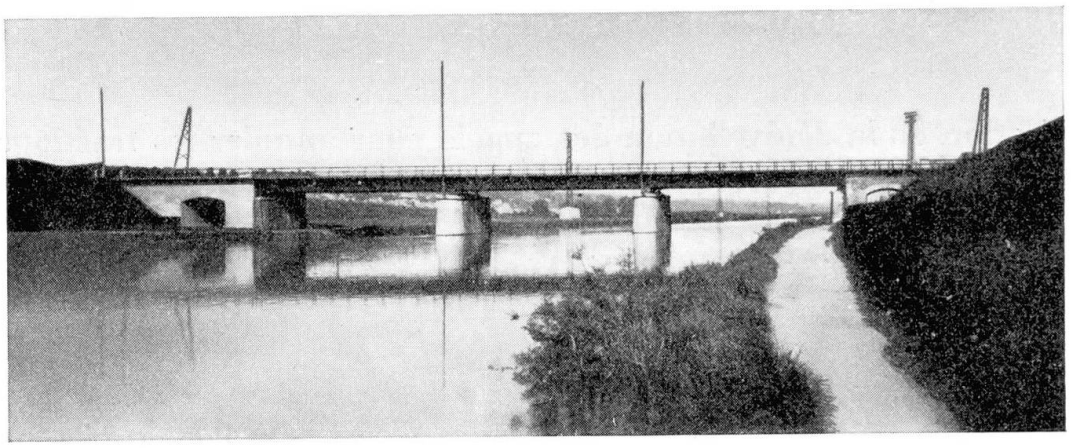


Fig. 1. Pont du Theux. Vue d'ensemble

Cette méthode consiste à réaliser un état de contrainte de compression préalable du béton au droit des appuis sur piles, avant application des surcharges. Ce résultat est obtenu par dénivellation pure et simple de ces appuis avant bétonnage, ce qui implique une liaison parfaite du béton et de l'ossature métallique.

Tout risque de modification de cet état de contrainte, par suite d'un tassement inégal des appuis, ne peut, à leur avis, se traduire que par un renforcement du dit état de contrainte, les réactions verticales sur piles étant de beaucoup supérieures à celles sur culées.

La présente communication a pour but de fournir des renseignements aussi détaillés que possible sur le comportement de ces ouvrages dits dénivelés dont le plus ancien a déjà quatre ans d'existence, puis de comparer les résultats obtenus à ceux d'un ouvrage de mêmes caractéristiques que l'un d'eux exécuté antérieurement suivant la méthode dite classique sans prendre de dispositions spéciales pour intéresser le béton à la résistance de l'ensemble.

Cette communication comporte donc deux parties distinctes:

l'une se rapportant aux ouvrages dits dénivelés,
l'autre aux ouvrages dits classiques.

Ouvrages dits dénivelés

Les ouvrages ainsi reconstruits sont:

1. *Pont de Donchery sur la Meuse.* 2 travées continues égales de 35 m de portée chacune, constituées par 3 poutres à âme pleine de 1,90 m H.C. recouvertes par une dalle, de 0,25 m d'épaisseur minimum, en béton armé dosé à 400 kg de ciment 250/315 par mètre cube.

Tablier sous voie II, reconstruit en 1947/48.

Tablier sous voie I, reconstruit en 1948.

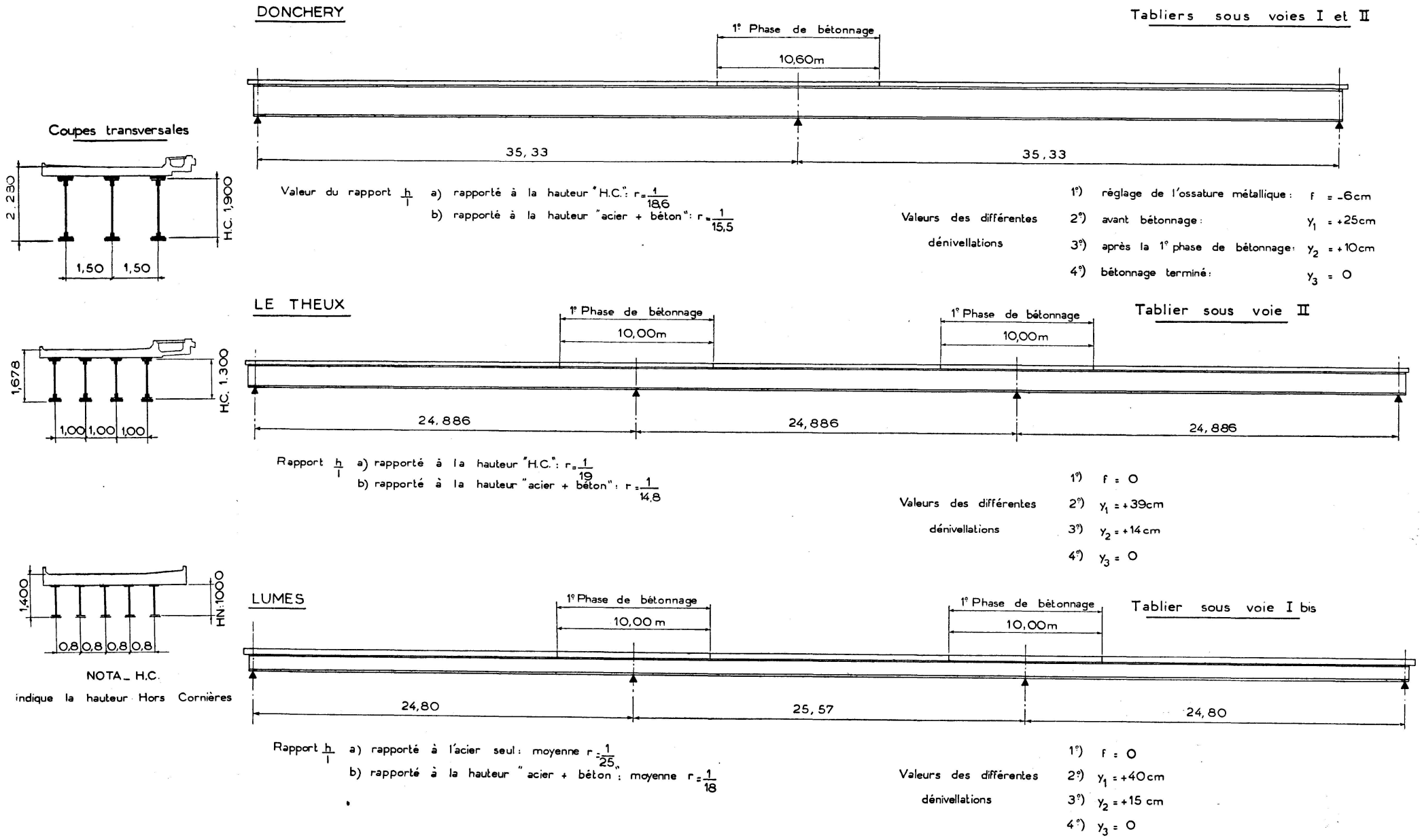


Fig. 2. Schéma des 3 ouvrages

2. *Pont du Theux sur la Meuse* (fig. 1). 3 travées continues de 25 m de portée chacune, constituées par 4 poutres à âme pleine de 1,30 m H.C. recouvertes par une dalle, de 0,25 m d'épaisseur minimum, en béton armé dosé à 400 kg de ciment 250/315.

Tablier sous voie II seulement, reconstruit en 1949[3]).

3. *Pont de LUMES sur la Meuse* 3 travées continues de 25 m de portée chacune, constituées par 5 poutrelles HN 1000, recouvertes par une dalle, de 0,28 m d'épaisseur minimum, en béton armé, dosé à 400 kg de ciment 250/315. Tablier sous voie I bis, reconstruit en 1950[4]).

Ces ouvrages, dont le schéma est représenté sur la fig. 2, ont été soumis à de nombreux essais périodiques.

Ces essais comportaient des mesures de déformation:

a) du béton au moyen de témoins sonores Coyne, noyés dans le béton au moment de la construction,

b) du métal au moyen d'extensomètres Huggenberger.

Les flèches étaient enregistrées avec des appareils Richard.

Comme le feront ressortir l'exposé des résultats ainsi que leur discussion, ces essais mettent en évidence la part importante que prend le béton dans la répartition des efforts.

Mais comme les essais faits jusqu'ici ne sont pas assez nombreux pour pouvoir en tirer des conclusions irréfutables permettant de réaliser des économies importantes dans la construction de ces ouvrages, nous nous bornerons à décrire le mode opératoire de ces essais et à indiquer les résultats obtenus, en souhaitant que d'autres chercheurs nous suivent dans cette voie.

Exposé de la méthode

La méthode consiste à modifier la répartition des efforts dans un système hyperstatique, par l'utilisation des contraintes internes que provoque toute dénivellation des appuis, de manière à n'avoir dans le béton que des efforts de compression.

Ce résultat est obtenu en coulant la dalle de couverture d'un ouvrage mixte, lorsque l'ossature métallique est temporairement dénivelée.

Les contraintes de compression se manifestent dès que le tablier est replacé sur ses appuis, après durcissement du béton.

Ces contraintes doivent être réparties dans la dalle de façon à éviter que

---

[3]) Le tablier sous voie I a été reconstruit en 1947 sans introduction de contraintes de compression préalable du béton au droit des appuis sur piles.

[4]) La reconstruction du tablier sous voie II bis suivant le même procédé est reportée à une date ultérieure.

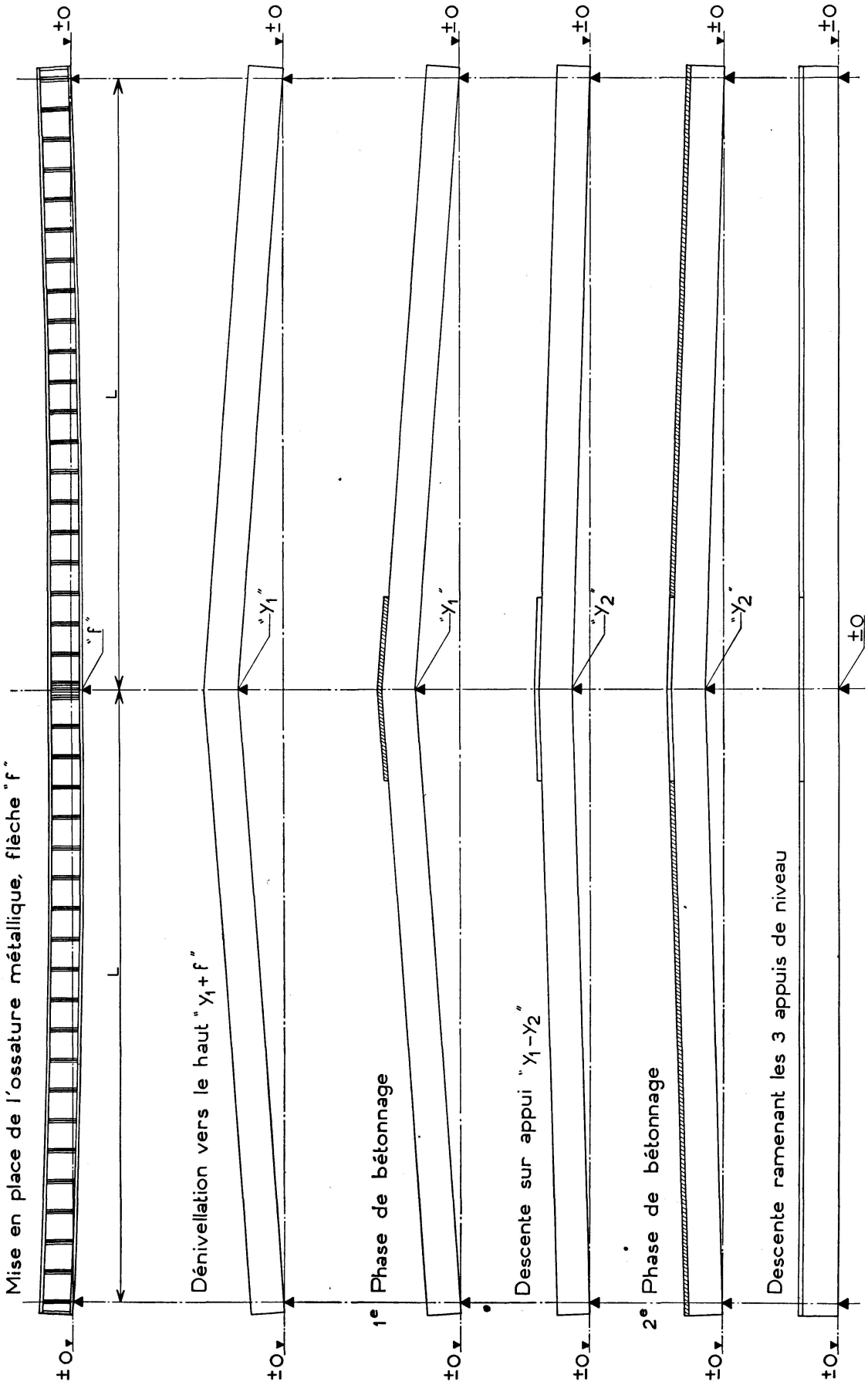


Fig. 3. Schéma des phases de construction d'un tablier à 2 travées

leur combinaison avec les efforts dus aux forces extérieures ne provoque des compressions exagérées en certaines sections de l'ensemble.

