

**Méthodologie de conception et d'évaluation
des ponts-routes sous trafics réels**

Programme d'appui scientifique
à la normalisation

volet II

Rapport final

Services fédéraux des
AFFAIRES SCIENTIFIQUES,
TECHNIQUES ET CULTURELLES

Liège, le 4 avril 2000.

**Service du Premier Ministre
Services Fédéraux des affaires économiques, techniques
et culturelles**

Programme d'appui scientifique à la normalisation

VOLET II

Méthodologie de conception et d'évaluation des
ponts-routes sous trafics réels

- SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS -

Membre du consortium :

- Université de Liège, Service Ponts et Charpentes : A. Bruls, S. Barlet.
- Universiteit Gent – Laboratorium Magnel voor Betononderzoek
L. Taerwe, P. Thomas, A.M. Poppe
- Ministère des Communications et de l'Infrastructures
Administration de la Circulation et de l'Infrastructure : G. Labeeuw
- Universiteit Gent – Afdeling Weg – en Waterboukunde.
Ph. Van Bogaert, I. Hemerijck
- Ministère Wallon de l'Équipement et des Transports
Direction Ponts et Charpentes D 411 : M. Wouters, E. Piessevaux
- Fédération de l'Industrie du Béton: B. Fouarge

Auteurs :

A. Bruls, S. Barlet, Université de Liège
Ph. Van Bogaert, I. Van Hemeryck, Universiteit Gent
L. Taerwe, P. Thomas, AM. Poppe, Universiteit Gent

Coordinateur :

A. Bruls

1. Introduction.

Le projet vise à développer en Belgique des capacités méthodologiques pour concevoir ou réévaluer les ponts routes sur base des prénormes européennes (Eurocodes EC) et de leurs Documents d'Application National en cours d'élaboration (DAN), en tenant compte des conditions réelles de trafic, afin d'optimiser la normalisation européenne définitive en voie d'élaboration.

Le projet se proposait d'atteindre cet objectif de la manière suivante :

1° Effectuer des études de cas, pour des types courants de ponts en béton ou métalliques, traités en collaboration avec les grandes administrations régionales gestionnaires de ponts, membres du consortium, ces ponts ayant été dimensionnés avec les anciennes normes belges en rigueur lors de leur construction. Ces études ont permis de préciser la méthodologie de classification des ponts en fonction du trafic réel (défini dans le DAN belge de l'EC 1.3 "Action sur les ponts"), méthodologie qui a été développée suivant les prénormes "EC 2.2 Ponts en Béton" et "EC 3.2 Ponts métalliques".

2° Etablir des règles de calcul simples pour certains éléments de pont et pour le calcul à la fatigue. Ces règles sont reprises maintenant dans les DAN belges des EC 2.2 et 3.2 et sont proposées au CEN pour les versions EN définitives.

3° Présenter les conséquences des études précédentes sur la gestion des ponts : ponts à inspecter, mesures diminuant la fatigue, stratégies de réévaluation.

Les travaux ont été orientés par les membres du consortium qui se sont réunis à 21 reprises. En dehors des laboratoires des Universités de Liège et de Gand, il y a lieu de signaler la participation active du M.C.I. (M. Labeeuw), du MET (M. Piessevaux) et de la Febe (Mme Fouarge).

Les études de cas ont concerné 4 ponts cadres en béton armé, 2 ponts à poutres multiples en béton précontraint et 2 ponts métalliques à dalle orthotrope. Les essais réalisés ont permis d'étudier le comportement des dalles en béton armé soumis au trafic routier.

Les résultats de cette recherche ont permis de finaliser les Documents d'Application Nationale des Eurocodes

- 1991-3- Action du trafic sur les ponts
- 1992-2 - Ponts en béton.
- 1993-2 - Ponts en acier.

2. Ponts cadres.

2.1. Choix des ponts étudiés

Quatre ponts cadres ont été choisis par le consortium de façon à connaître le comportement d'une gamme de ponts la plus large possible. Tous ces ponts sont sollicités par un trafic routier lourd.

