

# Analyse des effets structurels de la fissuration traversante dans une dalle de béton armé

François TOUTLEMONDE

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Ion Radu PASCU

Université Technique de Construction de Bucarest

Guillaume RANC

Commissariat à l'Énergie Atomique, Centre d'études de Saclay

Thierry KRETZ

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

## RÉSUMÉ

Cet article présente la modélisation par éléments finis de dalles de béton armé fissurées représentatives des tabliers de ponts mixtes où des fissures traversantes sont apparues par retrait empêché du béton coulé en place. Les contraintes dans les armatures de ces dalles doivent être estimées précisément pour vérifier leur durée de vie en fatigue, dans le cas des ouvrages existants. Il a en effet été démontré expérimentalement que le ferrailage transversal inférieur peut constituer l'élément critique sous charge de fatigue, étant donné les contraintes qu'il doit supporter. Les résultats des calculs sont comparés aux nombreuses données issues de la campagne d'essais réalisée au LCPC. Un bon accord est obtenu avec un modèle non linéaire aux éléments finis, les calculs confirmant le rôle crucial de la fissuration initiale due au retrait gêné du béton, sur la distribution des contraintes. On propose également une modélisation simplifiée en dalle élastique avec des rotules, qui permet une estimation sécuritaire des contraintes des armatures, pour un faible coût de calcul. De plus, ce modèle simplifié reproduit le comportement global de la dalle en termes de déformation, à condition de tenir compte globalement de la rigidité réduite d'une section de béton armé fissurée.

DOMAINE : Sciences de l'ingénieur.

## ABSTRACT

ANALYSIS OF THE STRUCTURAL EFFECTS OF THROUGH-CRACKING WITHIN A REINFORCED CONCRETE SLAB

*This paper presents the finite element modelling of initially-cracked reinforced concrete slabs representative of composite bridge decks where through-going cracks have been observed due to restrained shrinkage of cast-in-place concrete. Stresses in the reinforcement must be precisely estimated in order to assess the fatigue life of such existing structures, since it has been experimentally shown that lower transverse reinforcement stresses could be critical when submitted to fatigue. Numerical results are compared with data from large-scale experiments performed at LCPC. A Good level of agreement between non-linear finite element model behavior and experimental behavior has been found. Computations have confirmed that the main parameter influencing stress distribution in the reinforcement turns out to be the presence of initial cracks due to restrained concrete shrinkage. A simplified elastic model with hinges is also proposed; this model has yielded a safe estimation of reinforcement stresses at limited computational cost and, along with reduced inertia, correctly accounts for structural flexibility.*

FIELD: Engineering Sciences.

## INTRODUCTION

Le comportement post-fissuration du béton armé induit des non-linéarités à l'échelle de la structure, qui constituent encore un enjeu de recherches, en particulier lorsque l'on s'écarte des dispositions courantes qui permettent le contrôle de l'ouverture et du fonctionnement des fissures. En effet, le choix d'une modélisation adaptée au problème posé, l'identification de paramètres aptes à décrire la perte de rigidité due à la fissuration, ainsi que la dégradation éventuelle de l'adhérence entre le ferrailage et le béton tendu, sous sollicitations statiques ou dynamiques, peuvent conduire à d'importantes divergences d'interprétation, puis de résultats, comme le montrent régulièrement les comparaisons organisées [1]. Il n'est à cet égard pas certain qu'un modèle « universel » permette de traiter tous les cas de figure, selon le niveau d'information recherché et le degré de non-linéarité atteint par la structure. Dans cet article, on présente donc un cas particulier de fissuration et de sollicitation, pour lequel une analyse relativement complète et efficace a pu être menée à terme : celui des dalles de béton armé où des fissures traversantes transversales modifient le fonctionnement structurel.

Ce cas revêt un intérêt pratique significatif puisqu'il représente la situation d'une fraction importante du parc de ponts mixtes construits en France notamment dans les années 1985-1990. Ces ponts, constitués d'une dalle de béton le plus souvent coulée en place et connectée à une charpente métallique (fréquemment réduite à deux poutres entretoisées), constituent notamment une solution économique en France pour des franchissements routiers ou autoroutiers de 50 à 100 m de portée. En 1997, par exemple, ce type de solution a représenté 26 % de la surface de ponts routiers ou ferroviaires construite dans l'année.

Cependant, les tabliers de ponts mixtes coulés en place se sont trouvés fréquemment fissurés par retrait empêché du béton (Fig. 1), ce qui a constitué un sujet de préoccupation technique grandissant, en France, dans les années 1990 [2]. Dans ces dalles de béton armé, l'apparition de fissures traversantes a lieu au jeune âge, lorsque la résistance en traction du béton est relativement faible et que d'importantes déformations de retrait, endogène et thermique principalement, tendent à se développer. Ces déformations, étant empêchées par la connexion à la charpente, produisent des contraintes pouvant dépasser la résistance en traction du matériau. Le mécanisme a été étudié et quantifié [3], ainsi que l'influence de paramètres comme la rapidité de montée en résistance du béton [4] ou les conditions de refroidissement après prise [5]. Dans les zones de moment positif, en milieu de travée, la dalle est en compression et les fissures ne sont généralement pas critiques. Dans les zones de moment négatif, sur appuis intermédiaires, le ferrailage est en principe assez largement dimensionné pour répartir et contrôler l'ouverture des fissures de flexion, ce qui limite en général suffisamment l'ouverture des fissures de retrait empêché, sauf si l'ordre des opérations de bétonnage induit également des tractions importantes. Finalement, c'est dans les zones proches des points d'inflexion que le ferrailage longitudinal est le moins dense (jusqu'en 1995 il a pu être proche du minimum de non-fragilité en traction, de l'ordre de 0,5 %) alors que les efforts tranchants dus aux charges roulantes sont élevés. Des inspections ont mis en évidence des espacements typiques de 0,25 à 0,5 m entre fissures traversantes, et des ouvertures le plus souvent inférieures à 0,3 mm, mais atteignant parfois 0,5 à 0,6 mm [6-8], ce qui n'est généralement pas considéré comme acceptable pour un fonctionnement sain du béton armé et sa durabilité.

Après plusieurs exemples d'ouvrages où les règles de l'art permettant de maîtriser cette fissuration n'avaient pas été respectées, des recommandations [9] ont été édictées pour prévenir de nouveaux cas. Cependant, le risque de dégradation de la durabilité, notamment en fatigue, et de dégradation de l'étanchéité par endommagement de la chape au droit de fissures « battantes », des ouvrages effectivement fissurés dès la construction, constituait alors une préoccupation des principaux gestionnaires de ces ouvrages (État, SNCF, Sociétés d'Autoroutes). L'ordre de grandeur de l'ouverture initiale des fissures, la superposition de l'engrènement et des effets de goujon des armatures [10], le nombre élevé de cycles de fatigue à considérer, et les possibles redistributions internes à une dalle [11] ne permettaient pas de trouver une réponse opératoire à ces préoccupations, sous forme de durée de vie prévisible par exemple, à partir des modèles de la littérature [12]. Il a donc été nécessaire de réaliser une étude expérimentale lourde [13-14] permettant de reproduire de façon contrôlée et simplifiée les mécanismes en laboratoire, dans le cadre d'un important programme de recherche réalisé à la section « Fonctionnement et ingénierie des ouvrages d'art » du LCPC. Des essais de fatigue ont été conduits sur des corps d'épreuve de grande taille, jusqu'à un nombre élevé de cycles représentant cent ans de trafic autoroutier lourd. Les principaux résultats de cette analyse sont rappelés en première partie de cet article. Cependant, pour analyser les résultats obtenus (flèches, contraintes dans le béton et dans les



□ **Figure 1**

Construction d'un ouvrage mixte et exemple de fissures traversantes.

armatures) et justifier une méthodologie de vérification en fatigue, une modélisation aux éléments finis des dalles testées a été entreprise, grâce au code de calcul CESAR-LCPC [15]. Le modèle complet, qui constitue le cœur de cet article, ayant permis de retrouver quantitativement les principaux résultats vis-à-vis de l'analyse du fonctionnement en service, mais s'étant avéré d'une mise en œuvre lourde, une alternative simplifiée est proposée et présentée à la fin de cet article.

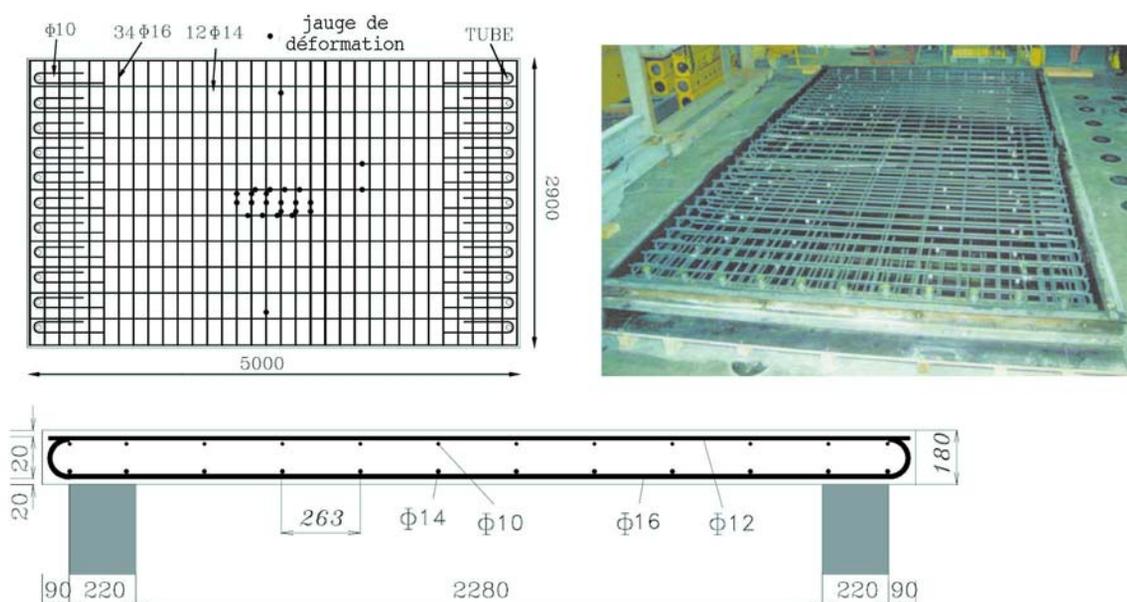
## RAPPELS DES RÉSULTATS DE L'ANALYSE EXPÉRIMENTALE

### Programme d'essais

Dans toute l'étude, tant expérimentale que numérique, on a mis de côté les problèmes de corrosion des aciers de la dalle, voire des semelles des aciers de charpente, pouvant être induits par la fissuration, en se concentrant sur les questions « strictement mécaniques » :

- durée de vie (au sens global de la capacité de service) des ouvrages existants : mode de ruine en fatigue et capacité à estimer cette durée de vie par un calcul ;
- capacité des ouvrages, selon leur ferrailage et l'ouverture initiale des fissures, à assurer le transfert d'effort tranchant au droit des fissures traversantes (déplacements relatifs des lèvres des fissures, conséquences en termes d'aptitude au service) ;
- évaluation de l'éventuelle perte de rigidité longitudinale due aux chargements répétés ;
- validité du dimensionnement actuel (statique).