Cette modification dans la répartition des efforts implique une excellente liaison de la dalle à l'ossature métallique. Celle-ci peut être réalisée à l'aide de crochets en spirale (aciers ronds ou carrés) soudés sur la membrure supérieure de l'ossature métallique en contact avec le béton. Tout autre système de liaison pourrait d'ailleurs être adopté.

Les travaux de chantier doivent être conduits de la façon suivante:

Après mise en place et règlage des appuis, l'ossature métallique est soumise à une dénivellation vers le haut (sens des „y" positifs).

La dalle est alors bétonnée de part et d'autre des appuis intermédiaires sur une certaine longueur dépendant de l'importance des efforts internes à créer.

Dès que le béton a atteint une résistance suffisante, l'ensemble est redescendu de niveau sur ses appuis, directement ou par paliers suivant le moment jugé utile pour l'achèvement du bétonnage de la dalle.

Ce mode d'exécution, appliqué à la construction des 3 ouvrages sur la Meuse, permet notamment, par une remise des poutres sur appui de niveau, *en 2 temps* (fig. 3):

a) d'obtenir, au droit des appuis, l'effort de compression nécessaire pour éliminer les contraintes de traction dans le béton, quelle que soit la position des surcharges sur l'ouvrage;

b) de limiter, en travée, les efforts de compression du béton, en réduisant les contraintes internes que provoquerait une dénivellation en *un temps*;

c) de réaliser une sorte de matage des joints, séparant les divers tronçons de la dalle, existants par suite du bétonnage en plusieurs temps.

Aucune fissure n'est apparue dans la dalle de couverture de ces ouvrages bien que certains soient en service depuis près de 4 ans.

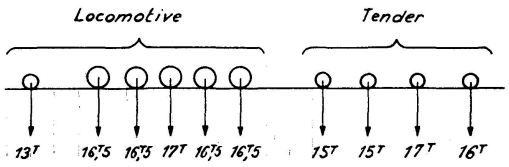
Ces tabliers ne sont évidemment pas soumis à des contraintes élevées au passage des convois dont les essieux ne dépassent pas 20 t, car ils ont été calculés pour permettre le passage des convois à essieux de 25 t.

Descriptions des essais

La tenue de ces tabliers sous l'action des surcharges roulantes a été contrôlée depuis leur date de construction.

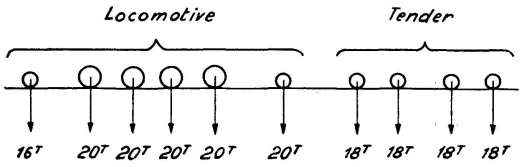
Les expériences n'ont pu toujours être faites avec les mêmes machines. Ces dernières ont été tantôt du type 150 E:

Poids de la locomotive:	96 tonnes
Poids du tender:	63 tonnes



tantôt du type 141 R:

Poids de la locomotive: 116 tonnes
Poids du tender: 72 tonnes



A. Les déformations de l'ensemble „acier-béton" étaient mesurées, autant que possible, dans une même section de tablier:
au droit ou au voisinage immédiat des appuis intermédiaires,
dans les sections médianes entre appuis.

Les déformations du béton étaient enregistrées:

a) à l'aide de témoins sonores Coyne (M 200 ou R 141) noyés dans la dalle au moment de son coulage, à 8 cm de sa face supérieure,
b) au moyen d'extensomètres Huggenberger, à base de 20 cm, disposés sur sa face inférieure.

Les déformations de l'acier étaient mesurées avec des extensomètres Huggenberger à base de 10 cm, répartis sur la hauteur de la poutre métallique.

B. Les flèches étaient enregistrées dans chaque travée à l'aide d'appareils Richard.

Relevé des mesures

A. Déformations

A 1. Déformations instantanées des constituants

Béton. Les figures 4, 5, 6 donnent pour chacun des 3 tabliers:

l'emplacement des témoins sonores,
les schémas de charge donnant l'effort maximum pour chaque témoin (ou groupe de témoins situé dans une même section transversale),
la courbe des déformations instantanées (lignes en chevron) mesurées lors des essais.

Les tableaux accompagnant les figures donnent le détail de ces mesures.

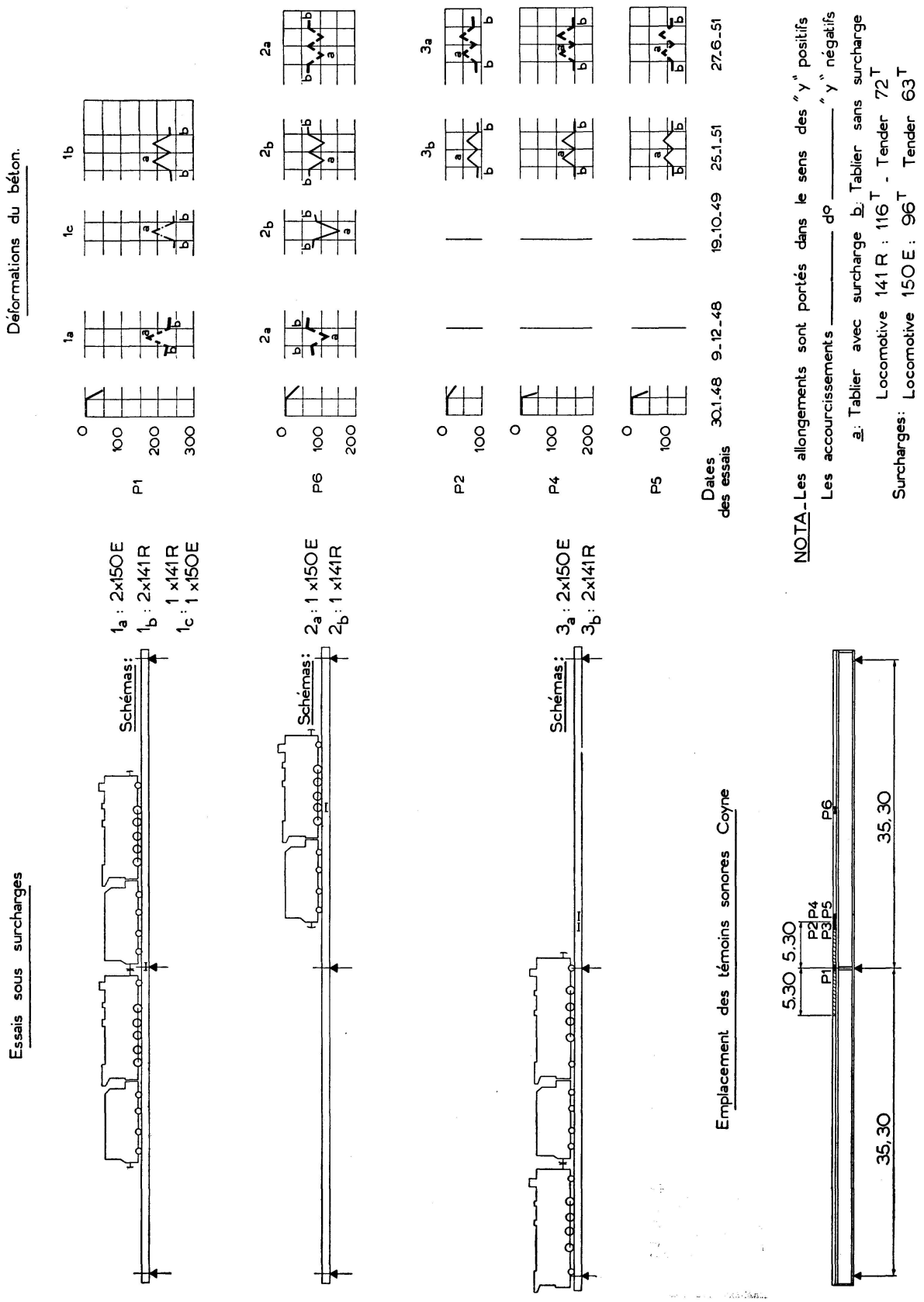


Fig. 4. Pont de Donchery. Schémas de charge. Emplacement des témoins sonores. Déformations du béton

Tableau I. Pont de Donchery

Mesures faites à l'aide de témoins sonores Coyne. Modèle M 200[5])

N° du témoin	Dates des essais	Surcharge, nos des locomotives	Lectures faites: avant	pendant	après	$\frac{\Delta l}{l} 10^6$
P 1 sur appui	9. 12. 48	2 M 150 E	1010	1075	1010	+65
	19. 10. 49	1 M 150 E + 1 M 141 R	990	1050	990	+60
	25. 1. 51	2 M 141 R	1000	1050	1000	+50
P 6 entre appuis	9. 12. 48	1 M 150 E, orientée côté Sedan	1100	1045	1100	−55
	19. 10. 49	1 M 141 R, orientée côté Charleville	1075	1010	1075	−65
	25. 1. 51	1 M 141 R, orientée côté Sedan	1100	1055	1100	−45
	27. 6. 51	1 M 150 E, orientée côté Charleville	1100	1055	1100	−45
P 2	25. 1. 51	2 M 141 R, orientées côté Sedan	1210	1240	1210	+30
	27. 6. 51	2 M 150 E, orientées côté Charleville	1210	1250	1210	+40
P 4	25. 1. 51	2 M 141 R, orientées côté Sedan	1005	1035	1005	+30
	27. 6. 51	2 M 150 E, orientées côté Charleville	1000	1040	1000	+40
P 5	25. 1. 51	2 M 141 R, orientées côté Sedan	1340	1370	1340	+30
	27. 6. 51	2 M 150 E, orientées côté Charleville	1330	1360	1330	+30

Nota: Le témoin P 3 n'a pas fonctionné.

[5]) La valeur de la déformation $\frac{\Delta l}{l}$ est égale à la différence des lectures pour les témoins M 200.