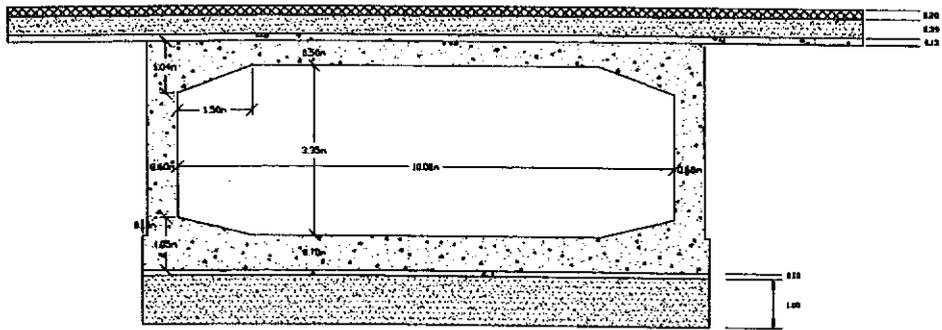


Fig. 4 : Pont de Vraesene – coupe longitudinale.

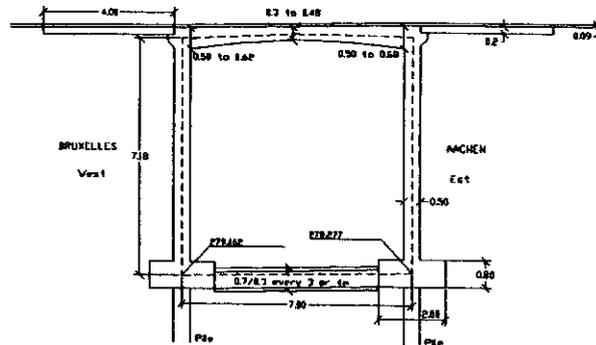


Fig. 5 : Pont de Melen – coupe longitudinale.

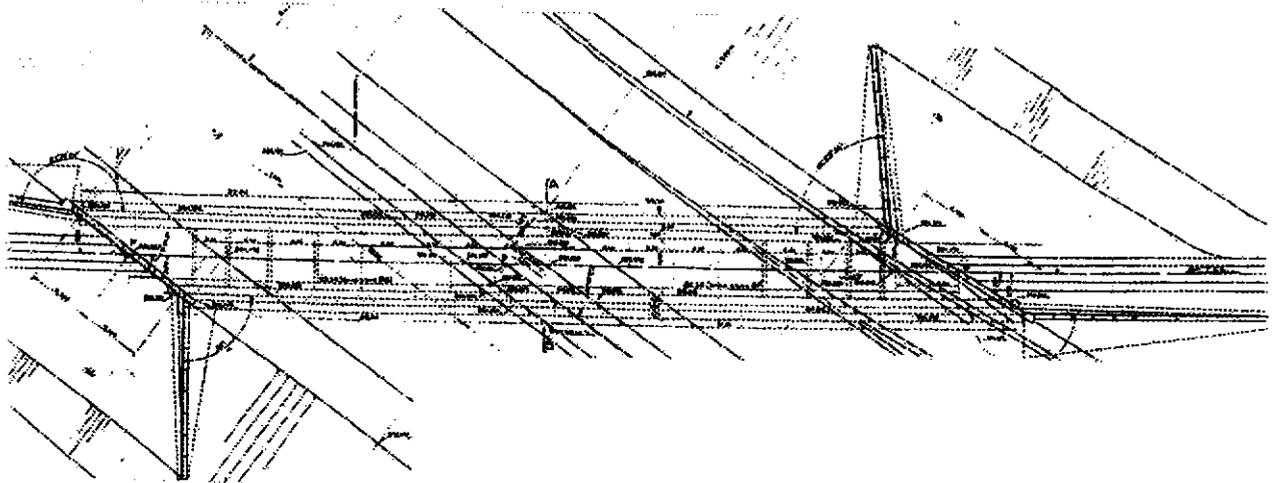


Fig. 6 : Pont de Melen – vue en plan.

Le pont de Geel (Fig.1) est un ouvrage dont les dimensions sont représentatives d'un grand nombre d'ouvrages belges. Il a été construit en 1980.

Le pont 58 à Bastogne (Fig.2-3) est un pont cadre de petite dimension supportant un important remblai. Il a été construit en 1987.