L'étude expérimentale [13] s'est, avant tout, voulue représentative de l'évolution en fatigue des dalles de ponts mixtes existantes, sous l'effet des charges de trafic, notamment routier. La définition des corps d'épreuve (Fig. 2) s'est avérée cruciale en termes de représentativité. Un des objectifs était de reproduire sans effet d'échelle les mécanismes d'engrènement avec un béton « courant » (résistance moyenne 30 à 35 MPa, diamètre maximal des granulats  $D_{max}$  de 20 mm). On a donc choisi une épaisseur de dalle de 18 cm, soit  $9 D_{max}$  ou  $2/3$  d'une épaisseur courante de tablier, et une échelle  $1/2$  pour la portée, soit 2,28 m entre les nus des poutres (rapport épaisseur/portée de  $1/13$  environ), et 2,9 m de largeur. Un fonctionnement en dalle longue (représentatif d'un entretoisement modéré pour les ouvrages routiers) a conduit à une longueur de 5 m, d'où un corps d'épreuve pesant près de sept tonnes, mobilisant pleinement les capacités de la plate-forme d'essais du LCPC. Le ferrailage longi-



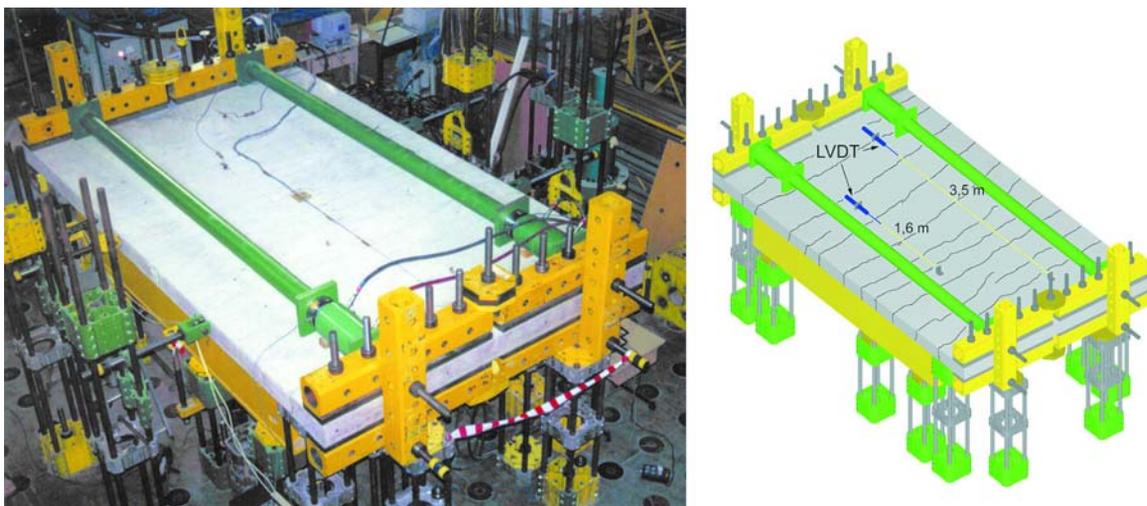
□ **Figure 2**  
Géométrie du corps d'épreuve et ferrailage.

tudinal (dans le sens de l'axe de l'ouvrage) devait être supérieur à la non-fragilité, mais représentatif des zones de moment général faible, d'où environ 0,53 % en deux nappes (1 HA14 tous les 25 cm pour le lit inférieur, 1 HA10 tous les 25 cm pour le lit supérieur). Le ferrailage transversal a été calculé par similitude avec le ferrailage transversal d'une dalle réelle, pour reprendre la flexion transversale de l'ouvrage : environ 1,19 % en deux nappes (1 HA16 tous les 15 cm pour le lit inférieur, 1 HA12 tous les 15 cm pour le lit supérieur).

Pour reproduire le réseau de fissures « typique », on s'est placé dans le cas extrême des réseaux de fissures traversantes observées sur ponts mixtes juste après la construction de la dalle, soit des fissures ouvertes de 0,5 mm (jusqu'à 2 par mètre), sauf pour la 6<sup>e</sup> dalle (ouvertures limitées à 0,3 mm pour valider le bien-fondé des Recommandations du SETRA [9]). Pour contrôler la création de ce réseau, on a réalisé un essai de traction sur la dalle âgée d'une semaine (fissures plus espacées pour un essai au jeune âge), en allant jusqu'à la plastification des aciers pour contrôler les ouvertures résiduelles. L'effort était appliqué par quatre vérins alimentés en parallèle et réparti par des chevêtres bridés aux extrémités de la dalle (Fig. 3). La réalisation de cette « pré-fissuration », suivie par des mesures d'allongement locales et globales, a permis d'obtenir des fissures traversantes et parallèles au petit côté de la dalle, d'ouverture moyenne contrôlée. Leur espacement, influencé par le ferrailage transversal (pas de 15 cm environ), a permis à chaque fois de déterminer une « bande centrale » facilement identifiée entre deux fissures traversantes « majeures » espacées de 45 cm environ.

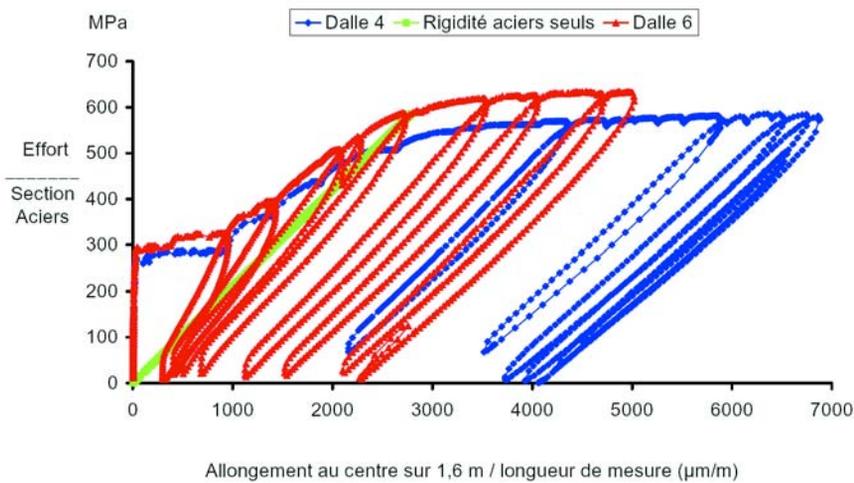
Le suivi de l'effort appliqué et de l'allongement a été effectué pour toutes les dalles, permettant d'analyser la perte de rigidité due à la fissuration. Les mesures montrent la disparition pratiquement complète de la participation du béton tendu dès que les ouvertures résiduelles des fissures traversantes atteignent 0,1 à 0,2 mm (Fig. 4), contrairement à ce que laisse penser l'Eurocode 4 [16]. En pratique, les premières fissures apparaissent pour une contrainte moyenne de traction relativement faible, de l'ordre de la moitié de la résistance en traction à l'âge considéré (7 j), cela pouvant s'expliquer, d'une part par un effet d'échelle, d'autre part par la concentration des contraintes à cause des armatures transversales. Les déchargements opérés à ce stade indiquent une certaine participation du béton à la rigidité. Cependant, après seulement quelques cycles et compte tenu de la plastification locale des armatures au droit des fissures d'ouverture résiduelle marquée, la rigidité longitudinale se réduit pratiquement à celle des seules armatures, et des essais de traction menés ultérieurement confirment cette valeur réduite. Compte tenu de la fissuration de retrait empêché, il est donc préférable de ne pas surestimer la rigidité longitudinale des dalles de ponts mixtes, pour les calculs d'amplitude des vibrations (critiques pour les ponts-rails), ou pour le calcul du renforcement dans les zones de moment négatif (aciers longitudinaux surabondants).

Le chargement de flexion sinusoïdal a été appliqué sur la « bande centrale » par un vérin dynamique (Fig. 5). Le niveau d'effort a été déterminé par similitude par rapport à un pont mixte bipoutre typique, sous l'effet du modèle de charge de fatigue de l'Eurocode 1 (ENV 1991-3 disponible au moment



□ **Figure 3**

Vue générale de l'essai de traction permettant de pré-fissurer les dalles pour reproduire les effets du retrait empêché [13].



□ **Figure 4**  
Perte de participation du béton tendu à la rigidité longitudinale.



□ **Figure 5**  
Essai de fatigue en flexion sur dalles pré-fissurées [13].

de la réalisation de cette recherche, cité notamment dans [17], annexe 2). Ce niveau de charge a été amplifié de façon à reproduire les effets de 100 ans de trafic lourd en 10 millions de cycles où la charge varierait de 0 à cette valeur maximale. On s'est efforcé de ne pas majorer excessivement les charges d'essieux, de façon à ne pas induire de poinçonnement abusivement mis en exergue, compte tenu du trafic effectivement connu en Europe, contrairement à d'autres dégradations connues et reproduites dans des études asiatiques [18-19]. Pour un effort sur le corps d'épreuve variant entre 10 kN (nécessité pratique de conserver une charge non-nulle au minimum du cycle) et 86 kN, la variation de contrainte dans les aciers longitudinaux et transversaux représentait ici dans chaque sens 90 % de la variation conventionnellement calculée sur la partie courante d'une « vraie » dalle, et la variation du cisaillement maximal le long d'une fissure traversante, environ les deux tiers de la valeur dans la réalité. Le chargement des dalles 1 et 2 s'est effectué avec ces niveaux de charge de référence. Puis, aucune rupture n'ayant été observée après 10 et 12 millions de cycles (équivalant à près de 30 ans de trafic lourd majoré), le niveau de charge a été augmenté pour les dalles testées ultérieurement, en se fondant sur la courbe S-N des aciers passifs, afin d'observer effectivement les mécanismes critiques en fatigue. Six dalles ont ainsi été testées (Tableau I).