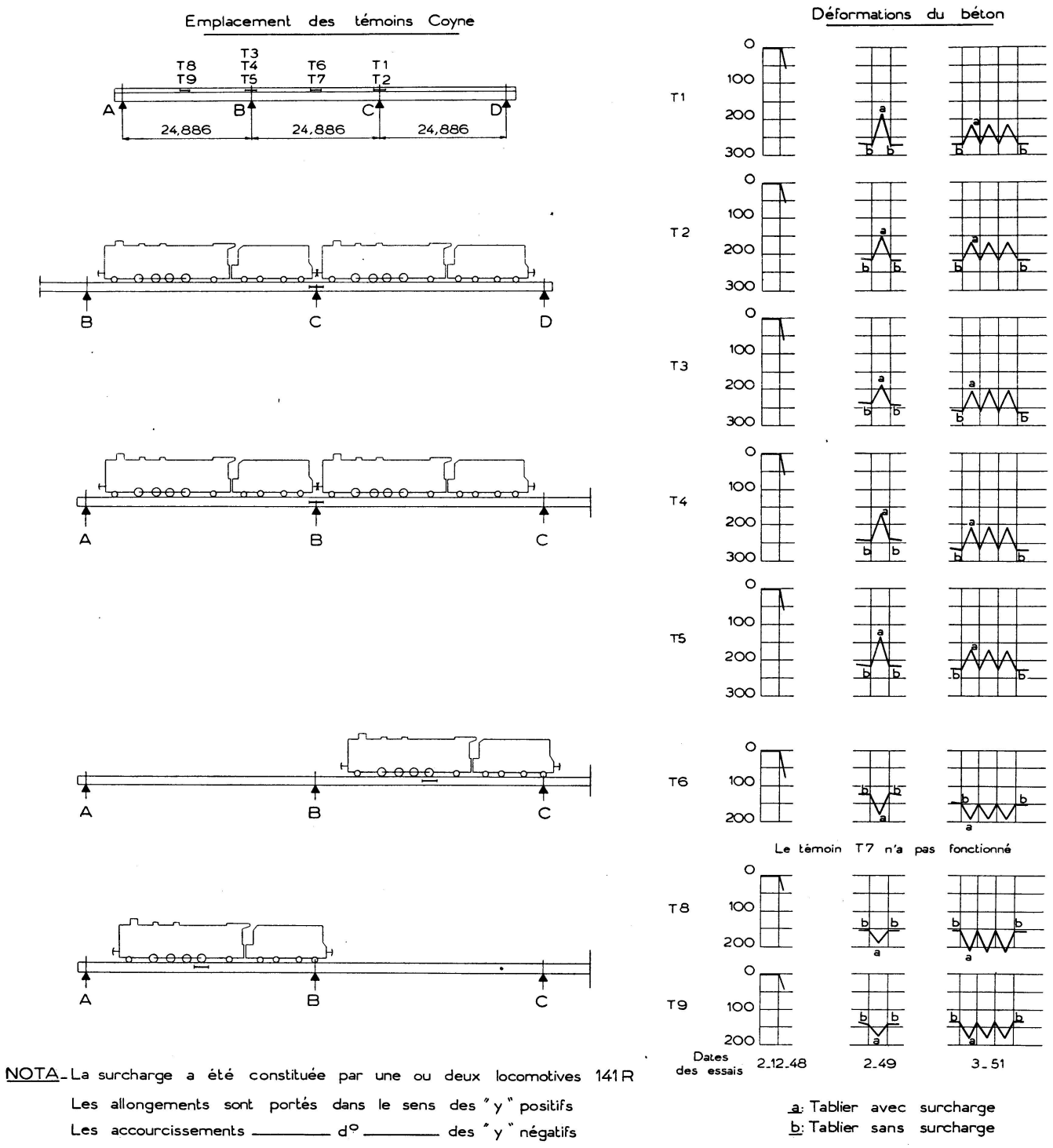


Fig. 5. Pont du Theux. Schémas de charge. Emplacement des témoins sonores. Déformations du béton

Tableau II. Pont du Theux

Mesures faites à l'aide de témoins sonores Coyne Modèle M 200

N° du témoin	Dates des essais	Surcharge, n^os des locomotives	Lectures faites: avant	pendant	après	$\frac{\Delta l}{l} 10^6$
T 1	11. 2. 49	Tous les essais ont été faits avec des machines: 141 R	1440	1520	1440	+80
	3. 51		1400	1465	1400	+65
T 2	11. 2. 49		1490	1550	1490	+60
	3. 51		1480	1530	1480	+50
T 3	11. 2. 49		1490	1540	1490	+50
	3. 51		1470	1545	1470	+75
T 4	11. 2. 49		1400	1480	1400	+80
	3. 51		1380	1445	1380	+65
T 5	11. 2. 49		1500	1590	1500	+90
	3. 51		1500	1555	1500	+55
T 6	11. 2. 49		1545	1500	1545	−45
	3. 51		1550	1510	1550	−40
T 8	2. 49		1500	1455	1500	−45
	3. 51		1510	1450	1510	−60
T 9	2. 49		1750	1710	1750	−40
	3. 51		1750	1710	1750	−40

Nota: Le témoin T 7 n'a pas fonctionné.

Tableau III. Pont de Lumes

Mesures faites à l'aide de témoins sonores Coyne Modèle R 141[6])

N° du témoin	Dates des essais	Surcharge, n^os des locomotives	Lectures faites: avant	pendant	après	$\frac{\Delta l}{l} 10^6$
393	Mai 1951	Tous les essais ont été faits avec des machines: 141 R	1240	1380	1240	+70
			1250	1380	1250	+65
394	d°		830	980	830	+75
			825	975	825	+75
395	d°		1650	1480	1650	−85
396	d°		1480	1340	1480	−70
			1480	1320	1480	−80
397	d°		1680	1540	1680	−70
398	d°		1470	1350	1470	−60

[6]) La valeur de la déformation $\frac{\Delta l}{l}$ est égale à la moitié de la différence des lectures.

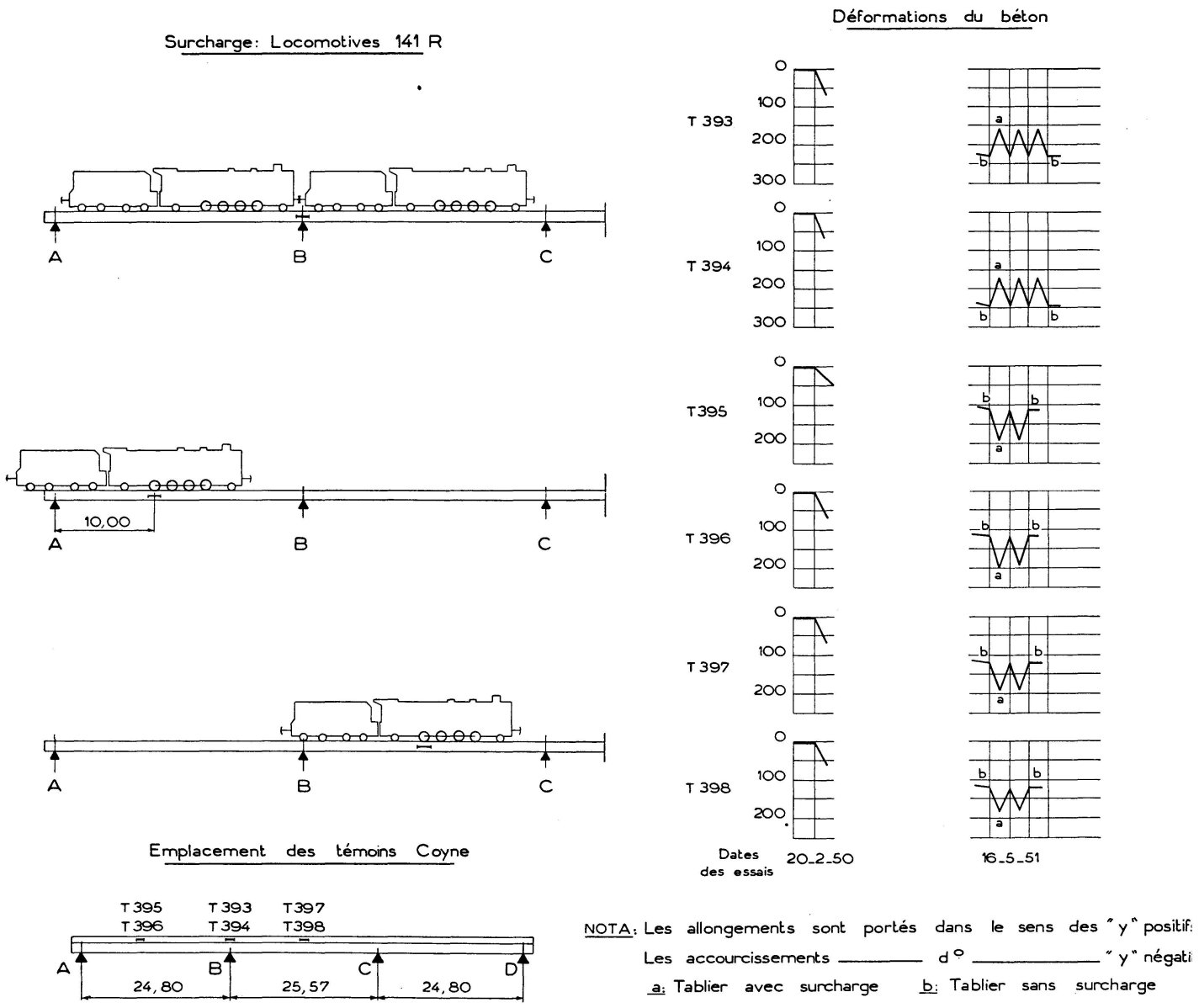


Fig. 6. Pont de Lumes. Schémas de charge. Emplacement des témoins sonores. Déformations du béton

Acier. Les figures 7 à 10 donnent pour chacun des 3 tabliers les mesures effectuées avec des extensomètres à base de 10 cm, sur une poutre métallique de chaque tablier en une même section verticale, sous la surcharge de locomotives 150 E.

Chaque point représente la moyenne des mesures effectuées sur les 2 faces de la poutre.

Déformations instantanées de l'ensemble

Sur les figures 7 à 10 sont indiquées:

les courbes de déformation de l'acier et du béton relevées au cours des essais de 1951 avec des machines du type 150 E,

la ligne de déformation de l'acier considéré seul comme élément résistant, calculée sans tenir compte de l'effort tranchant, et en prenant comme valeur du coefficient d'élasticité: $E_a = 21 \cdot 10^9$,

la ligne de déformation de l'ensemble „acier-béton" calculée dans les mêmes hypothèses, et en donnant au coefficient „m" une valeur variant de 3 à 5.

L'examen de ces courbes permet de constater:

dans le béton — une concordance satisfaisante entre les déformations réelles et les déformations calculées avec „m" variant entre 3 et 4, ce qui correspond à un coefficient d'élasticité du béton voisin de $6 \cdot 10^9$, valeur très acceptable pour les déformations instantanées;

dans l'acier — une impossibilité matérielle d'interpréter les déformations dans la partie de l'acier située au-dessus de la fibre neutre en raison de sa faible distance à la face supérieure de l'ossature métallique;

une discordance absolue entre les déformations réelles et les déformations calculées dans la partie de l'acier située au-dessous de la fibre neutre, quelle que soit la valeur attribuée au coefficient „m" (depuis $m = 1$ jusqu'à $m = 10$).

Cette discordance provient probablement d'une erreur systématique commise dans le calcul des déformations par l'application pure et simple des formules utilisées en résistance des matériaux[7]).

A 2. Variations des déformations du béton avec le temps

Les graphiques des figures 4, 5 ainsi que les tableaux précédents relatifs aux Ponts de *Donchery* et du *Theux* permettent de se rendre compte de la variation des déformations du béton, mesurées au cours de différents essais exécutés de 1948 à 1951, tout en donnant la déformation totale du béton (sous réserve de correction pour fluage, retrait etc.) depuis sa mise en charge.

Les 2 schémas (fig. 11 et 12) traduisent pour chaque témoin sonore (ou groupe de témoins) dont la position est donnée sur les figures 4, 5 précédentes, la variation des déformations mesurées au cours des essais échelonnés dans le temps.

Chacun de ces schémas comporte:

suivant les abcisses:

a) les valeurs du coefficient d'élasticité du béton (en bas),

b) les valeurs du coefficient d'équivalence „m" correspondant (en haut),

sur l'axe des ordonnées, l'échelle des déformations $\frac{\Delta l}{l} 10^6$.

---

[7]) Cette discordance n'est pas particulière aux ponts-rails en travées continues, car elle apparaît également dans les ponts-rails à travées indépendantes.