Le pont de Vraesene (Fig.4) est un pont cadre de portée moyenne et de faible hauteur. Il a été construit en 1962.

Le pont de Melen (Fig.5- 6) est un pont portique de portée relativement faible, mais présentant un biais important (32°). Il a été construit en 1962.

2.2. Résultats des études de cas.

La résistance ultime des ponts a été calculée en considérant les charges du trafic définies dans l'EC 1-3. La résistance à la fatigue a été vérifiée en appliquant le projet du DAN de l'EC 2-2. L'analyse des sollicitations a été faite à l'aide d'un programme par éléments finis élastiques, linéaires et isotropes à 2 dimensions du type coque. Les hypothèses relatives aux coefficients de poussée des terres sont celles prescrites par le MET, où on considère la poussée neutre ($K = 0,5$) et la poussée active ($K = 0,33$), agissant symétriquement ou dissymétriquement.

Ces calculs ont montré que tous les ponts droits satisfont à la classe 1 en résistance ultime et à la catégorie 1 en fatigue, c'est-à-dire qu'ils satisfont aux exigences les plus sévères prévues par le DAN et l'EC 1-3. Précisons cependant que ces résultats ont été obtenus parce que la section des armatures de répartition était supérieure à la valeur minimale recommandée anciennement, c'est-à-dire 20 % de la section des armatures principales. Lorsque la chaussée repose directement sur la dalle du pont et si la section des armatures de répartition était égale à 20 % de la section des armatures principales, les ponts n'auraient satisfaits qu'aux exigences de la classe 2

L'étude du pont biais a mis en évidence une flexion horizontale générale résultant de la différence des poussées des terres. Ainsi des sollicitations permanentes importantes se manifestent dans la dalle, sollicitations dont la grandeur est influencée par les hypothèses faites sur les coefficients de poussée des terres et le coefficient de frottement entre parois et terres. En outre 80 % des sollicitations aux points critiques, situés à l'appui de la dalle sur le piédroit, résulte des charges permanentes. Finalement, le pont ne satisfait qu'à la classe 3 en résistance ultime, lorsque le trafic camions est interdit près du bord libre sur une largeur de 3 mètres et qu'ainsi la voie praticable doit être imposée contre le bord gauche de la voie d'accès à l'autoroute. Rappelons que la classe 3 admet des facteurs de sécurité plus faibles que ceux admis pour les classes 1 et 2.

2.3. Méthode simplifiée.

L'ancienne norme NBN 5 prescrivait des charges identiques dans chaque voie de circulation, ce qui simplifiait l'analyse des ponts-cadre. Dans l'EC-1-3, une voie est nettement plus chargée que les autres voies, ce qui demande une étude de la répartition transversale des charges.

Dans le cadre de cette recherche nous avons développé la méthode décrite ci-dessous qui est applicable aux ponts cadres et aux ponts portiques présentant un biais négligeable. Les facteurs prépondérants sont la coupe transversale du pont à étudier et les positions transversales autorisées pour les charges du trafic. Une modification de la qualité du sol de fondation a une influence secondaire sur les sollicitations produits par le trafic sur le tablier. La méthode simplifiée est basée sur l'étude statique d'un cadre à 2 dimensions en procédant comme suit, lorsque la portée L est comprise entre 5 et 15 m.

- **Données :** - géométrie du cadre : coupe transversale du pont projeté (cadre ou portique), avec une largeur de 3 m.
 - appuis : rotules à la base des piliers
 - charges mobiles prescrites par l'EC pour la voie 1
- **Résultats :** - moments obtenus en kNm/3 m : $-M_{\text{princ 2 D}}$ au milieu de la travée
 $-M_{\text{appui 2 D}}$ appuis
- **Sollicitations du pont :**

- * **Moments sollicitant le pont en travée (en kNm/m).**

$$M_{\text{princ 3 D}} = M_{\text{princ 2 D}}/b_{\text{princ}}$$

où b_{princ} est la largeur résistante sous l'action des charges de la voie 1, donnée ci-dessous en fonction de la position transversale de la voie 1 et de la portée L.