**TABLEAU I**  
**Programme expérimental**  
 Fréquence de chargement : 1,3 Hz (dalle 1) ; 2,7 Hz (autres dalles)

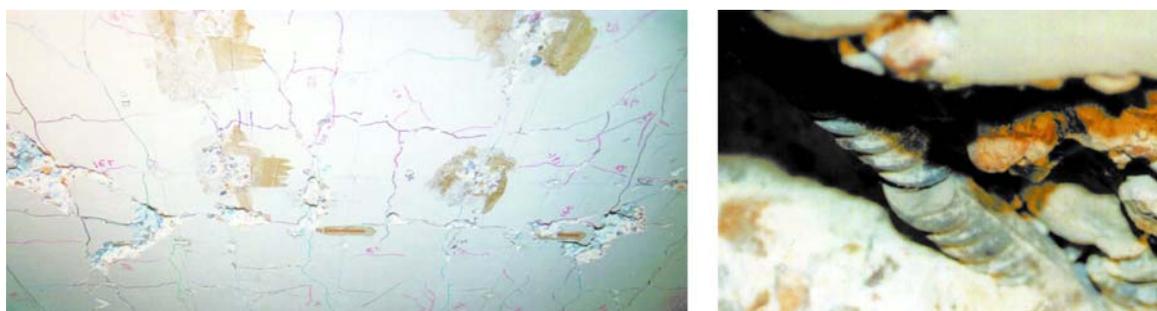
Dalle	Ouverture des principales fissures transversales (mm)	Surface d'application de la charge (cm × cm)	Cycles 10 kN-86 kN	Cycles 10 kN-130 kN	Cycles 10 kN-160 kN	Cycles 10 kN-200 kN
1	0,5	40 × 22,5	10 000 000			
2	0,5	20 × 20	12 000 000	200		
3	0,6 à 0,7	30 × 30	1 000 000	1 000 000	2 000 000	1 000 000
4	0,5	30 × 30	1 000 000		2 000 000	400 000
5	0,5	30 × 30	1 000 000			400 000
6	0,2 à 0,3	35 × 27	1 000 000		8 000 000	1 000 000

Les mesures ont été suivies aux points extrêmes des cycles, et en continu pour des cycles représentatifs à échéances régulières en échelle logarithmique. Ces mesures (78 voies) comprenaient la charge appliquée, la flèche sous la charge, le long de la bande centrale chargée et de bandes adjacentes, les déplacements relatifs de part et d'autre des fissures traversantes (ouverture, glissement latéral et cisaillement vertical), la déformation du béton comprimé dans les deux directions, ainsi que la variation de contrainte dans les aciers longitudinaux et transversaux, déduite de mesures par jauges d'extensométrie.

## État limite de fatigue et prévision

198

Pour les dalles 3 à 6, on a donc effectivement obtenu une rupture en fatigue de la structure, caractérisée par une flexion transversale excessive, avec propagation d'une fissure longitudinale depuis la bande centrale vers les extrémités, et rupture en fatigue des aciers transversaux inférieurs (Fig. 6). La première rupture d'armature correspond en fait au début d'un processus instable, avec progression rapide et simultanée de trois phénomènes d'endommagement mesurables : augmentation de la flèche au centre jusqu'à 1 cm (environ 1/200<sup>e</sup> de la portée), développement d'une fissuration en arêtes de poisson dans les bandes adjacentes à la bande centrale qui s'assouplit, et enchaînement des ruptures en fatigue des aciers transversaux inférieurs (jusqu'à 9 ruptures d'acier observées successivement pour la dalle n° 3). On a ainsi pu identifier l'état limite de fatigue, pour ces structures, à l'évènement de première rupture en fatigue d'un acier transversal inférieur. Tel est donc le mécanisme induisant l'état de fonctionnement limite de la structure, qu'il s'agit de prévoir vis-à-vis d'une vérification de tenue en fatigue.



□ **Figure 6**

Rupture en fatigue, dalle 3 après 5 millions de cycles. Fissuration longitudinale, puis diagonale « en arêtes de poisson » en s'éloignant de la bande centrale, et vue rapprochée de la rupture des aciers.

On a cherché à faire cette prévision en connaissant la courbe S-N caractéristique du comportement en fatigue des armatures utilisées, et les variations de contraintes effectivement attendues dans l'ouvrage considéré. On a en effet pu vérifier, comme d'ailleurs c'est le cas pour d'autres structures fissurées [20], que le lieu des ruptures des armatures nues en traction (Fig. 7), et celui des ruptures observées pour les aciers dans la structure (Fig. 8), en identifiant la variation de contrainte avec le produit du module de l'acier par la variation de déformation issue de mesures par jauges d'extensométrie, concordaient relativement bien dans un diagramme de Wöhler (Fig. 9), avec une pente de  $-1/9$  en deçà de 10 millions de cycles comme prévu par le BPEL [21].

Conformément à la méthodologie des diagrammes S-N rappelée par exemple dans [17], la connaissance du mécanisme de fatigue critique permet d'extrapoler le résultat expérimental, en considérant la variation de contrainte équivalente subie (moyenne en puissance 9) et le nombre de cycles à rupture, et en la rapportant à la variation de contrainte correspondant à 100 ans de trafic lourd, pour le même nombre de cycles. Le rapport des deux étendues de contraintes correspond à une marge de sécurité sur les charges, par rapport à un objectif de durée de vie de 100 ans en fatigue, variant de 1,3 à 1,45 pour les dalles 3 à 5 aux fissures initialement très ouvertes, au lieu de 1,82 pour la dalle 6. Sans constituer une quantification absolue de durée de vie, ce résultat met clairement en évidence l'intérêt de limiter les ouvertures initiales de fissures traversantes, la valeur de 0,3 mm souvent citée [9, 22, 23] trouvant *a posteriori* une justification assez claire.

Contrairement à ce qui était attendu au début de l'étude, on n'a par ailleurs assisté à aucune dégradation directement observable des mécanismes de reprise de l'effort tranchant le long des faces verticales de part et d'autre de la bande soumise au chargement. Certes, il n'a pas été reproduit de



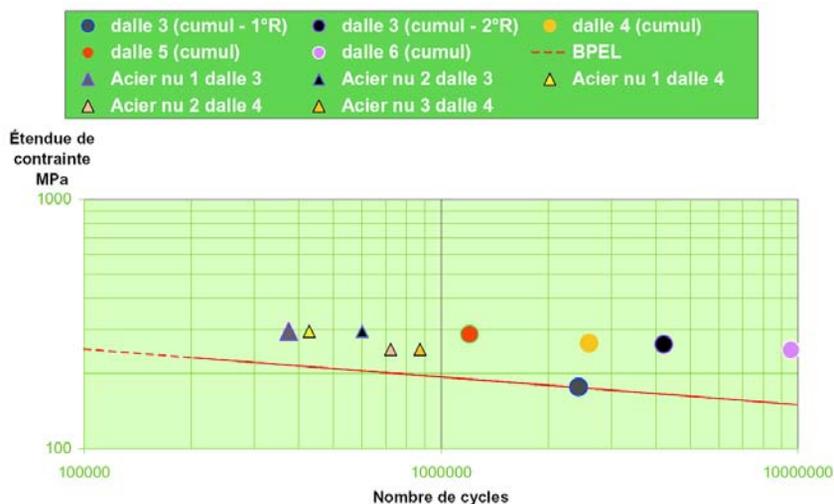
□ **Figure 7**

Rupture en fatigue d'un acier HA16 nu. Essai sur presse au LCPC Nantes.



□ **Figure 8**

Rupture en fatigue d'un acier transversal, dalle 3 après 5 millions de cycles.



□ **Figure 9**

Diagramme de Wöhler décrivant la rupture en fatigue des aciers transversaux inférieurs (HA 16) : aciers nus, armatures en place et règles BPEL [20].



□ **Figure 10**

Coupe longitudinale après rupture par poinçonnement de la dalle. Fissure inclinée, caractérisant la rupture par poinçonnement, sans interaction avec la fissure traversante subverticale, préexistante.

cisaillement alterné. Cependant, pour les dalles 3 et 6, un cisaillement maximal, valant 1,65 fois le cisaillement conventionnel correspondant à 100 ans de trafic condensés sur 10 millions de cycles, a été supporté sans dégradations visibles pendant plus d'un million de cycles. En outre, la rupture quasi-statique par poinçonnement, observée pour les dalles 2 et 5, ne fait apparaître aucune interaction avec les fissures préexistantes (Fig. 10) ni avec l'endommagement des aciers transversaux : elle se produit pour un cisaillement moyen de 1,3 à 1,4 MPa au niveau du feuillet moyen, deux fois supérieur au cisaillement maximal appliqué lors des essais de fatigue. On en déduit que la rupture par poinçonnement observée en [18] ou [24] peut, probablement être attribuée à des charges de trafic très élevées, à une dimension de granulats réduite induisant un faible engrènement et à une faible épais-

seur des corps d'épreuve étudiés. Grâce à nos tests où l'échelle des dimensions et des charges a été moins distordue, la dégradation par fatigue des mécanismes de reprise de l'effort tranchant et de résistance au poinçonnement n'apparaît pas critique.

L'analyse des déplacements verticaux relatifs lors des cycles de chargement, de part et d'autre des fissures traversantes transversales, indique que les gros granulats jouent un rôle de clés, même pour des fissures relativement ouvertes, à cause même de la rugosité de ces surfaces de fissures. Le glissement a lieu pour l'essentiel sous un effort faible, puis reste bloqué même jusqu'à des efforts importants. Le jeu initial se trouve lié à l'ouverture initiale des fissures, ce qui permet également de justifier le contrôle de l'ouverture des fissures pour des raisons de fonctionnement en service. La limite d'ouverture des fissures à 0,3 mm correspond à une limitation du battement à 0,1 mm environ pour le fonctionnement en « touches de piano », pour assurer une longévité correcte de la chape d'étanchéité et des couches de roulement.

L'analyse des flèches des dalles testées, et celle des déformations des armatures et du béton en face supérieure, fait apparaître des évolutions peu significatives, pour ce qui est de la déformabilité sous un cycle de chargement, et ce, depuis la phase de pré-fissuration, jusqu'à l'apparition de la première rupture en fatigue d'une armature transversale. Certes, à chaque augmentation de chargement, la souplesse globale augmente, cependant la souplesse relative des bandes transversales reste peu modifiée. On peut donc définir un comportement en service des dalles fissurées, et le comparer au comportement calculé. L'écart par rapport au calcul de dimensionnement usuel est assez important, notamment vis-à-vis de la prédiction des contraintes dans les aciers, dont on a vu qu'elle était critique pour la vérification en fatigue. Pour les aciers longitudinaux, le calcul conventionnel surestime nettement les contraintes, alors que les contraintes mesurées sur les aciers transversaux atteignent 1,3 fois celles calculées selon l'hypothèse d'une dalle homogène élastique pour la répartition des moments [13]. Il s'est donc avéré nécessaire de valider une méthode d'analyse prenant explicitement en compte la fissuration transversale des dalles.