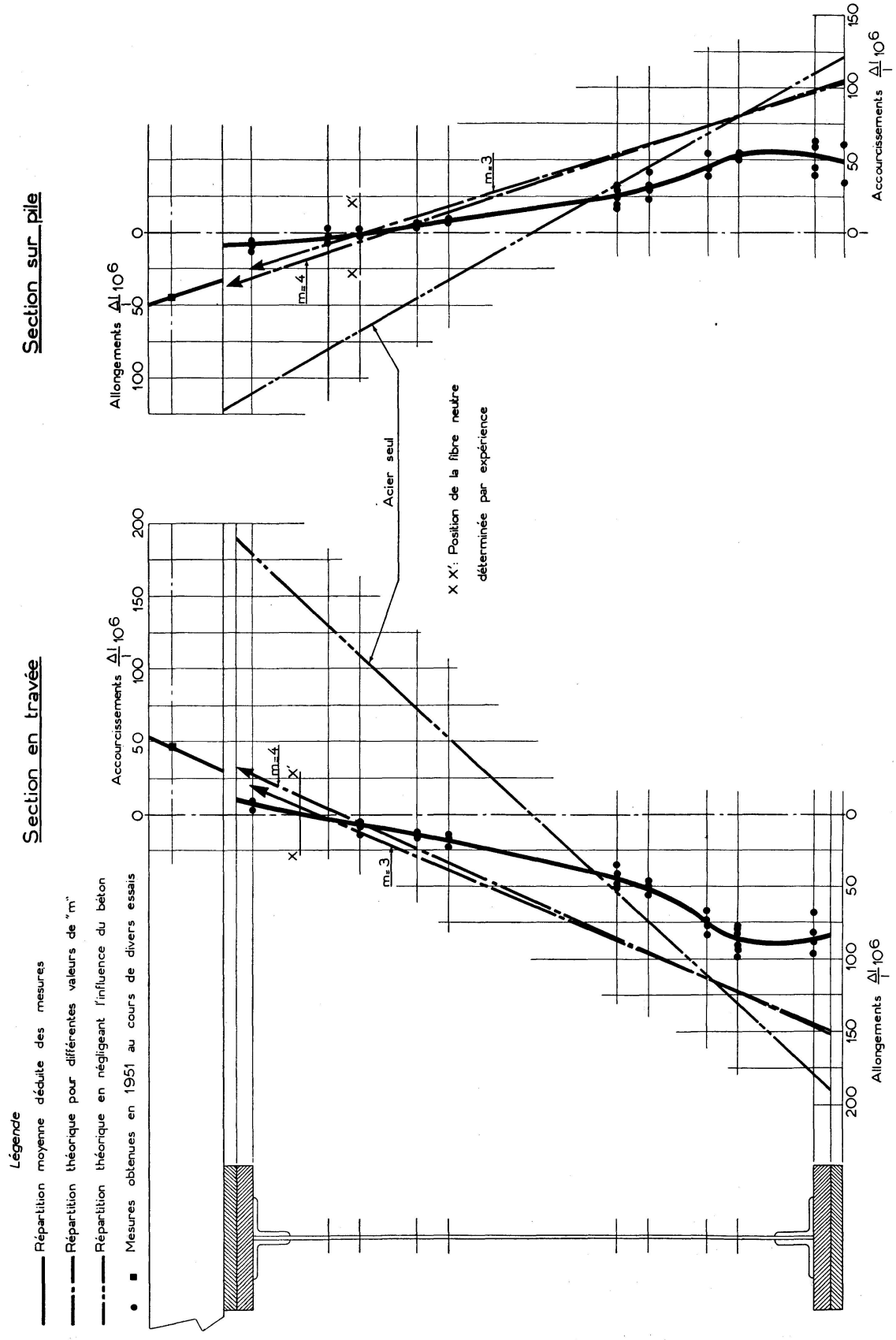


Fig. 7. Pont de Donchery. Courbes des déformations

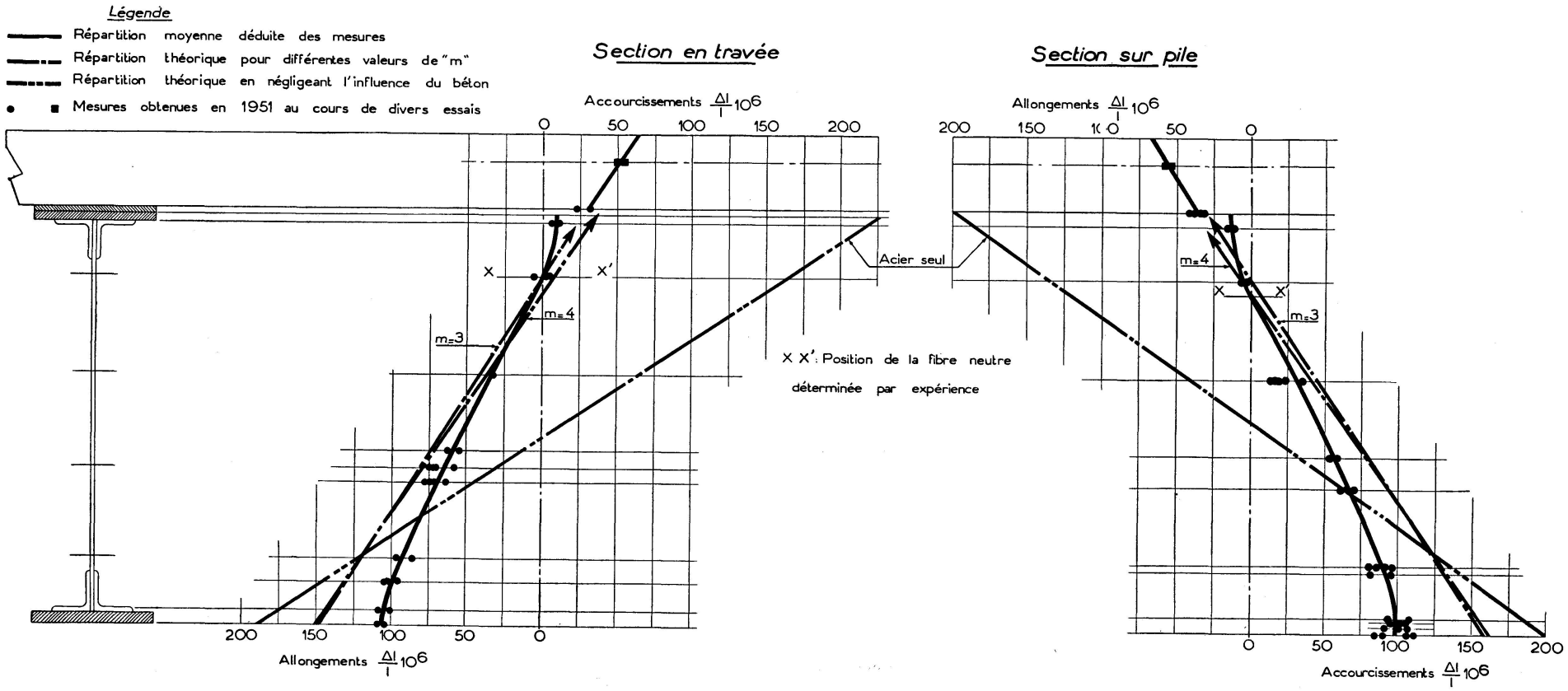


Fig. 8. Pont du Theux, voie II. Courbes des déformations

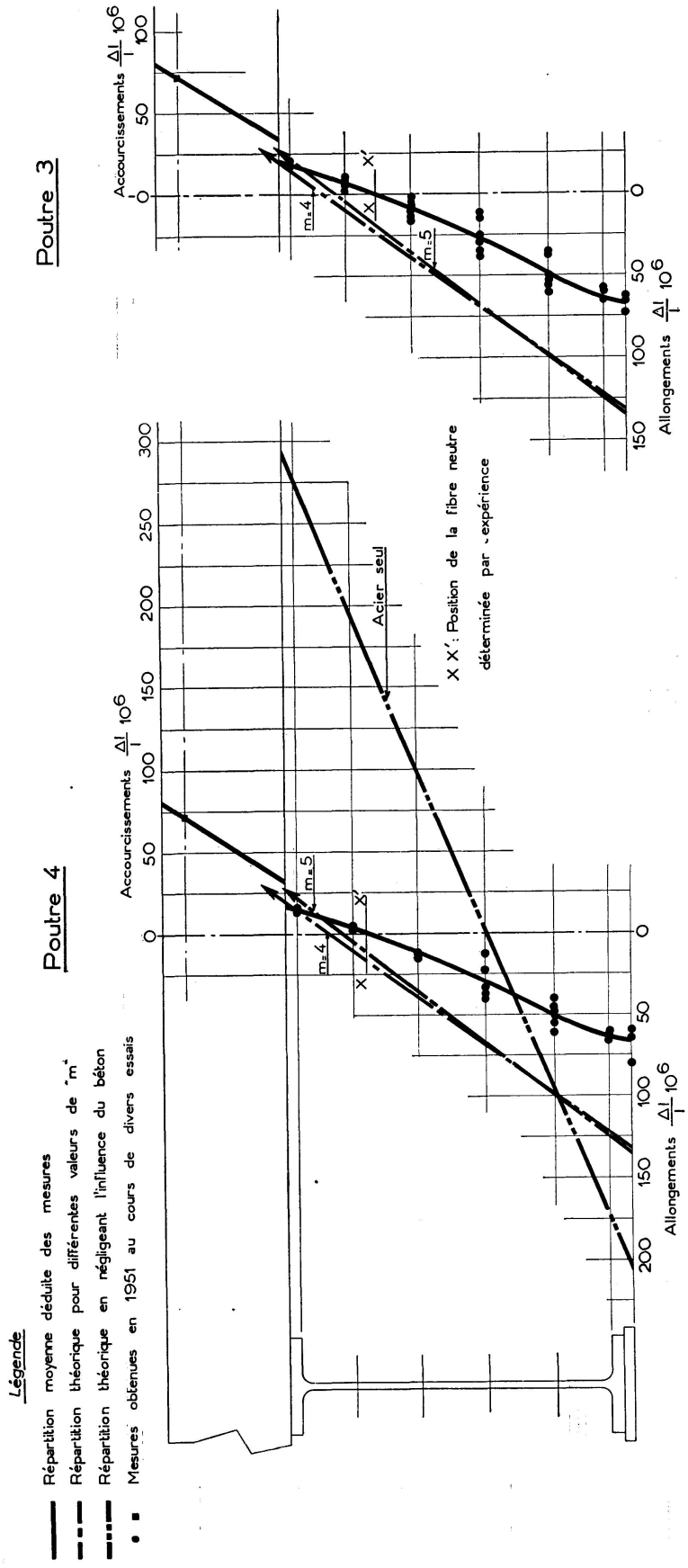


Fig. 9. Pont de Lumes. Section en travée. Courbes des déformations

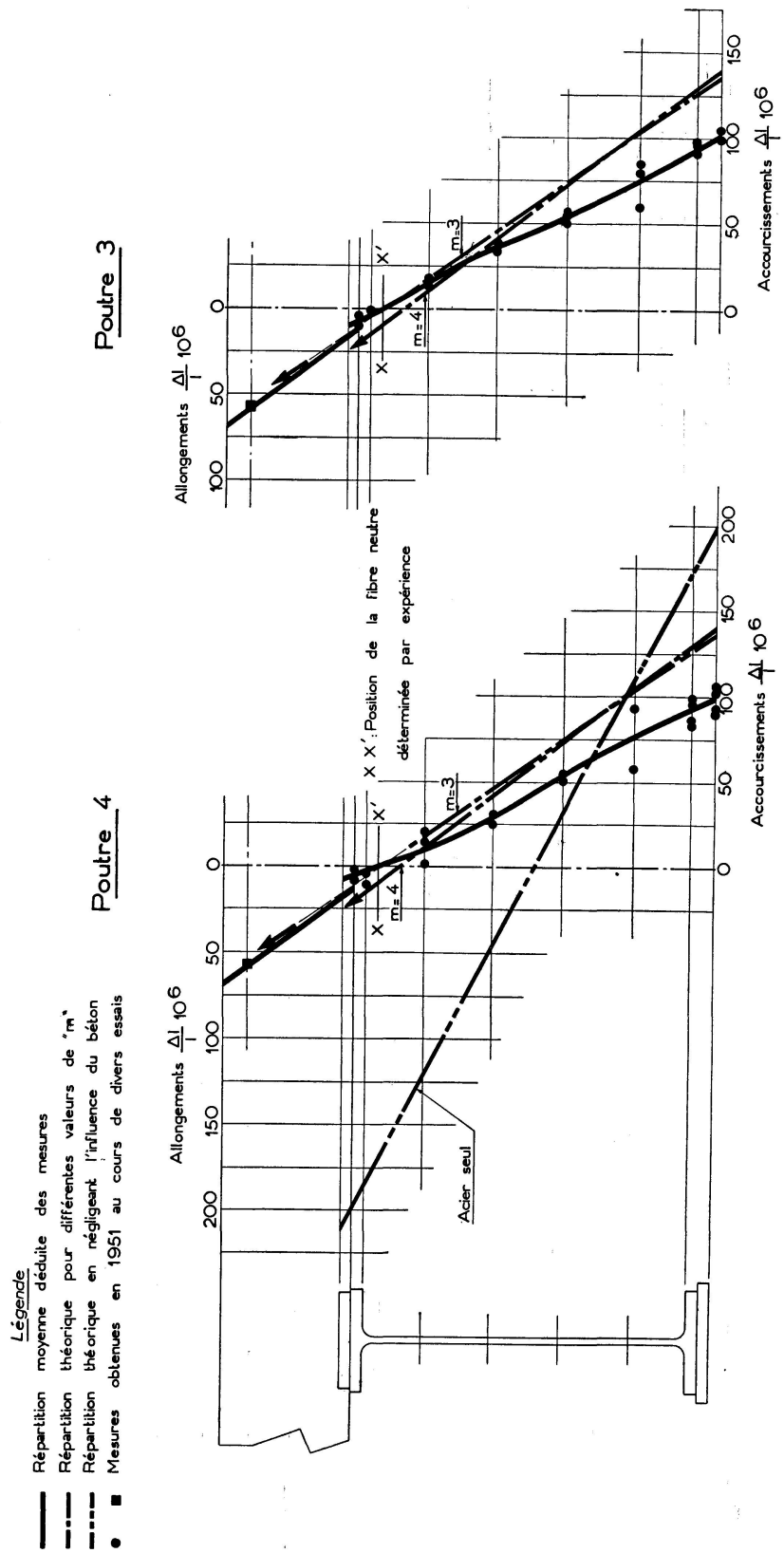


Fig. 10. Pont de Lumes. Section sur pile. Courbes des déformations

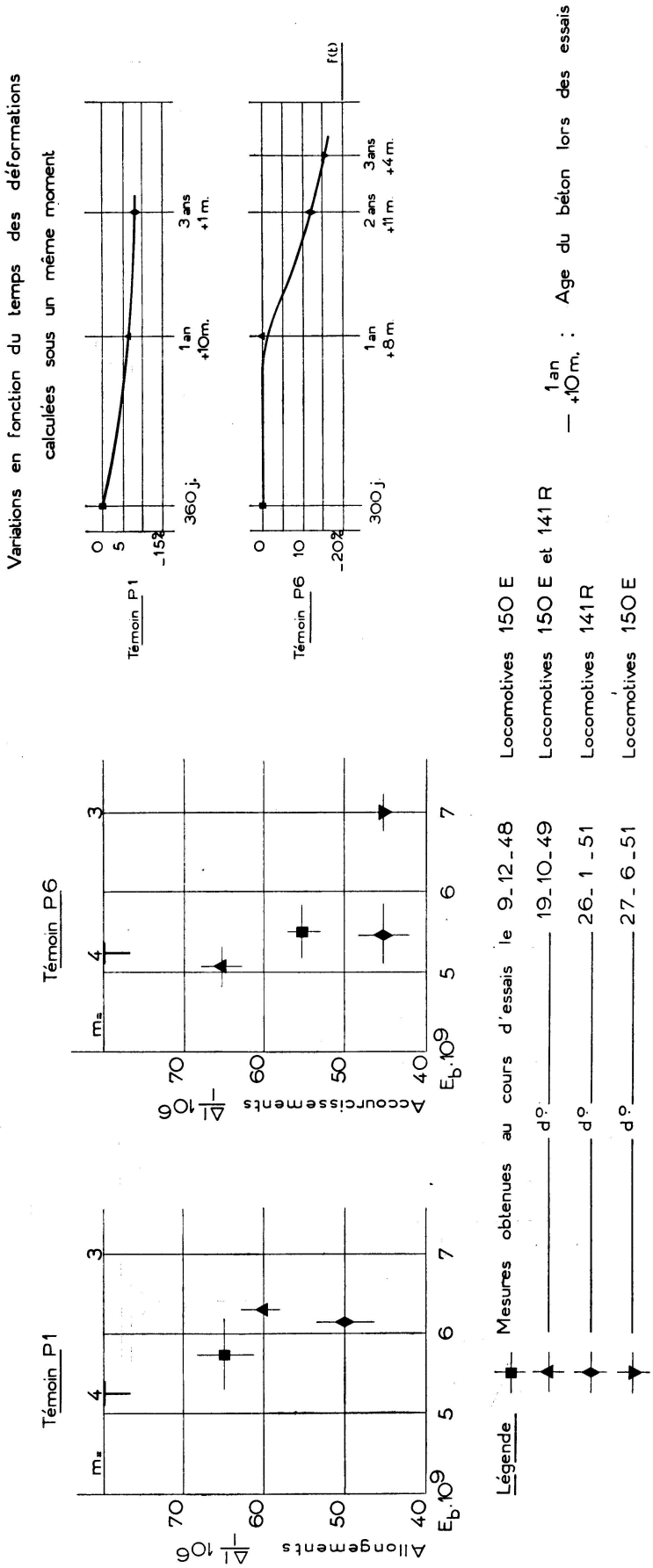


Fig. 11. Pont de Donchery. Variation dans le temps

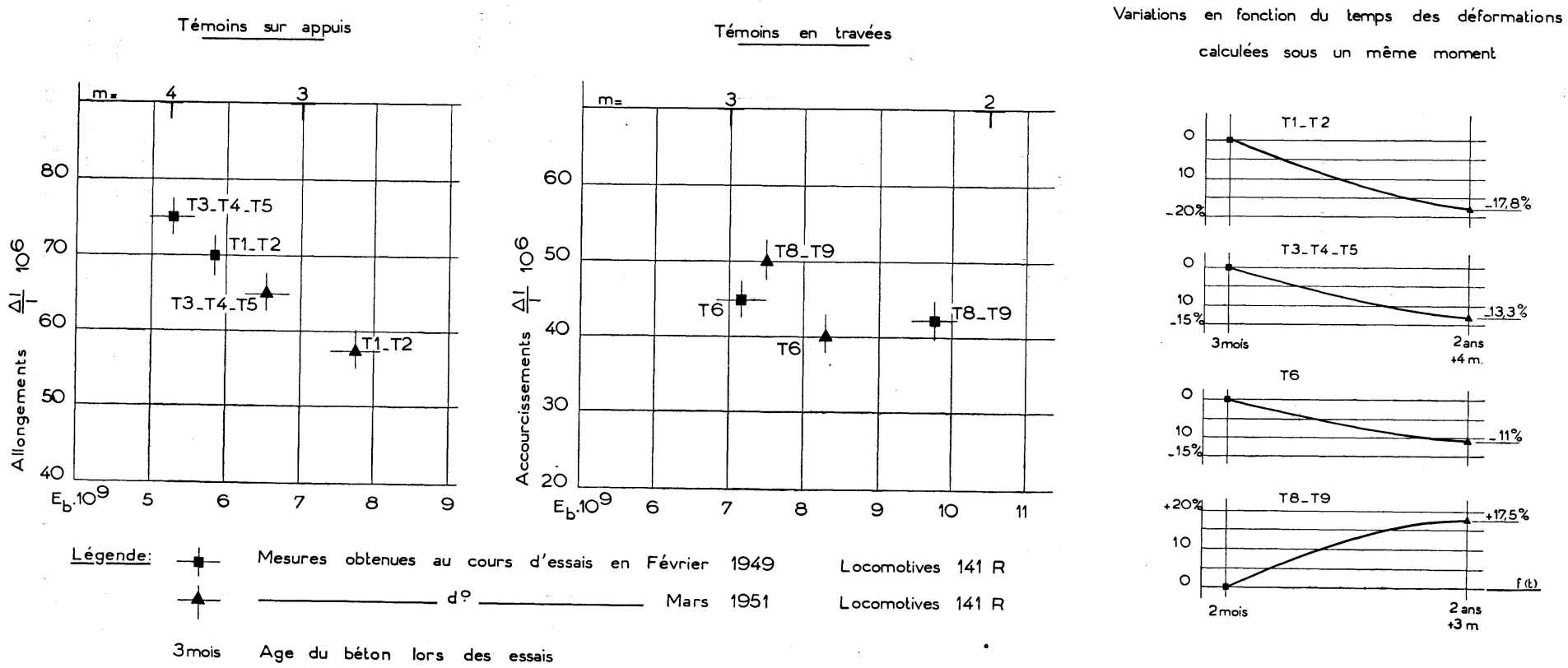


Fig. 12. Pont du Theux, voie II. Variation dans le temps

Les points figuratifs permettent de se rendre compte:
de la valeur de „*m*" réalisant la concordance entre les déformations réelles et les déformations théoriques à une date donnée,
de la variation de ces déformations dans le temps.