Position de la voie 1	b_{princ} (m)
0,5 m	$3,39 + 0,075 L$
2 m	$3,44 + 0,081 L$
8,5 m	$3,15 + 0,024 L$

Si la voie 1 peut se trouver partout sur le pont, l'auteur du projet choisit la valeur correspondant à 0,5 m.

- * **Moment sollicitant le pont sur appui (en kNm/m)**

$$M_{\text{appui 3 D}} = M_{\text{appui 2 D}}/b_{\text{appui}}$$

où b_{appui} est la largeur résistante sous l'action des charges de la voie 1 donnée ci-dessous, en fonction de la position transversale de la voie 1 et de la portée L.

Position de la voie 1	b_{appui} (m)
0,5 m	$3,42 + 0,09 L$
2 m	$2,27 + 0,24 L$
8,5 m	$2,31 + 0,33$

Si la voie 1 peut se trouver partout sur le pont, l'auteur de projet choisit la valeur correspondant à 0,5 m

- Moment de répartition

Ce moment est égal à une fraction du moment en travée obtenu lorsque la voie l est située à 0,50 m du bord.

$$M_{\text{rep.3 D}} = 0,38 M_{\text{princ 3 D à 0,5 m du bord}}$$

2.4. Conclusions.

L'application des règles prescrites dans l'EC-1-3 et l'EC-2-2 et les projets des DAN a posé des problèmes mineurs qui ont été résolus et qui ont permis de rédiger la version définitive du DAN. Cela concerne notamment la diffusion des charges dans les remblais et les dalles.

Les ponts cadres droits existants satisfont à la classe 1 de la résistance ultime et à la catégorie 1 de la résistance à la fatigue, c'est à dire qu'il satisfont aux exigences les plus sévères. Lorsque la section des armatures de répartition est faible (20 % de la section des armatures principales), les ponts pourraient ne pas satisfaire les exigences de la classe 1. Néanmoins, sur base des résultats des essais réalisés sur des dalles plus minces (§.3.2), on peut considérer que cette réduction de la classe ne se justifie pas. En outre, la méthode simplifiée proposée permet d'effectuer l'étude d'un pont cadre par l'analyse d'un cadre plan, plutôt que l'étude d'une coque tridimensionnelle (§.2.3).

Par contre, l'analyse des ponts biais ne peut pas se faire par une méthode simple, et un modèle par éléments finis à 2 dimensions, type coque, est nécessaire pour connaître les sollicitations. Dans ce cas une définition réaliste des poussées des terres est essentielle.

3. Ponts à poutres multiples.

3.1. Choix des ponts.

Deux ponts supportant le trafic lourd d'une autoroute ont été étudiés.

Le viaduc de Rhisnes (Fig.7-8) comprend 5 poutres préfabriquées en béton précontraint distantes entre axes de 3,40 m, avec des portées de 24 m ou 30 m et comprenant en plus des entretoises sur appuis, une entretoise au milieu des portées. La continuité des poutres a été réalisée sur les appuis. Ce pont a été construit en 1972.

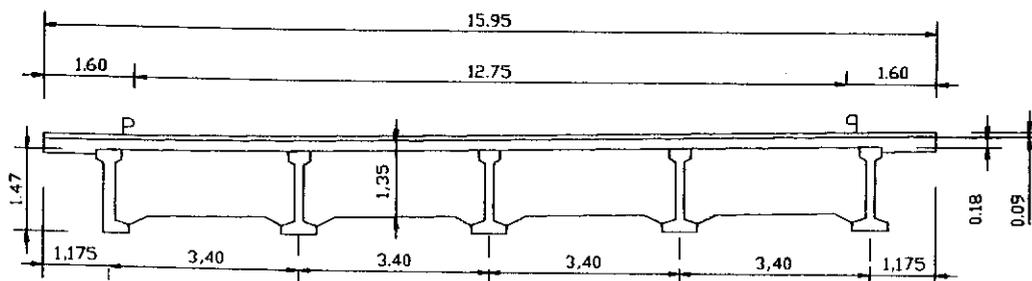


Fig. 7 : Pont de Rhisne – coupe transversale.