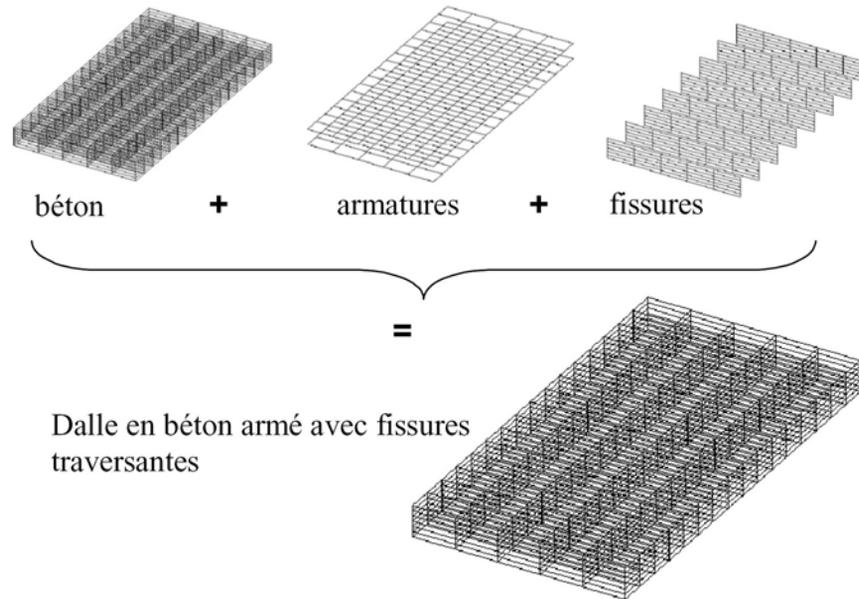
## CALCUL DE LA STRUCTURE FISSURÉE ET ANALYSE

201

### Maillage tridimensionnel complet

À cette fin, et en utilisant les modules disponibles du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC, un maillage reproduisant explicitement le béton, les armatures et les fissures traversantes initiales a été réalisé. Par symétrie, un quart seulement de la dalle est représenté (Fig. 11). Le maillage comprend 1 082 éléments et 3 497 nœuds. Le béton est représenté par 480 éléments de massif quadratiques à 20 nœuds (MTH20), de dimensions  $15 \times 20 \times 3$  cm, l'épaisseur de la dalle étant discrétisée selon six couches. Le modèle de comportement utilisé pour le béton est de type élasto-plastique et le critère de plasticité est celui de Willam-Warnke à trois paramètres [25]. Par référence aux données expérimentales caractérisant les matériaux, identiques pour tous les corps d'épreuve (Tableau II), les paramètres d'entrée du modèle sont récapitulés (Tableau III). Le poids propre a été omis, de façon à permettre une comparaison directe avec les résultats expérimentaux où son effet est déduit. Le choix du module d'Young du béton et de la résistance en traction n'a pas été évident et fait l'objet d'une discussion ultérieure. Le calage des paramètres décrivant l'évolution du domaine élastique ( $a_0$ ,  $b_0$  et  $k$ ) a privilégié la description d'un comportement plastique radoucissant en traction. En effet, sous charges de service, comme sous l'effet des charges appliquées expérimentalement, le béton reste élastique en compression, alors qu'il se fissure du côté tendu (en particulier dans les bandes centrales situées sous la charge, des fissures longitudinales apparaissent sous l'effet de la flexion dans le sens transversal ; Fig. 12).

Les deux lits d'armatures sont modélisés par 362 éléments de barre tridimensionnels à 2 nœuds PT3, situés à 3 cm des faces. La position effective des armatures guide directement la position de ces éléments, qui conditionne les limites entre les éléments de massif représentant le béton. Ainsi, la longueur des éléments de barre est de 25 cm dans le sens transversal (distance entre aciers longitudinaux) et de 15 cm dans le sens longitudinal (distance entre aciers transversaux). On a considéré un comportement élastique isotrope pour le ferrailage, le niveau des charges appliquées au cours des cycles n'entraînant aucune plastification. Le déplacement des extrémités des barres est identique à celui du béton environnant. Cette hypothèse « d'adhérence parfaite » revient cependant de fait à considérer



□ **Figure 11**

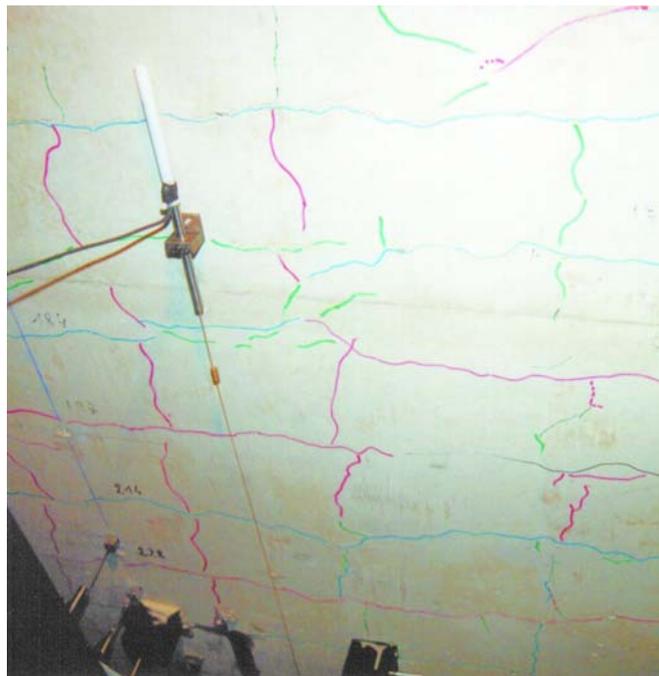
Maillage de la dalle fissurée en béton armé, pour calcul aux éléments finis avec CESAR-LCPC (un quart de la structure est représenté).

**TABLEAU II**  
Caractéristiques expérimentales moyennes des matériaux

	Unité	Moyenne	Écart-type
Résistance en compression du béton à 28 jours sur cylindre	MPa	37,6	4,1
Résistance en traction par fendage du béton à 7 jours	MPa	2,7	0,7
Module d'Young du béton à 28 jours	GPa	36,3	1,3
Limite d'élasticité moyenne des armatures en traction	MPa	610	28

□ **Figure 12**

Fissures de flexion transversale en sous-face (dalle 1 sous charge maximale de 86 kN) croisant les fissures traversantes (sens longitudinal matérialisé par la direction du capteur et du fil qui prolonge sa base de mesure).



**TABLEAU III**  
Paramètres d'entrée du calcul décrivant le comportement des matériaux

Grandeur	Unité	Valeur
<i>Béton (éléments de volume)</i>		
Module d'Young	GPa	30
Coefficient de Poisson		0,2
Résistance en compression	MPa	35
Résistance en traction	MPa	0,5
Résistance en compression biaxiale	MPa	41,5
Critère de plasticité – domaine initial		$a_0 = 1,0$
Critère de plasticité – domaine final		$b_0 = 0,1$
Module d'érouissage		$k = 1\ 000$
<i>Ferrailage (éléments de barre)</i>		
Module d'Young	GPa	200
Coefficient de Poisson		0,3
<i>Fissures traversantes (éléments d'interface)</i>		
Angle de frottement interne	Degré	80
Angle de dilataance	Degré	60
Raideur longitudinale	MPa	1

que, du point de vue de l'acier, les déformations sont régularisées sur une longueur égale à celle de l'élément de barre.

Les fissures traversantes obtenues expérimentalement avaient un espacement régulier, les fissures les plus ouvertes étant positionnées à proximité d'un cours d'aciers transversaux sur deux, soit une distance moyenne de 30 cm. Pour le calcul aux éléments finis, on a représenté ces discontinuités par des éléments de contact à 16 nœuds FDH16 [26]. Ces éléments sont situés tous les deux éléments de massif dans le sens longitudinal. Les éléments de barre qui « traversent » ces éléments n'y sont pas « attachés », ce qui répartit l'allongement longitudinal du béton et de la fissure traversante sur deux éléments de barre longitudinale, et traduit en quelque sorte une dégradation de l'interface acier-béton longitudinalement, la longueur d'ancrage correspondant à une longueur d'élément de barre, soit 15 cm de part et d'autre de chaque fissure. Le comportement de l'élément d'interface représentant les fissures traversantes (glissement avec frottement) est décrit dans le cadre de l'élastoplasticité par un critère de Mohr-Coulomb, avec une loi d'écoulement non associée. Dans l'état initial, les éléments sont ouverts, ce qui traduit l'ouverture initiale des fissures (3 à 5 dixièmes de mm). La raideur longitudinale est faible. Cependant, comme au cours des chargements cycliques on n'a pas observé de glissement majeur, on a adopté des valeurs élevées pour la cohésion et l'angle de frottement, ce qui traduit le maintien des capacités de reprise du cisaillement par engrenement.

## Analyse du comportement structurel global

On a simulé la première phase de chargement en flexion des dalles pré-fissurées, avec un accroissement monotone de la charge  $F$  appliquée de 0 à 86 kN, grâce au module TCNL du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC, ce module résolvant les problèmes mécaniques avec non-linéarité matérielle (plasticité) et éléments de contact. Un pas de chargement de 5 kN a été adopté, qui correspond aux données expérimentales. L'objectif premier de ce calcul consiste à retrouver une courbe globale effort-flèche réaliste, ainsi qu'un profil déformé de la dalle en bon accord avec les mesures, tant selon la longueur que transversalement. Si l'accord est correct vis-à-vis de cet ensemble de don-

nées, on considèrera que le comportement élastique tangent de la structure, ce qui correspond bien à son fonctionnement en service, est correctement reproduit.