Les courbes de variation de ces déformations sont schématisées sur le côté droit des graphiques relatifs aux ponts de *Donchery* et du *Theux*.

Les déformations ont diminué en 3 ans de 15%, ce qui correspond à une augmentation de même ordre du coefficient d'élasticité instantané du béton.

B. Flèches

B 1. Flèches instantanées

Les figures 13, 14, 15 donnent pour chaque ouvrage:
la valeur des flèches enregistrées au cours des différents essais, avec l'indication du type de locomotive,
la valeur de la flèche théorique calculée avec une valeur de „*m*" égale à 4.

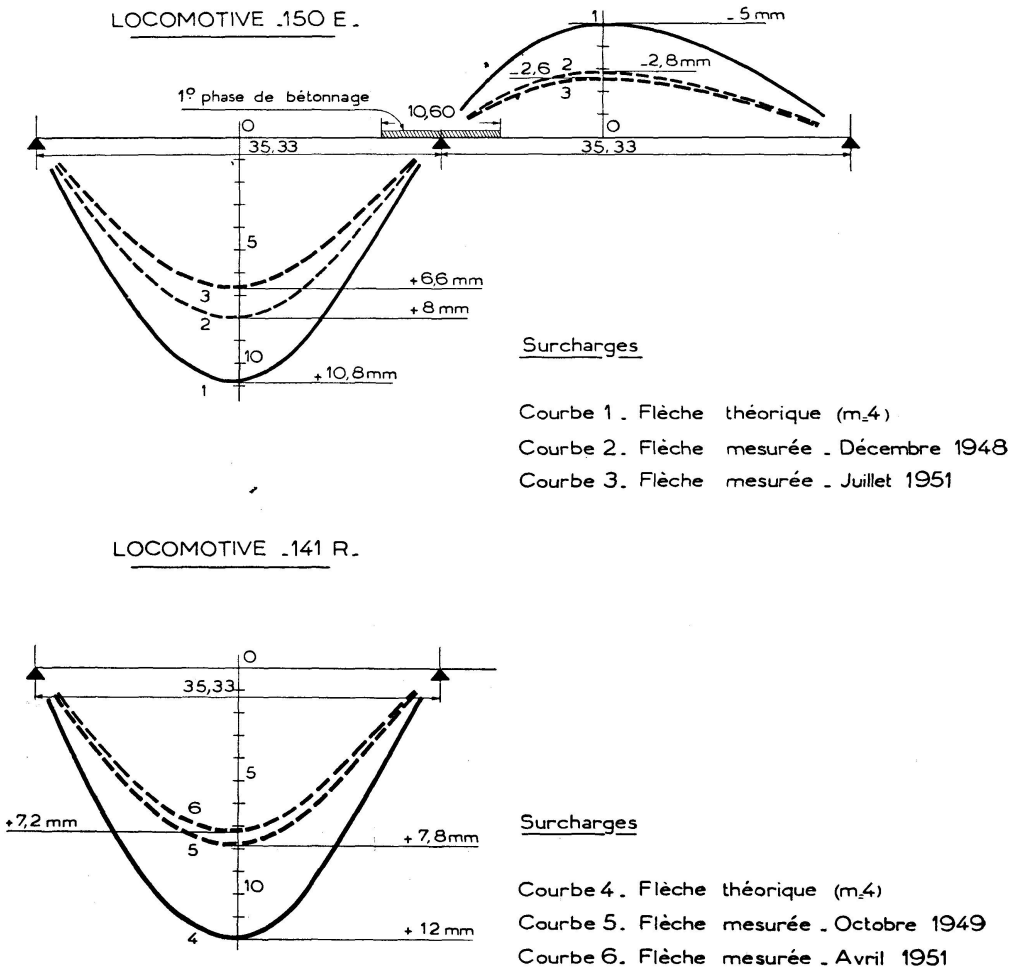


Fig. 13. Pont de Donchery. Comparaison des flèches

Les résultats de ces essais sont concordants puisqu'ils font tous ressortir une valeur du rapport des flèches mesurées (*fm*) aux flèches calculées (*fc*) toujours inférieure à l'unité.