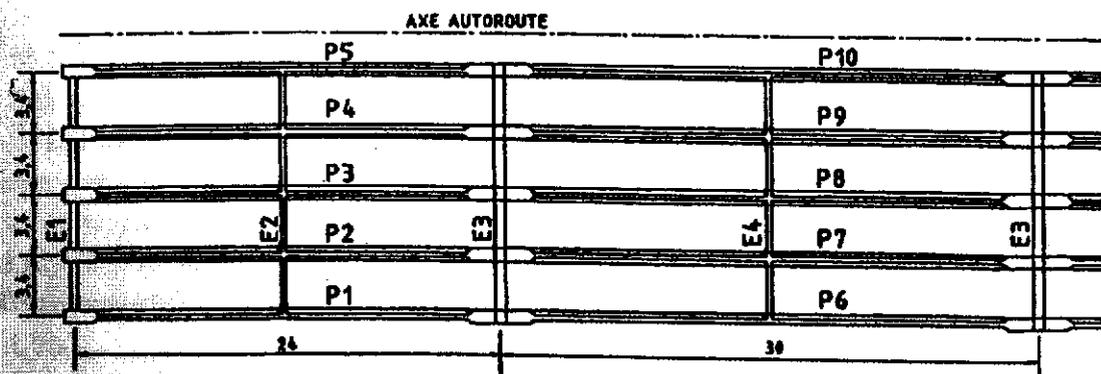


Fig. 8 : Pont de Rhisne – vue en plan.

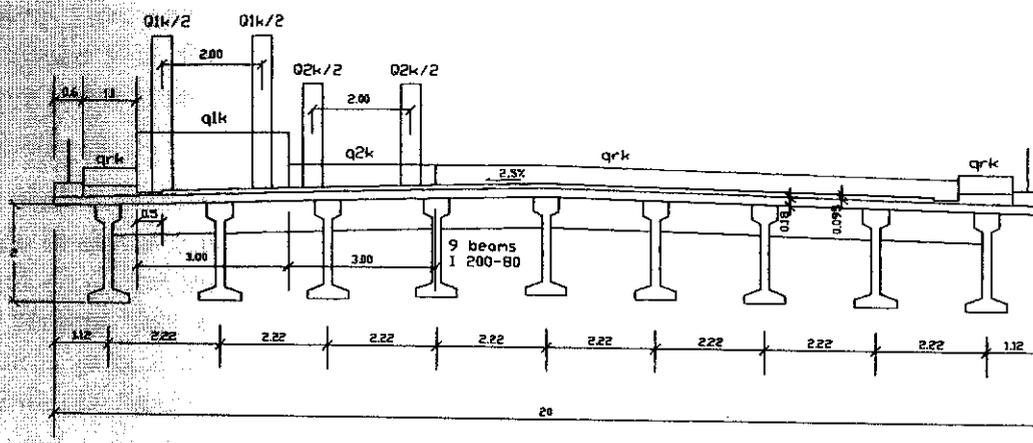


Fig. 9 : Pont de Fosses-la-Ville – coupe transversale.

Le viaduc de Fosses-la-Ville (Fig.9) comprend 9 poutres préfabriquées en béton précontraint, distantes entre axes de 2,22 m, avec des portées de 40,56 m. Ici, il n'y a pas d'entretoise en travée. Etant donné la grande portée, la faible distance entre poutres et l'absence d'entretoise, la répartition des charges du trafic entre les poutres provoque des sollicitations importantes dans la dalle. Ce pont a été construit en 1982.

3.2. Résultats des études de cas.

Pour le viaduc de Rhisnes, les calculs ont montré que les poutres satisfont aux critères de la classe 2 relatifs à la résistance ultime.

Par contre, les entretoises à mi-portée des grandes travées ne satisfont qu'à la classe 3 lorsque le trafic de la voie 1 est canalisé sur la voie, située contre le filet d'eau, alors que pour les entretoises sur appui, la classe 3 est difficilement satisfaite. La faible résistance des entretoises des travées de grandes portées résulte d'une anomalie, car la section des armatures des entretoises de ces travées sont 2 fois plus faibles que la section des armatures des petites portées. On peut se demander s'il n'y a pas eu une erreur lors du dessin des plans.

Les poutres et les entretoises ne posent aucun problème de fatigue : elles satisfont les exigences de la catégorie 1.