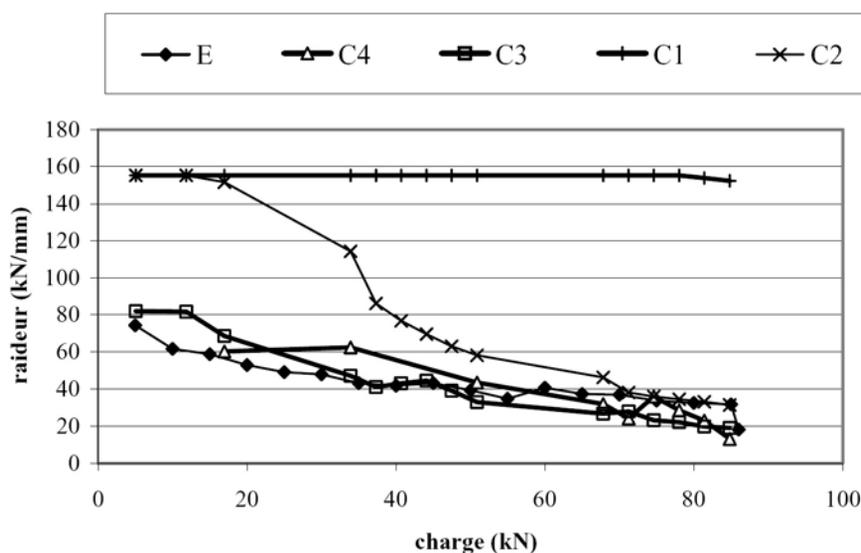
Par rapport aux paramètres du tableau III, plusieurs variantes ont été testées, concernant la valeur du module d'Young  $E$  et de la résistance en traction  $f_{ct}$  du béton. On a également testé l'absence d'éléments de contact. La désignation de ces différentes variantes de calcul est la suivante :

- C1 : pas d'éléments de contact,  $E = 30 \text{ GPa}$ ,  $f_{ct} = 3 \text{ MPa}$  ;
- C2 : pas d'éléments de contact,  $E = 30 \text{ GPa}$ ,  $f_{ct} = 0,5 \text{ MPa}$  ;
- C3 : éléments de contact activés,  $E = 30 \text{ GPa}$ ,  $f_{ct} = 0,5 \text{ MPa}$  ;
- C4 : éléments de contact activés,  $E = 20 \text{ GPa}$ ,  $f_{ct} = 3 \text{ MPa}$  ;
- E : données expérimentales, représentées en surimpression sur les graphiques qui suivent, au même format que les résultats issus des calculs.

Pour les six dalles testées, en fonction du schéma de fissuration et des ouvertures de fissure obtenues, la raideur expérimentale initiale (pente du diagramme force appliquée  $F$ /flèche au centre) s'établit, au cours du premier chargement de flexion, entre 55 et 103 kN/mm. Ces valeurs correspondent au « stade I » du fonctionnement du béton armé, c'est-à-dire avant l'apparition de fissures de flexion longitudinales dues au moment de flexion transversal. La valeur moyenne, pour les six dalles, est d'environ 74 kN/mm. Au cours de la première montée en charge jusqu'à 86 kN, l'évolution de la raideur sécante (force appliquée  $F$ /flèche au centre) est représentée pour les différents calculs C1 à C4, ainsi que pour la valeur moyenne des six dalles testées (Fig. 13).

Pour les calculs C1, C2 et C3, le module d'Young adopté dans le calcul est 20 % plus faible que la valeur moyenne des déterminations expérimentales sur cylindre, pour tenir compte d'un certain endommagement du béton des dalles lors de la mise en traction. Malgré cela, en l'absence d'éléments de contacts, les calculs C1 et C2 surestiment la raideur (valeur calculée de 155 kN/mm). Au contraire, la raideur de 82 kN/mm prévue avec les hypothèses du calcul C3 se situe bien dans le fuseau des valeurs expérimentales. Dans le calcul C4, la valeur du module d'Young a été diminuée de façon à tenir compte de la perte de rigidité du béton tendu par fissuration de flexion. La raideur globale qui s'en déduit, de l'ordre de 60 kN/mm, est alors trop faible par rapport à l'expérience.

Pour les calculs C1 et C4, la résistance en traction du béton adoptée était proche de la valeur expérimentale (3 MPa). Comme l'expérience indiquait une évolution rapide de la raideur de la dalle, dès l'application d'une faible charge, on a choisi pour les calculs C2 et C3 une valeur faible (0,5 MPa). Il apparaît qu'une résistance  $f_{ct}$  plus élevée conduit à un maintien de la raideur en flexion jusqu'à un niveau trop élevé de charge appliquée. À titre de justification partielle, on peut noter que le poids propre (qui induit des tractions de 0,6 MPa transversalement en fibre inférieure) et les contraintes de



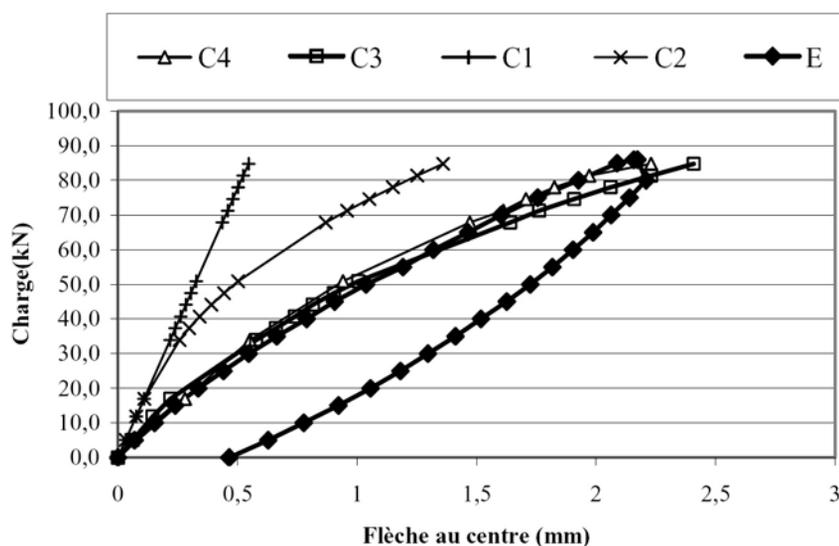
□ **Figure 13**  
Raideur de la dalle en flexion sous charge centrée. Comparaison calculs - expérience.

traction en peau dues au retrait ne sont pas directement prises en compte, et que cette valeur réduite *ad hoc* de résistance  $f_{ct}$  peut constituer une représentation simplifiée de ces phénomènes. Le tracé de la courbe charge appliquée – flèche au centre (Fig. 14) complète la justification de ce choix des paramètres. Les données expérimentales sont clairement mieux reproduites par les simulations C3 et C4 avec éléments de contact. L'examen approfondi des raideurs obtenues dans la simulation C4 confirme en outre que la rigidité initiale est trop faible, et que la fissuration intervient trop tard. Les effets mécaniques de la phase de fissuration initiale des dalles, et les auto-contraintes de leur état initial, doivent donc être représentés :

- par des discontinuités explicites (fissures traversantes/éléments de contact) ;
- par une résistance en traction du béton fortement réduite ;
- par un module d'Young faiblement minoré par rapport à la détermination de référence sur éprouvettes (de l'ordre de 20 %).

Dans le cadre du re-calcul d'une structure en fatigue, il aurait pu s'avérer important de reproduire explicitement un endommagement progressif du béton armé, à cause de la répétition du chargement. L'endommagement de l'adhérence, la perte progressive de résistance du béton, ou la chute progressive de rigidité locale, auraient pu *a priori* devoir être modélisés. En fait, tant que la rupture en fatigue des armatures n'est pas atteinte, les résultats expérimentaux [13] indiquent que sous les charges de service, ou même aux niveaux de charge atteints dans cette recherche, modérément amplifiés par rapport aux charges de service, ces phénomènes d'endommagement peuvent à bon droit être négligés. L'adaptation de la structure se produit en fait dans les premiers cycles par fissuration du béton tendu, ce qui est cohérent avec la modélisation élasto-plastique adoptée. À titre d'illustration, la variation de flèche après 1 million de cycles entre 10 et 86 kN est représentée en comparaison avec celle obtenue lors du premier cycle, après soustraction d'une flèche résiduelle de 1,6 mm accumulée progressivement compte tenu de la charge appliquée moyenne non nulle (Fig. 15). On constate une évolution négligeable, et donc une absence d'endommagement progressif. La variation de déformation dans les aciers s'est également avérée évoluer peu au cours de ce million de cycles, on peut donc considérer comme suffisant de modéliser correctement lors d'un « premier » chargement représentatif d'un stade de fissuration rapidement stabilisé, les flèches et déformations atteintes. On notera que cette conclusion rejoint celle de Bolusset [20] dans le cas de structures partiellement précontraintes soumises à des chargements répétés représentatifs des charges de fatigue, où préexiste un état de fissuration initial.

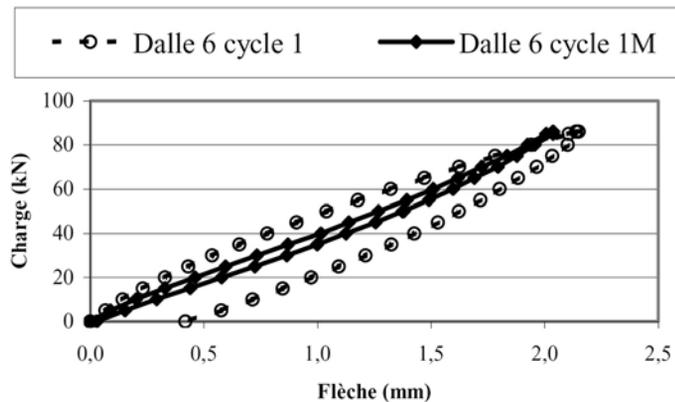
La prise en compte explicite de fissures traversantes s'avérant nécessaire vis-à-vis de la rigidité globale, on considère les conséquences de leur représentation par des éléments de contact sur le profil



□ Figure 14  
Courbe charge appliquée – flèche au centre. Comparaison calculs – expérience.

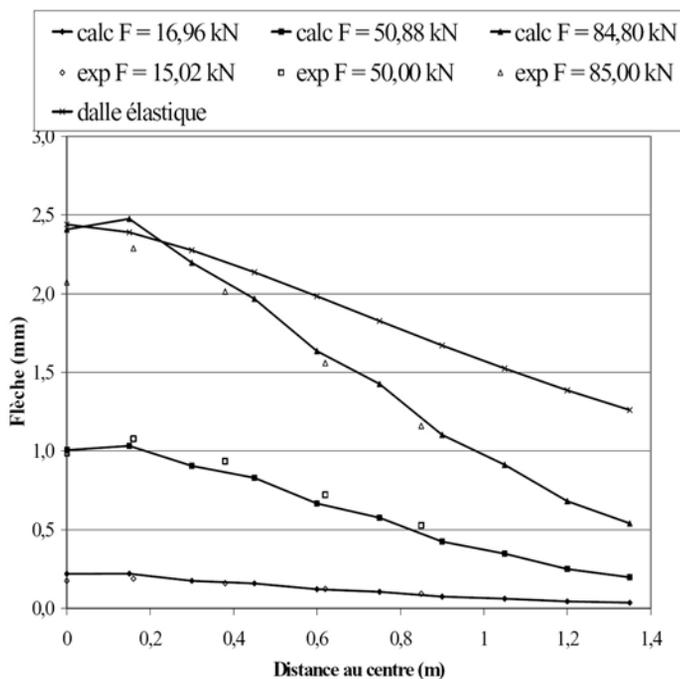
□ **Figure 15**

Courbes expérimentales charge – flèche au centre pour la dalle 6, lors du 1<sup>er</sup> cycle et après 1 million de cycles entre 10 et 86 kN, d'après [13].