Ce rapport était, lors des derniers essais effectués en 1951 avec les locomotives 150 E:

Pont de *Donchery*:		R = 0,61
Pont du *Theux* (Voie II):	travée de rive	R 1 = 0,775
	travée centrale	R 2 = 0,676
Pont de *Lumes* (Voie 1 bis):	travée de rive	R 1 = 0,733
	travée centrale	R 2 = 0,662

B 2. Variations des flèches dans le temps

La valeur du rapport R varie d'ailleurs dans le temps:

Au pont de *Donchery* (fig. 16)

Ce rapport décroît de 0,74 à 0,61 en 3 ans, ce qui correspond à une diminution de 18%.

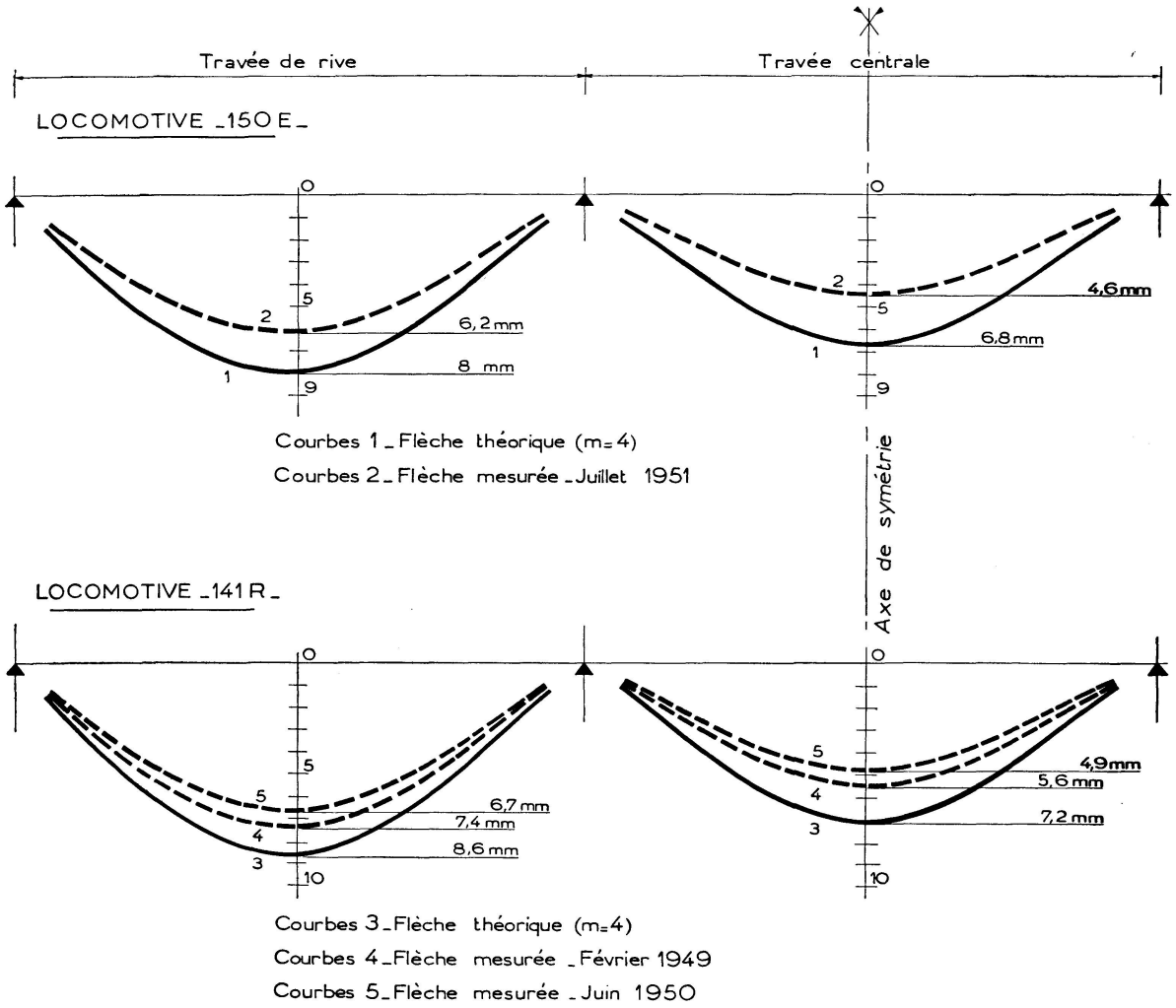


Fig. 14. Pont du Theux. Comparaison des flèches

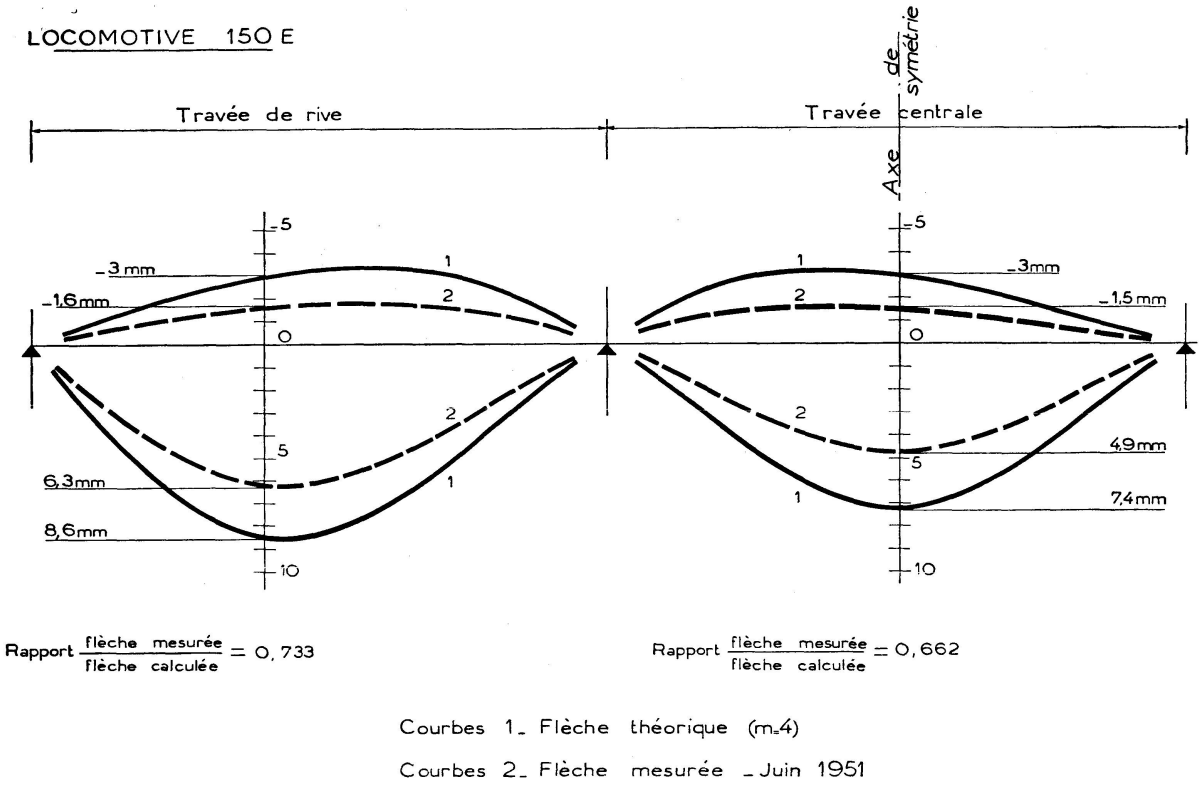


Fig. 15. Pont de Lumes. Comparaison des flèches

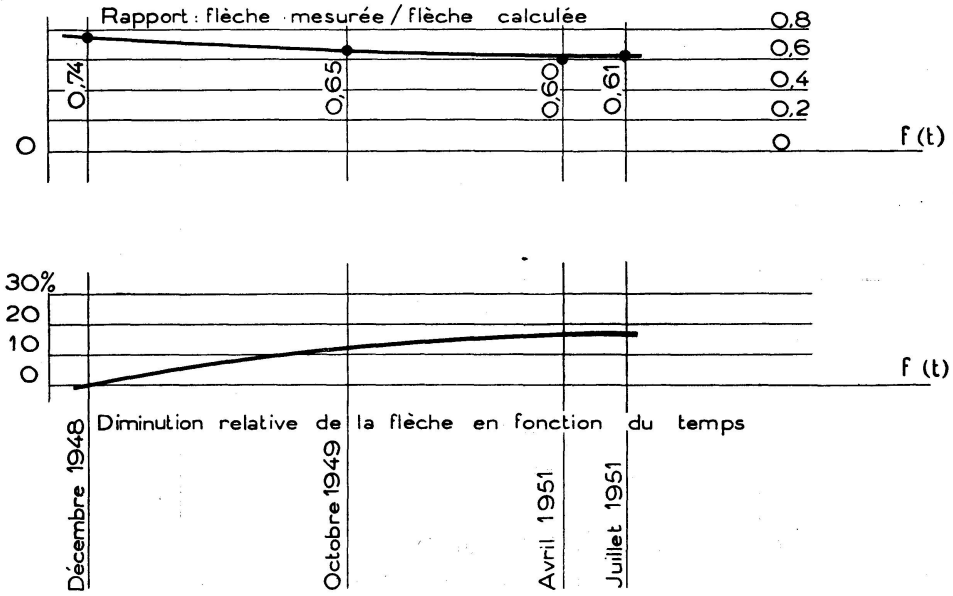


Fig. 16. Pont de Donchery. Variation des flèches dans le temps

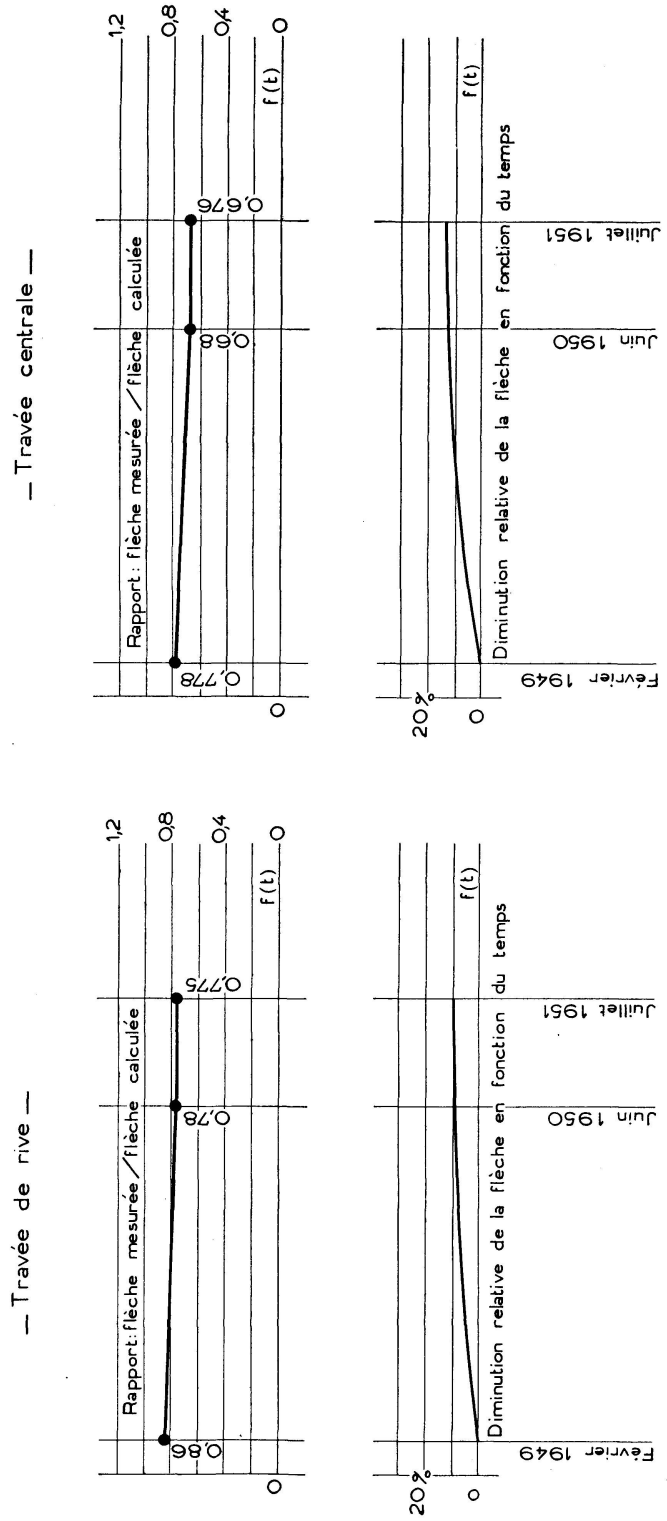


Fig. 17. Pont du Theux, sous voie II. Variation des flèches dans le temps

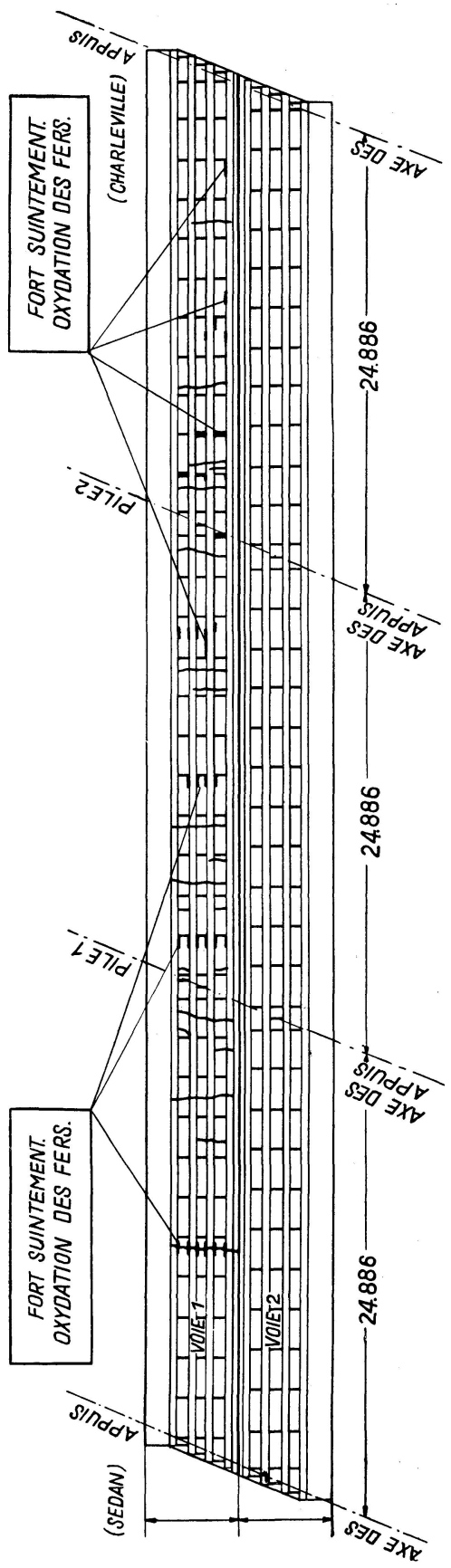


Fig. 18. Pont du Theux, voie I et voie II. Relevé des fissures

Au pont du *Theux*, voie II (fig. 17)

La diminution moyenne est de 12% dans une période de $2^1/_2$ ans, la variation du rapport R étant:

travée de rive: de 0,86 à 0,775
travée centrale: de 0,778 à 0,676

Ouvrages dits classiques

Il a paru intéressant d'effectuer les mêmes mesures sur le tablier sous voie I du pont du *Theux* qui avait été construit antérieurement comme d'autres ouvrages du même type de la vallée de la Meuse, suivant la méthode dite classique, c'est-à-dire sans prendre de disposition spéciale pour éviter toute fissuration du béton de la dalle au droit des appuis intermédiaires.

Des zones de fissuration étaient, en effet, apparues dans la dalle de ce tablier au voisinage des appuis intermédiaires dès sa mise en service, sans augmenter sensiblement d'importance avec le temps.

La figure 18 donne le relevé des principales fissures constatées lors d'une visite de l'ouvrage faite en octobre 1951, ce qui permet de mettre en évidence la différence de comportement de 2 tabliers de mêmes caractéristiques, mais de réalisation différente.

Relevé des mesures

A. Déformations

Béton

La mesure des déformations internes du béton ne put être effectuée sur ce tablier, aucun témoin n'ayant été noyé dans la dalle.

Sur la face inférieure de la dalle les mesures faites avec des extensomètres Huggenberger, ne donnèrent aucun résultat en raison de la présence de nombreuses fissures dans le béton au droit des appuis sur piles et en travée de rive.

Acier