Aucune décompression des poutres préfabriquées précontraintes ne se produit sous les charges caractéristiques de la classe 2 et dès lors l'état-limite de service est satisfait.

Le point faible du pont de Rhisnes est constitué par la dalle et en particulier la section très faible des armatures de répartition pour lesquelles il n'est pas possible de satisfaire à la classe 3, même si on faisait intervenir le revêtement asphaltique dans la résistance, la section des armatures est 2 ou 3 fois trop faible.

On peut penser que les détériorations qui ont été observées sur le pont sous les voies lentes ont été accélérées par la faiblesse de ces armatures. Lors des réparations de l'ouvrage, il y a lieu d'être attentif à cette situation et de renforcer substantiellement les armatures de répartition.

On a cherché à réduire les sollicitations de la dalle en déplaçant la voie lente au centre de la deuxième travée. Les calculs réalisés avec des éléments finis 2 D donnent une réduction des sollicitations de 13 % seulement.

Notons que dans le pont, la section des armatures de répartition est particulièrement faible : 2,01 cm²/m, soit 15 % de la section des armatures principales.

La résistance à la fatigue des armatures de répartition est beaucoup trop faible, ce qui s'explique par la section déjà trop faible pour satisfaire le critère de la résistance ultime.

Pour le viaduc de Fosses-la-Ville, la dalle répond aux critères de la résistance à l'état limite ultime de la classe 2 en ce qui concerne les moments de répartition et à ceux de la classe 1 en ce qui concerne les moments de flexion principaux. Dans le cas présent, on a remarqué que la section des armatures de répartition s'élève à environ 25 % de la section des armatures principales, contre 20 % recommandé à l'époque. Cela permet d'atteindre la classe 2 de résistance à l'état limite ultime.

Les armatures principales vérifient la catégorie 1 de résistance à la fatigue, alors que les armatures de répartition ne vérifient pas strictement la catégorie 2 de résistance à la fatigue mais vérifient la catégorie 3.

4. Ponts métalliques.

4.1. Introduction.

Les dispositions des Eurocodes EC 1-3 et EC 3-2 ont été appliquées sur deux ponts routiers existants, dont le projet fut basé sur des normes nationales antérieures. Le but de cette vérification était double :

- Examiner si l'application des nouvelles prescriptions conduit à la conclusion que ces constructions ou certains de leurs éléments présentent une insuffisance de résistance ou de sécurité à la fatigue.
- Vérifier si les éléments régulièrement utilisés dans ce genre de structures devraient être inspectés de façon plus fréquente, ou si l'utilisation de ces éléments est à éviter dans les constructions futures.

En complément, un pont rails fut examiné, mais en supposant qu'il s'agisse d'un pont routier sans revêtement, ceci dans le but de vérifier si la présence de ce revêtement a une influence notoire.