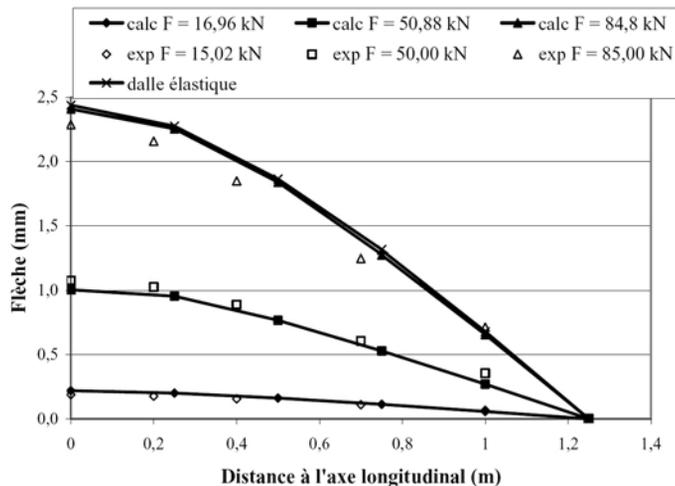
□ **Figure 16**

Profil longitudinal déformé dans l'axe de la dalle : comparaison calcul C3 – expérience (dalle 4, d'après [13]).



□ **Figure 17**

Profil déformé transversal, dans l'axe de la dalle : comparaison calcul C3 – expérience (dalle 4, d'après [13]).



déformé de la structure dans les directions longitudinales et transversales. Ce profil déformé est représenté dans le sens longitudinal pour différentes valeurs du chargement (Fig. 16), les valeurs calculées avec le jeu d'hypothèses C3 (paramètres du tableau III) sont en très bon accord avec les données expérimentales. Au contraire, le calcul élastique supposant la dalle homogène et isotrope, avec calibration de la déformée sur la valeur maximale de la flèche, prévoit un profil trop déformé loin du point de chargement, alors que la bande centrale est relativement trop peu déformée. En résumé, les fissures transversales limitent nettement la redistribution spatiale des effets du chargement dans le sens longitudinal, par rapport à une situation de référence en dalle homogène.

De la même façon, on compare avec l'expérience le profil déformé calculé dans le sens transversal, au niveau de l'axe de la dalle où est appliquée la charge (Fig. 17). Le calcul avec les hypothèses C3 est en très bon accord avec l'expérience. Le calcul qui suppose une dalle homogène prévoit une allure correcte de la déformée, ce qui est cohérent avec un fonctionnement principalement transversal de la dalle, appuyée selon ses deux grands côtés. Cependant, cet accord n'est obtenu que grâce à un ajustement qui conduit à diviser par 4 la rigidité de la dalle supposée homogène, pour retrouver les valeurs expérimentales. Les fissures traversantes conduisent donc à limiter la largeur participante sous la charge, mobilisée en flexion transversale, dans des proportions qui ne peuvent être négligées.

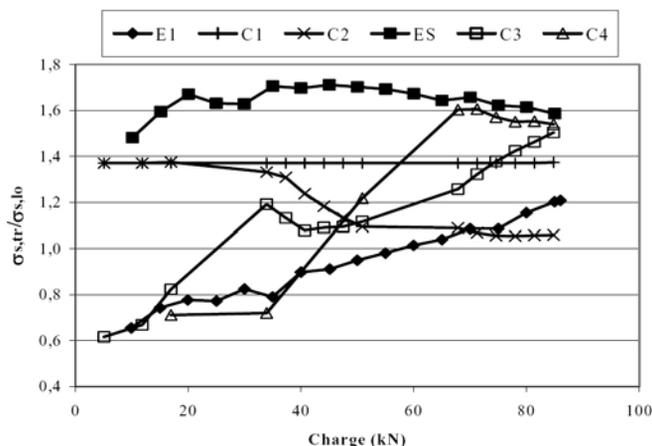
## Vérification des contraintes dans les armatures

Ayant reproduit le comportement global de la dalle sous charges de service, l'enjeu essentiel pour prévoir la durée de vie en fatigue consiste, comme on l'a vu, à estimer précisément la variation de contrainte dans les armatures, dont l'expérience a permis de constater l'écart par rapport à la méthode usuelle de vérification en dalle homogène. L'effet de la fissuration est analysé par le rapport entre les contraintes dans les aciers transversaux du lit inférieur  $\sigma_{s,tr}$ , rapportées à celles des aciers longitudinaux inférieurs  $\sigma_{s,lo}$ . En supposant le béton tendu fissuré (stade II), et en tenant compte des moments longitudinaux et transversaux issus d'une analyse élastique en dalle homogène isotrope, le rapport  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  est égal à 0,55 [13]. Au contraire, les mesures indiquent  $\sigma_{s,tr} > \sigma_{s,lo}$ . Ainsi, au cours du premier cycle de chargement sous l'effet de la charge maximale 86 kN, on obtient un ratio  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  voisin de 1,20 si l'on considère la moyenne des quatre jauges situées dans la maille centrale, et ce ratio atteint 1,40 si l'on tient compte des seules jauges placées au plus près des fissures (ce qui est cohérent avec l'hypothèse de calcul). On note en outre qu'au cours du premier cycle, ce rapport passe de 0,6 à 1,20, à cause du développement de la fissuration de flexion transversale. Après un million de cycles entre 10 et 86 kN, la fissuration peut être considérée comme stabilisée. Le ratio  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  est alors stabilisé à une valeur de 1,60. Cette augmentation de 1,20 à 1,60 est principalement due à une diminution de l'amplitude de contraintes dans les aciers longitudinaux, dont l'adhérence se dégrade, alors que le fonctionnement dans le sens transversal reste stable. Cette analyse peut être confrontée aux différentes hypothèses de calcul présentées ci-dessus, en considérant le ratio  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  des contraintes dans les aciers inférieurs des deux directions (Fig. 18), les valeurs de contrainte dans les aciers transversaux inférieurs au cours d'un cycle (Fig. 19), et les valeurs de contrainte dans les aciers longitudinaux inférieurs au cours d'un cycle (Fig. 20). Dans ces graphiques, les données expérimentales sont issues de la dalle 6, dont les ouvertures de fissure sont limitées à 0,3 mm ce qui est *a priori* considéré comme la limite admissible. La notation « E1 » correspond aux données expérimentales au cours du 1<sup>er</sup> cycle, « ES » aux valeurs « stabilisées » après un million de cycles entre 10 et 86 kN [13].

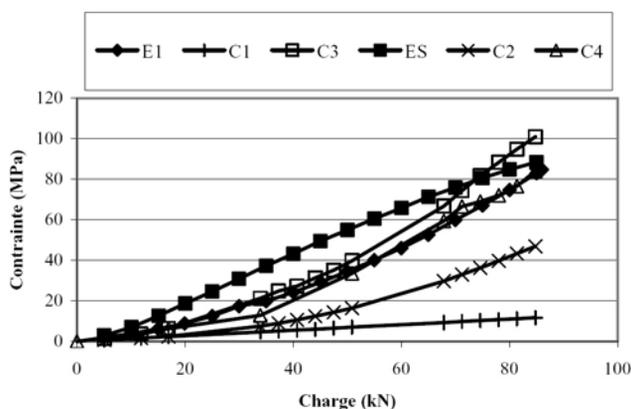
Les modélisations C1 et C2, ne comportant pas d'éléments de contact, conduisent à des résultats très éloignés de l'expérience, tant en niveau de contraintes atteintes dans les armatures, toujours nettement sous-estimées, qu'en ratio transversal/longitudinal. La valeur prévue pour  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  est en effet de 1,4 avant fissuration longitudinale, ce qui est proche du rapport des moments calculés en élasticité. Cette valeur calculée diminue à 1,1, ce qui est contraire à l'évolution obtenue expérimentalement. En revanche, les modélisations C3 et C4 qui incluent les éléments de contact conduisent à une estimation raisonnable des contraintes des armatures. Compte tenu de la présence de fissures traversantes ouvertes, les aciers longitudinaux sont très sollicités initialement ; la valeur calculée de  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  est d'environ 0,6, avant que n'intervienne la fissuration longitudinale. Ce ratio atteint ensuite 1,55, ce qui est proche de la valeur expérimentale après un million de cycles où l'on observe une stabilisation du schéma de fissuration. Le calcul C3, avec un module d'Young plus élevé, conduit à des valeurs de contrainte supérieures, ce qui est sécuritaire.

On peut noter que les indications E1 et ES sont fondées sur la moyenne des valeurs de jauges collées soit à proximité des armatures perpendiculaires (s27 et s28), soit au milieu de la maille centrale (s2 et

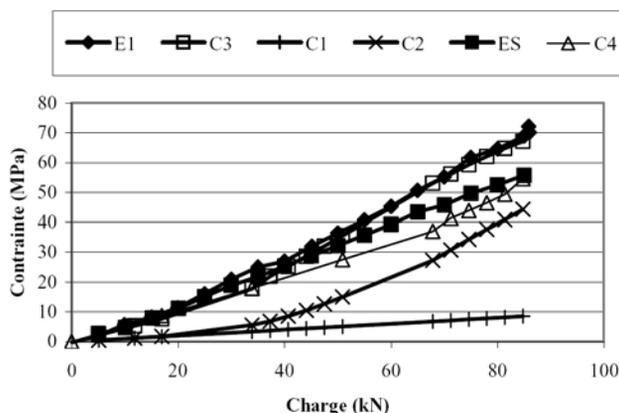
□ **Figure 18**  
Rapport entre les contraintes des aciers inférieurs transversaux,  $\sigma_{s,tr}$  et longitudinaux,  $\sigma_{s,lo}$ , au centre de la dalle. Comparaison calcul – expérience.



□ **Figure 19**  
Contraintes des aciers inférieurs transversaux,  $\sigma_{s,tr}$ , au centre de la dalle. Comparaison calcul – expérience.