Les déformations ont été mesurées avec des extensomètres Huggenberger à base de 10 cm, disposés de la même façon que sur les poutres du tablier sous voie II.

Sur la figure 19 sont indiquées:
la courbe de déformation de l'acier relevée au cours des essais de 1951 avec des machines 150 E,
la ligne de déformation calculée de l'acier considéré seul comme élément résistant,
la ligne de déformation calculée de l'ensemble „acier-béton" avec „*m*" égal à 5 et à 10.

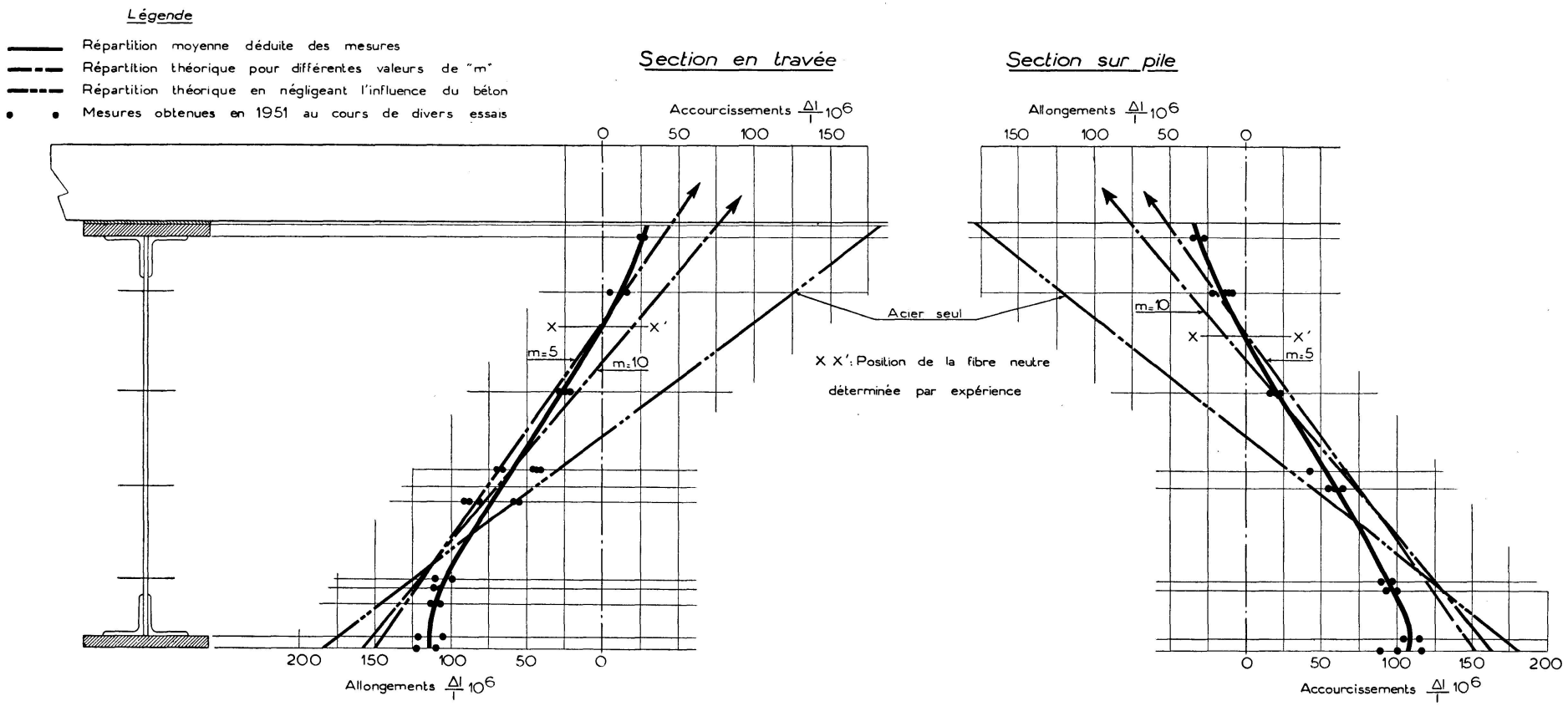


Fig. 19. Pont du Theux, sous voie I. Courbes des déformations

B. Flèches

Le tableau ci-dessous donne la comparaison des flèches réelles aux flèches théoriques calculées avec une valeur de „*m*" égale à 4, sous l'action d'une locomotive 150 E.

	Flèches		Rapport R
	mesurées en mm	théoriques en mm	
travée de rive:	6,8	8	0,85
travée centrale:	5,8	6,8	0,85

Comparaison des mesures

La comparaison des mesures ainsi faites sur les 2 tabliers du pont du *Theux* sous l'action des mêmes surcharges a permis de faire certaines constatations.

A. Déformations

L'emplacement de la fibre neutre n'est pas le même surtout en travée, dans les 2 tabliers.

L'absence de fissure dans la dalle du tablier sous voie II, qui est due à l'annulation de tout effort de traction dans le béton, a certainement eu pour effet de modifier son comportement sous l'action des surcharges, ce qui a entraîné un relèvement de la fibre neutre.

Le tableau IV ci-après et la figure 20 font ressortir:

dans la partie de la poutre comprise entre la fibre neutre et la face inférieure de la dalle, une diminution importante de la surface des déformations dans le tablier sous voie II dit dénivelé:

73% pour la section en travée,
65% pour la section sur pile,

dans la partie située au-dessous de la fibre neutre, une quasi égalité des surfaces de déformation dans les 2 tabliers obtenue par une variation d'inclinaison des courbes, ce qui implique une meilleure répartition des efforts dans le tablier sous voie II.

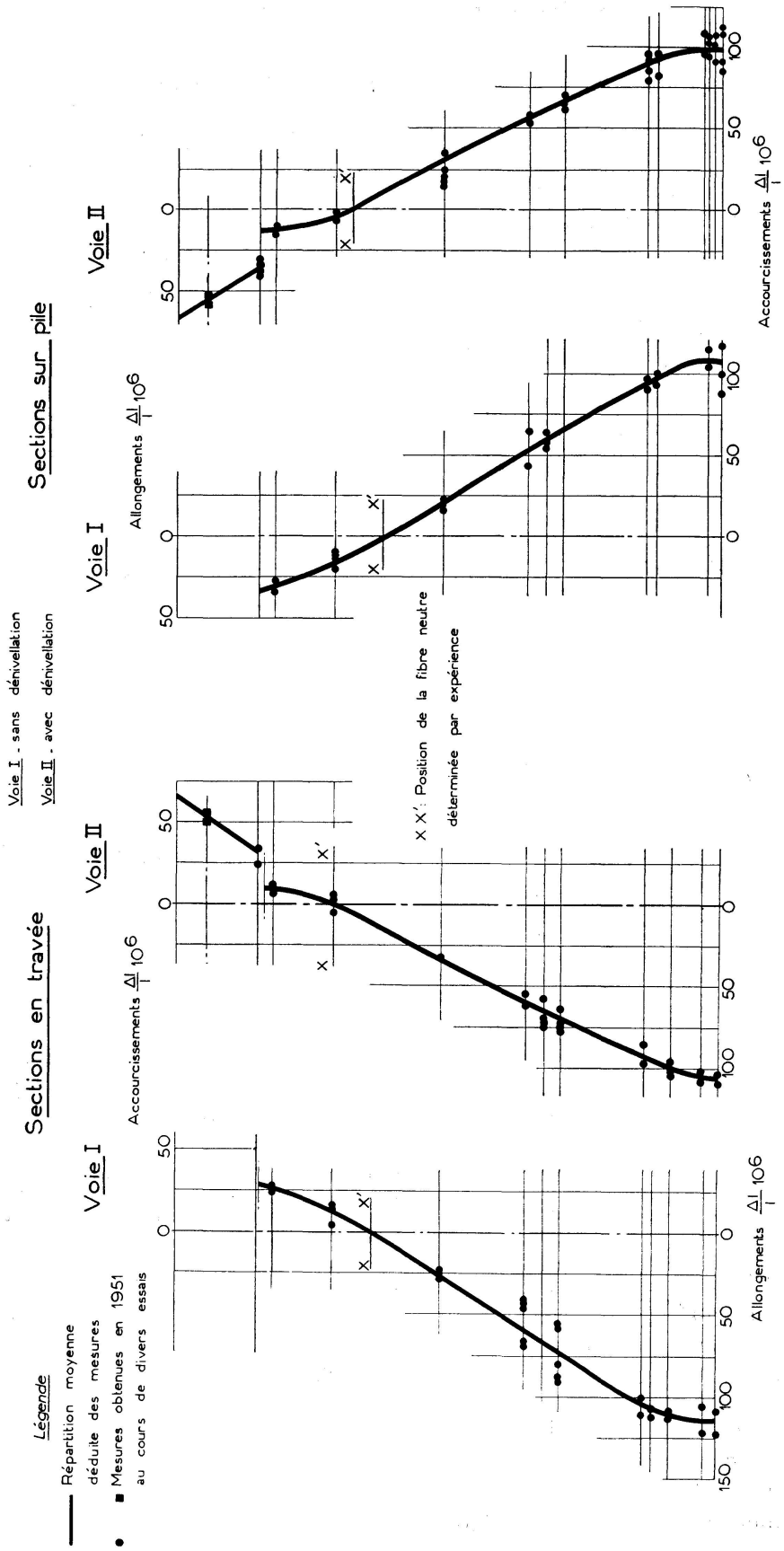


Fig. 20. Pont du Theux. Comparaison des 2 tabliers

Tableau IV. Pont du Theux

	Tablier sous voie	
	V. I	V. II
Distance de la fibre neutre à la face supérieure du béton:		
a) section en travée	59 cm	47 cm
b) section sur pile	61 cm	52 cm
Surface de déformation de l'acier au-dessus de la fibre neutre (en $m^2 \cdot 10^8$):		
a) section en travée	550	150
b) section sur pile	675	238
Surface de déformation de l'acier au-dessous de la fibre neutre:		
a) section en travée	6743	6771
b) section sur pile	6071	6278