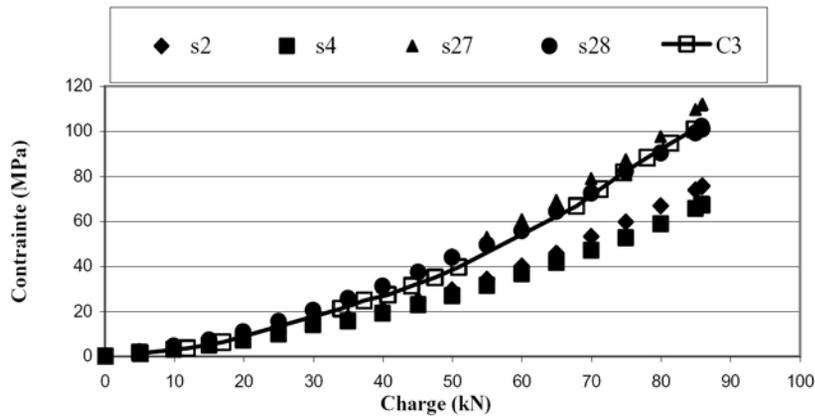


□ **Figure 20**  
Contraintes des aciers inférieurs longitudinaux,  $\sigma_{s,lo}$ , au centre de la dalle. Comparaison calcul – expérience.

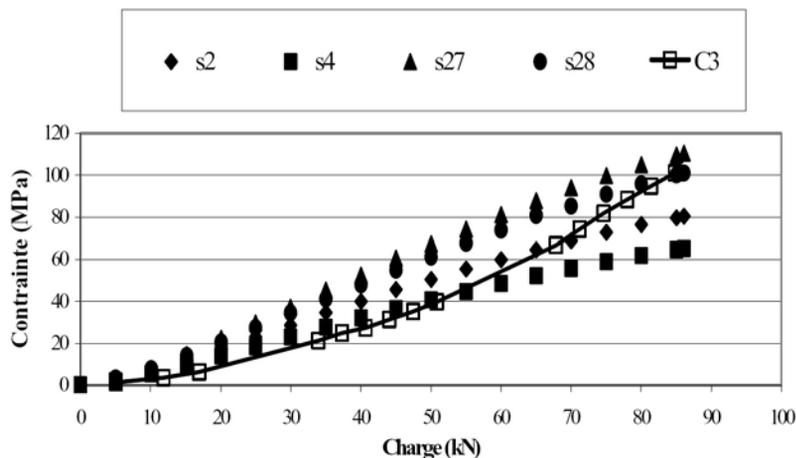


s4). Aussi bien lors du premier cycle (Fig. 21) qu'après un million de cycles entre 10 et 86 kN (Fig. 22), le signal des jauges situées près de l'acier longitudinal (qui a favorisé l'initiation de la fissure) est d'environ 30 % supérieur au signal des jauges situées au milieu de la maille, soit à 12 cm environ de la fissure. Le fait que ce rapport soit conservé après un million de cycles représentatifs des charges de service atteste que, dans le sens transversal, l'adhérence acier-béton ne subit pas de dégradation et que la longueur d'ancrage demeure constante. Le calcul C3 prévoit bien les valeurs élevées obtenues sur s27 et s28, notamment dès le premier cycle.

Au total, on peut donc considérer que l'objectif de rendre correctement compte du fonctionnement de la dalle fissurée, et de calculer de façon sûre les contraintes dans les aciers en vue d'une vérification en fatigue, est bien atteint avec la modélisation fondée sur le jeu d'hypothèses C3. La nécessité de décrire les fissures traversantes par des éléments de contact, disposés à des distances réalistes, a été démontrée. Le comportement rigide-plastique idéalisé de ces éléments pourrait constituer une limitation du modèle à fort niveau de charge. Sous charge de service, ce comportement est cohérent



**Figure 21**  
 Contraintes des aciers inférieurs transversaux,  $\sigma_{s, tr}$  au centre de la dalle 6 au cours du 1<sup>er</sup> cycle 0-86 kN. Comparaison calcul C3 – contraintes expérimentales déduites des signaux des jauges d’extensométrie.



**Figure 22**  
 Contraintes des aciers inférieurs transversaux,  $\sigma_{s, tr}$  sous 0 à 86 kN, au centre de la dalle 6 après un million de cycles 10-86 kN. Comparaison calcul C3 – contraintes expérimentales déduites des signaux des jauges d’extensométrie.

avec un engrenement important et l’absence de dégradation observée des transferts d’effort tranchant au droit des fissures traversantes (y compris jusqu’à la ruine en poinçonnement). On notera que le meilleur accord avec l’expérience est obtenu pour une valeur du module d’Young du béton un peu inférieure à la détermination conventionnelle sur cylindres, et pour une valeur de résistance en traction du béton très faible. Cette valeur peut rendre compte de l’effet des phases préalables d’endommagement (traction longitudinale, retrait, effet du poids propre) ; elle favorise la stabilisation rapide du fonctionnement en section fissurée (stade II)... mais nécessiterait éventuellement une calibration moins grossière.

## Modèle de calcul simplifié

Le calcul aux éléments finis relativement sophistiqué présenté ci-dessus, réalisé avec le code de calcul CESAR-LCPC, et incluant un comportement élasto-plastique pour le béton, ainsi que des éléments de contact pour représenter l’état de fissuration initial, a mis en évidence l’effet dominant des fissures traversantes sur la distribution des contraintes dans les différents cours d’armatures. Ainsi, si une dalle de pont mixte se trouve significativement fissurée par retrait gêné du béton, les calculs de contraintes dans les aciers, basés sur un calcul des sollicitations supposant une dalle homogène isotrope, même avec une rigidité dégradée, ne sont pas satisfaisants, en particulier à cause de la sous-estimation des contraintes dans les aciers transversaux sous charge de service. Les valeurs de contrainte ainsi prédites ne permettent pas une vérification en fatigue sûre.

Cependant, la modélisation réalisée pour l’analyse des expérimentations, assez coûteuse notamment à cause de la vérification des contacts au niveau des éléments représentant les fissures, n’est pas adaptée aux pratiques courantes d’un bureau d’études. On s’est donc efforcé de proposer une modélisation simplifiée dont l’objectif consiste prioritairement à estimer correctement les contraintes dans les aciers, et retrouver ainsi le facteur de majoration de l’ordre de 1,3 reliant les contraintes mesurées

à celles prédites par le calcul en dalle homogène [14]. Plusieurs méthodes, volontairement limitées à des calculs linéaires, ont été testées dans ce but :

- modélisation de la dalle par un grill de poutres orthogonales, les poutres longitudinales ayant une rigidité réduite par rapport aux poutres transversales ;
- modélisation de la dalle en éléments de plaque, séparés à l'emplacement des fissures transversales par des bandes de rigidité réduite ;
- modélisation de la dalle par des éléments de plaque élastiques homogènes isotropes, séparés à l'emplacement des fissures traversantes par des éléments de charnières cylindriques (éléments à 2 nœuds, de rigidité nulle en rotation). Le maillage correspondant à cette dernière configuration est représenté sur la figure 23.

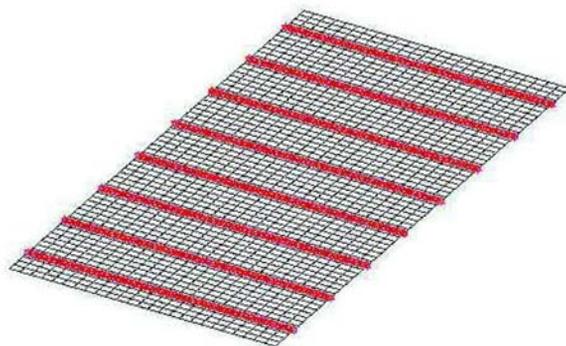
À partir des moments de flexion longitudinaux et transversaux obtenus, les contraintes dans les armatures ont été calculées en tenant compte de la section et de la position réelles des aciers dans les corps d'épreuve testés, et en adoptant les règles usuelles de calcul du béton armé en section fissurée (stade II où le béton tendu est négligé).

Seule la dernière méthode a permis d'obtenir des résultats réalistes en termes de contraintes dans les armatures. On compare ces résultats aux déterminations expérimentales (déduites des valeurs maximales de déformation mesurées par jauges d'extensométrie) sur les différents corps d'épreuve (Tableau IV). La méthode simplifiée (notée « calcul plaques élastiques et charnières » dans le tableau IV), comme les calculs C3 et C4, prédit correctement le rapport  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  entre contraintes transversales et longitudinales, ce qui signifie que l'anisotropie induite par les fissures traversantes est bien représentée. La moyenne des contraintes mesurées se trouve surestimée de 50 à 70 %, tandis que la contrainte maximale obtenue est surestimée de 20 %. Dans la mesure où, pour une vérification en fatigue, la valeur maximale de variation de contrainte est à considérer, et que l'écart entre le calcul simplifié et l'expérience est systématiquement du côté de la sécurité, on peut admettre que ce résultat est satisfaisant.

On note que le calcul C3 complet avec éléments de contact conduit à une meilleure estimation des contraintes moyennes mesurées, tant longitudinalement que transversalement ; ainsi, les valeurs maximales mesurées sont prédites avec un facteur réducteur de 0,7. Cependant, la méthode simplifiée proposée correspond à une durée de calcul de l'ordre de la minute, alors que le calcul C3 prend quelques dizaines d'heures sur la même station de travail. Enfin, le comportement global de la structure, et notamment la flèche, n'est correctement prédite par la méthode simplifiée que sous réserve d'utiliser – ce qui est tout à fait légitime – une rigidité réduite de la dalle correspondant à une inertie de section fissurée. Faute de quoi, la flèche prévue est de 0,78 mm au lieu de 2,2 à 2,4 mm obtenus expérimentalement. Cependant, le rapport entre ces deux valeurs correspond à un facteur 0,3 tout à fait réaliste, pour ce qui est de relier la raideur d'une section de béton armé fissuré en stade II à celle calculée avec le module d'Young initial du béton et l'inertie géométrique non fissurée (stade I).

□ **Figure 23**

Maillage représentant la dalle testée avec des éléments de plaque élastique séparés par des charnières à 2 nœuds.



**TABLEAU IV**  
**Contraintes dans les aciers du lit inférieur sous une charge de 86 kN, en MPa**

	Transversal	Longitudinal
Expérience : dalle 1 après 1 million de cycles	79	31,5
Expérience : dalle 2 après 1 million de cycles	126	73
Expérience : dalle 3 après 1 million de cycles	83	94
Expérience : dalle 4 après 1 million de cycles	122	71
Expérience : dalle 5 après 1 million de cycles	145	56
Expérience : dalle 6 après 1 million de cycles	110	64
<b>Valeur expérimentale moyenne (état stabilisé)</b>	<b>111</b>	<b>65</b>
Valeur expérimentale minimale (état stabilisé)	79	31,5
<b>Valeur expérimentale maximale (état stabilisé)</b>	<b>145</b>	<b>94</b>
<b>Calcul dalle élastique isotrope [13]</b>	<b>125</b>	<b>224</b>
Ratio calcul / valeur expérimentale moyenne	1,13	3,45
Ratio calcul / valeur expérimentale maximale	0,86	2,38
<b>Calcul plaques élastiques et charnières</b>	<b>168</b>	<b>113</b>
Ratio calcul / valeur expérimentale moyenne	1,51	1,74
Ratio calcul / valeur expérimentale maximale	1,16	1,20
<b>Calcul élasto-plastique avec contacts C3</b>	<b>101</b>	<b>67</b>
Ratio calcul / valeur expérimentale moyenne	0,91	1,03
Ratio calcul / valeur expérimentale maximale	0,70	0,71
<b>Calcul élasto-plastique avec contacts C4</b>	<b>84</b>	<b>55</b>
Ratio calcul / valeur expérimentale moyenne	0,76	0,85
Ratio calcul / valeur expérimentale maximale	0,58	0,59

## CONCLUSION

Les essais réalisés au LCPC sur des dalles de béton armé endommagées par une fissuration traversante représentative des effets du retrait gêné sur des dalles de pont mixte insuffisamment armées longitudinalement (par référence aux Recommandations [9], dont les principes de prise en compte des déformations gênées vis-à-vis du ferrailage minimal sont repris dans les Eurocodes, [23] notamment) ont mis en évidence que le phénomène critique, vis-à-vis de la tenue en service et, notamment, sous les charges de fatigue, était le risque de sous-dimensionnement des armatures transversales inférieures.

Une modélisation de ces structures aux éléments finis, utilisant des éléments de contact pour décrire les fissures principales et adoptant un comportement élasto-plastique pour le béton, a été entreprise grâce aux possibilités du code de calcul CESAR-LCPC (module TCNL). Dans la situation visée, la description de l'endommagement du béton et de l'adhérence acier-béton sous chargement cyclique n'apparaît pas essentielle. Ainsi le comportement en service des dalles est bien reproduit, tant de façon globale (courbe effort-flèche, profils de la structure déformée) qu'au niveau local (contraintes dans les armatures) sous réserve que soient explicitement représentées les fissures traversantes. La qualité de la prédiction dépend évidemment des propriétés de l'élément d'interface. La loi « rigide-plastique », qui traduit le frottement entre lèvres de fissure, ne permet pas de représenter explicite-

ment un éventuel effet de l'ouverture de ces fissures. Ici, du fait de la compression en partie supérieure, l'élément se referme et les déplacements verticaux relatifs (cisaillement) sont très faibles, de l'ordre de 10 à 20  $\mu\text{m}$ , comme dans l'expérimentation. En revanche, en partie basse, la rigidité provient uniquement des armatures du lit inférieur, ce qui se rapproche d'un fonctionnement en charnière plastique utilisé pour la description simplifiée présentée ensuite.

La modélisation effectuée a permis de confirmer que les contraintes dans les aciers transversaux inférieurs peuvent effectivement dépasser de 30 % les valeurs prévues selon le calcul usuel, qui suppose la dalle élastique homogène isotrope pour le calcul des moments, et peut donc conduire à des vérifications en fatigue insuffisamment sûres. La différence majeure entre les deux approches provient ainsi essentiellement de l'anisotropie induite par les fissures traversantes transversales. La qualité de prédiction des contraintes provient également de la manière dont est décrite la longueur de transfert caractérisant le fonctionnement du béton armé. Dans le sens longitudinal, les éléments de barre étant attachés à un élément de massif sur deux (de part et d'autre de l'élément d'interface), on représente une longueur d'ancrage de l'ordre de 15 cm, relativement cohérente avec la fissuration et les ouvertures observées.

Un modèle de calcul simplifié, utilisant des éléments de plaque élastique reliés par des charnières plastiques à deux nœuds, a également été conduit. L'ordre de grandeur de la flèche n'est correctement prédit que sous réserve d'utiliser une inertie fissurée équivalente. Cependant, si l'on utilise les moments calculés avec ce modèle pour calculer, avec les hypothèses usuelles des sections de béton armé fissuré, les contraintes dans les armatures, on obtient une estimation satisfaisante (légèrement sécuritaire) des contraintes maximales mesurées, avec un rapport  $\sigma_{s,tr}/\sigma_{s,lo}$  réaliste rendant compte de la redistribution entre armatures transversales et longitudinales. Cette méthode peut donc être adoptée pour vérifier de façon simple la tenue en fatigue de la dalle, et le caractère suffisant du ferrailage, en particulier transversal.

#### REMERCIEMENTS

*Les résultats expérimentaux cités dans cet article ont été obtenus dans le cadre d'une convention de thèse CIFRE associant le LCPC et JMI (Jean Muller International), d'une convention LCPC – SETRA, et d'un protocole LCPC – SNCF – JMI (Jean Muller International), avec le soutien de l'ASFA (Association des Sociétés Françaises d'Autoroutes). Les auteurs tiennent à remercier ces partenaires, ainsi que les techniciens de la plate-forme d'essai des structures et de la division « Métaux, armatures et câbles pour ouvrages d'art » du LCPC qui ont contribué à l'obtention de ces résultats.*

#### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Sous la direction de GHAVAMIAN S. & DELAPLACE A., Modèles de fissuration de béton – projet MECA, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 7, 5/2003.
- [2] BROZETTI J., Design development of steel-concrete composite bridges in France, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 55, (1-3) July 2000, pp. 229-243.
- [3] DUCRET J.-M., LEBET J.-P., Effects of concrete hydration on composite bridges. In *Composite construction – conventional and innovative ; Proc. IABSE symp. Innsbruck, septembre 1997*, Zürich : IABSE, 1999, pp. 193-198.
- [4] TORRENTI J.-M., de LARRARD F., ACKER P., BHP et Ponts Mixtes, *Ouvrages d'Art*, 16, SETRA, novembre 1993, pp. 31-32.
- [5] TORRENTI J.-M., Comportement mécanique du béton. Bilan de six années de recherche, *Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, série Ouvrages d'Art, OA23, LCPC, octobre 1996.
- [6] PROST J. et al., *Ponts mixtes. Étude de la fissuration des dalles BA. Fatigue des assemblages de la charpente métallique*, Compte-rendu de travail de l'ERA du LR de Lyon et de la DOA du CETE de Lyon, actions de recherche 242804 et 242805 du réseau LPC - conception et comportement des ouvrages d'art, mars 1997.
- [7] PROST J. et al., *Ponts mixtes. Étude de la fissuration des dalles BA. Fatigue des assemblages de la charpente métallique*, Compte-rendu de travail de l'ERA du LR de Lyon et de la DOA du CETE de Lyon, actions de recherche 242806 et 242807 du réseau LPC - conception et comportement des ouvrages d'art, mars 1998.
- [8] FLOURENS B., JOASSARD I., Étude de la fissuration de la dalle du viaduc de la Violette, *Bulletin Ponts Métalliques*, 16, OTUA, 1993, pp. 95-110.

- [9] KRETZ T. et al., *Ponts métalliques et mixtes. Résistance à la fatigue. Guide de conception et de justifications*, Guide technique SETRA, CTICM, SNCF, Bagnaux, **1996**.
- [10] GAMBAROVA P. et al., *RC elements under cyclic loading – Interface behaviour*, CEB- State of the art report, **1996**, pp. 98-133.
- [11] SCHLÄFLI M., BRÜHWILER E., *Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs*, *Engineering Structures*, vol. 20, **11**, **1998**, pp. 991-998.
- [12] BOUILLON P., *Étude bibliographique de la tenue en fatigue des dalles de ponts mixtes pré-fissurées*, mémoire de DEA, ENPC, juin **1996**.
- [13] RANC G., *Résistance en fatigue des dalles de béton armé fissurées des ponts mixtes*, Thèse de l'ENPC, Paris, **1999**.
- [14] TOUTLEMONDE F., RANC G., *Fatigue tests of cracked reinforced concrete slabs for estimating the service life of composite bridge decks*, *Revue Française de Génie Civil*, **5(4)**, **2001**, pp. 483-494.
- [15] HUMBERT P. et al., *CESAR-LCPC 3.3 Manuel de l'utilisateur*, LCPC, Paris, **2001**.
- [16] prEN 1994-1-1. *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier - béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, octobre **2003**.
- [17] KRETZ T. et al., *Ponts mixtes, recommandations pour maîtriser la fissuration des dalles*, Bagnaux. Guide technique SETRA, **1995**.
- [18] SEOK-GOO YOUN, SUNG-PIL CHANG, *Behavior of composite bridge decks subjected to static and fatigue loading*, *ACI Structural Journal*, **95(3)**, **1998**, pp. 249-258.
- [19] MATSUI S., TEI K., *Researches and japanese developments on highway bridge slabs and contribution of wheel running machines*, actes du congrès « Concrete under Severe conditions » CONSEC'01, Vancouver, BC (Canada) 18-20 juin **2001**, Banthia, Sakai & Gjorv eds., University of British Columbia, vol. I, **2001**, pp. 992-1008.
- [20] BOLUSSET D., *Comportement en fatigue de poutres en T partiellement précontraintes par des torons post-tendus dans une gaine injectée*, in « La technique française du béton », document édité par l'AFPC-AFREM à l'occasion du XIII<sup>e</sup> congrès de la FIP, Amsterdam, mai 1998, **1998**, pp. 121-128.
- [21] *Règles BPEL 91 modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites) fascicule n° 62 titre 1<sup>er</sup> section II du CCTG applicable aux marchés publics de travaux*, JO du 16 février **1999**.
- [22] prEN 1992-1-1. *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, projet définitif, décembre **2003**.
- [23] prEN 1992-2. *Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 2 : Concrete bridges, design and detailing rules*, stage 34, December **2003**.
- [24] NISHIKAWA K., *Evaluation of fatigue durability of highway bridge slabs by wheel running machine*, *PWRI Newsletter*, **79**, Min. of Construction, Japan, January **2000**.
- [25] ULM F.J., *Un modèle d'endommagement plastique : application aux bétons de structure*, *Études et Recherches des LPC*, **OA19**, LCPC, Paris, **1996**.
- [26] RICHER S., *Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques par la méthode des éléments finis*, Thèse de l'ENPC, Paris, **1985**.