B. Flèches

La comparaison des flèches des 2 tabliers indiquées sur la figure 21 ci-après peut être résumée dans le tableau ci-dessous.

Tableau V

	Flèche sous la surcharge d'une locomotive (en mm)			
	150 E		141 R	
	V. I	V. II	V. I	V. II
Travée de rive:				
Essais de Février 1949 . . .	—	—	8,1	7,4
Juin 1950	—	—	7,4	6,7
Juillet 1951 . . .	6,8	6,2	—	—
Travée centrale:				
Essais de Février 1949 . . .	—	—	7,65	5,6
Juin 1950	—	—	6,8	4,9
Juillet 1951 . . .	5,8	4,6	—	—

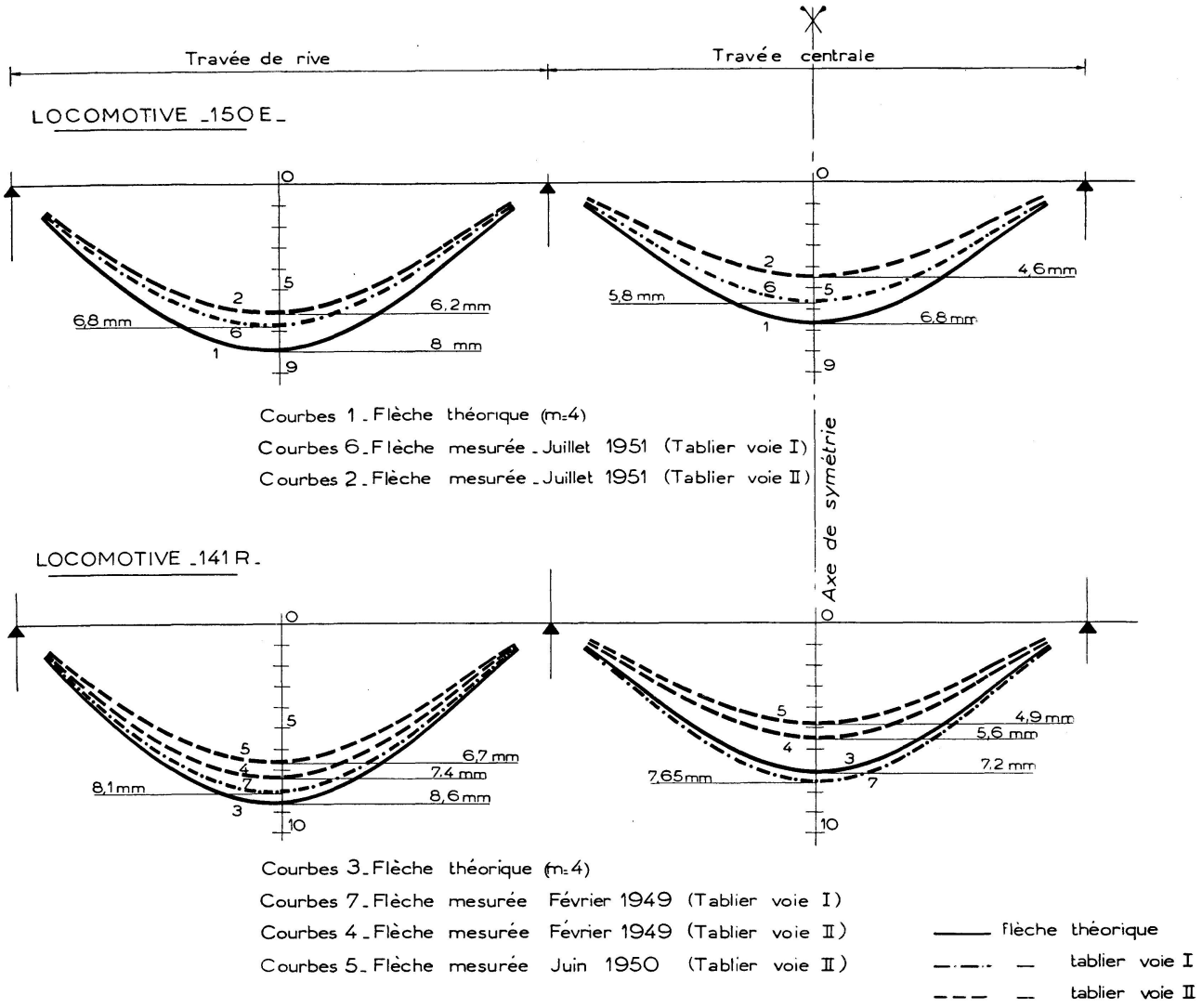


Fig. 21. Pont du Theux. Comparaison des flèches des tabliers sous voies I et II

Cette comparaison permet de constater que les flèches réelles du tablier dit „classique" (sous voie I) sont:

légèrement inférieures aux flèches calculées avec „m" $= 4$,

de 16 à 30% supérieures aux flèches réelles du tablier dit „dénivelé" (sous voie II).

Ainsi se trouvent confirmées les remarques déjà faites, au sujet des déformations, sur l'influence des fissures dans la dalle de couverture d'un ouvrage mixte.

Essai d'interprétation des résultats

Les ouvrages mixtes „acier-béton" en travées continues constitués par une ossature métallique recouverte d'une dalle en béton, se comportent, sous l'action des surcharges, comme des ouvrages en béton armé.

La tendance du béton à se fissurer au droit des appuis intermédiaires doit être annihilée pour profiter de tous les avantages inhérents à ce type de construction.

Ce résultat est facilement obtenu en dénivelant les appuis sur piles intermédiaires pendant le bétonnage de la dalle de couverture.

Avantages résultant de cette dénivellation des appuis

Les avantages de ce mode de construction peuvent se résumer ainsi:

1. *Aucune trace de fissure n'apparaît dans le béton de la couverture des tabliers dits „dénivelés"*,
2. *Les flèches y sont moins importantes* que dans les ouvrages construits suivant les anciens errements, en raison de l'homogénéité que leur confère la mise en contrainte préalable du béton,
3. *Les déformations locales instantanées y sont également moins grandes*, les différentes dénivellations (positives et négatives) ayant pour effet de provoquer certains phénomènes d'adaptation, permettant à l'ensemble „acier-béton", d'équilibrer immédiatement les efforts élastiques auxquels il est soumis.

Comparaison des résultats avec les règles de la résistance des matériaux

L'application des règles classiques de la résistance des matériaux aurait dû permettre, en partant des déformations et des flèches relevées dans une même section de poutre, de déterminer la valeur d'un coefficient d'équivalence „m" assurant la concordance dans le béton comme dans l'acier.

A. Déformations

La concordance est satisfaisante entre les déformations mesurées et les déformations calculées dans le béton avec une valeur de „m" voisine de 4. Les essais montrent que cette valeur diminue avec le temps corrélativement à une augmentation du coefficient d'élasticité du béton.

Il n'en est pas de même, en ce qui concerne l'acier, les déformations mesurées étant toujours notablement inférieures à celles calculées en prenant la valeur de „m" assurant la concordance dans le béton.

Il est toutefois intéressant de constater que la distance y_1 de la fibre neutre à la face inférieure du béton varie dans d'étroites limites puisqu'elle est comprise entre 0,23 m et 0,27 m dans les tabliers dits „dénivelés", alors qu'elle est de 0,34 m dans le tablier non dénivelé (voir fig. 7, 8, 9, 19, 20 sections en travée).

B. Flèches

L'application des règles aurait dû permettre également de vérifier l'égalité des flèches mesurées (fm) et des flèches calculées (fc).

Il n'en a rien été, le rapport $\left(\frac{fm}{fc}\right)$ étant toujours très inférieur à l'unité.

Ce dernier rapport varie d'ailleurs dans des limites très voisines de celui des déformations unitaires de l'acier.

Les expériences décrites dans ce mémoire ont été effectuées avec des surcharges trop faibles et sur trop peu d'ouvrages pour permettre, dès à présent, une modification de leur mode de calcul.

Résumé

La couverture en béton armé d'un ouvrage mixte acier-béton, en travées continues, ne peut être considérée comme indépendante de l'ossature.

Elle doit, au contraire, être conçue de manière à absorber, sans se fissurer, les efforts réels qu'elle aura à supporter sous l'action des surcharges.

Ce résultat est obtenu économiquement par dénivellation pure et simple des appuis sur piles au cours du bétonnage de la dalle.

MM. Oudotte et Guerin exposent dans ce mémoire les résultats obtenus par ce procédé utilisé lors de la reconstruction des ponts de *Donchery*, *Le Theux* et *Lumes* sur la Meuse.

Les mesures comparatives, faites sur ces trois ouvrages ainsi que sur un tablier reconstruit sans mise en compression préalable du béton au droit des appuis sur piles, font ressortir une augmentation de la rigidité de ces ouvrages, ce qui a pour effet de réduire les déformations unitaires ainsi que les flèches.

Zusammenfassung

Die Eisenbetondecke eines Bauwerkes in gemischter Bauweise Stahl-Beton, mit durchlaufenden Trägern, kann nicht als vom Stahlgerippe unabhängig betrachtet werden.

Sie muß im Gegenteil so bemessen sein, daß sie die wirklichen Beanspruchungen aus den Nutzlasten ohne zu reißen aufnehmen kann.

Diese Forderung kann in wirtschaftlicher Weise durch eine einfache Überhöhung der Auflagerpartien über den Stützen während dem Betonieren eingehalten werden.

Die Verfasser stellen in dieser Arbeit die Ergebnisse einer solchen Anwendung beim Wiederaufbau der Brücken *Donchery*, *Le Theux* und *Lumes* sur la Meuse dar.

Vergleichende Messungen, welche an diesen drei Bauwerken sowie an einer wiederaufgebauten Fahrbahn ohne Vorspannung an den Stützenquerschnitten durchgeführt wurden, lassen eine Vergrößerung der Steifigkeit dieser Bauwerke hervortreten, was zur Folge hat, daß sowohl die Einheitsdeformationen wie die Durchbiegungen geringer werden.

Summary

The re-inforced concrete covering of a building in mixed manner of structure (steel-concrete) with continuous girders, cannot be regarded as independent from the steel ribs.

On the contrary, it must be of such dimensions that it is capable of supporting the actual stresses caused by the effective loads, without any fracture.

This requirement can be obtained in an economical manner by a simple super-elevating of the abutment parts over the supports during the concreting.

In this paper the author describes the results of such an adoption during the reconstruction of the *Donchery*, *Le Theux* and *Lumes* bridges on the Meuse.

Comparative measurements, made on the three structures and also on a reconstructed roadway without pre-stressing at the supporting cross-sections, allow an increase of stiffening of these structures to occur, with the result that the single deformations and also the deflections become smaller.