4.2. Pont mobile de Gent poort

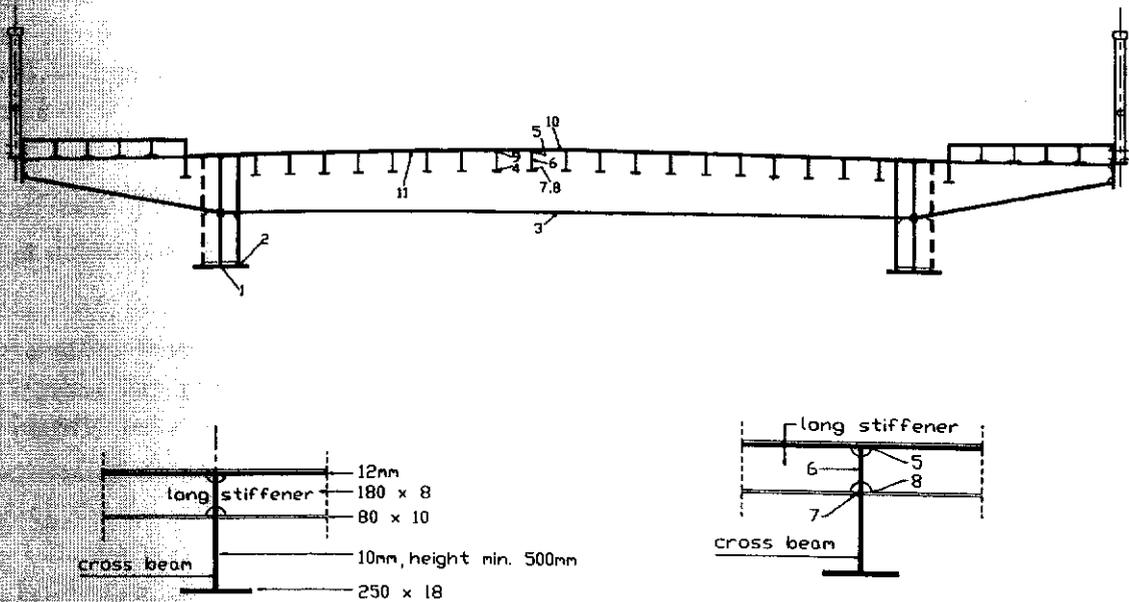


Fig. 10 : Pont de Gent poort – coupe transversale et détails.

Le premier pont est celui de la 'Gentpoort' (Fig. 10). Il s'agit d'un petit pont mobile, ayant une portée de 16,15 m, situé à Bruges et construit en 1977. Le tablier de ce pont comprend deux poutres maîtresses latérales ainsi qu'un nombre élevé de raidisseurs longitudinaux de section \perp . Ces raidisseurs sont interrompus au droit des raidisseurs transversaux (distants entraxes de 1,9 m) et ils sont assemblés par des soudures d'angle de 5mm. Il est important de remarquer que la dalle orthotrope est revêtue d'une couche mince de 7mm d'épaisseur. Par conséquent il n'existe pas de diffusion des charges concentrées.

Les calculs à l'Etat Limite Ultime (ELU) ainsi que ceux de la résistance à la fatigue ont été effectués à l'aide d'un programme de grillage de poutre simple, d'une part et à l'aide d'un programme d'éléments finis, d'autre part. L'ELU démontre qu'il n'existe aucun problème de résistance de la superstructure. Une contrainte-maximale de 297 MPa est trouvée au moyen du modèle LM 1, dans la semelle inférieure de la poutre maîtresse à proximité de la section centrale de la portée. En conclusion, l'application de l'EC 1-3 ne conduit pas à des résultats nettement supérieurs à ceux obtenus par les normes nationales antérieures. Cette conclusion reste valable pour les contraintes locales dans la dalle orthotrope, même si les charges concentrées ne sont pas diffusées, ceci grâce à la faible distance entre les raidisseurs longitudinaux.

La résistance à la fatigue fut examinée ensuite. Les détails de fatigue contrôlés, 11 au total, ne sont pas tous catalogués dans l'EC 3-2. Des valeurs représentatives ont été recherchés dans la littérature.

L'application du modèle FLM 1 donne une variation de contrainte $\Delta\sigma_{FLM1}$ à comparer à la limite d'endurance $\Delta\sigma_D$ correspondant à $5 \cdot 10^6$ cycles d'amplitude constante. La valeur calculée dépasse le critère de $\Delta\sigma_D/\gamma_{Mf}$ avec $\gamma_{Mf} = 1,15$ pour 8 points. La valeur de 1,15 peut être discutée. L'application du FLM 2 nécessite une vérification semblable au moyen des schémas de 5 véhicules. Le véhicule ayant l'effet le plus défavorable est à chercher. Le modèle FLM 2 est plus favorable pour les dalles orthotropes, puisque le nombre de détails critiques est réduit à 4.

Conformément à l'EC 1-3 la durée de vie du tablier est limitée pour ces 4 détails et il y a lieu de la déterminer au moyen des modèles FLM 3 et FLM 4.

La construction étant relativement courte et comprenant une dalle orthotrope, le modèle FLM 4 devrait être plus précis que le modèle FLM 3. Ceci est confirmé par les calculs, FLM 3 étant justifié pour un détail seulement, les trois autres étant déterminés par le modèle FLM 4. L'application du modèle FLM 3 montre que la durée de vie est inférieure à 100 ans pour toute catégorie du trafic, dû précisément aux mêmes détails que ceux trouvés au moyen du FLM 1. Les résultats du modèle FLM 4 sont en relation avec ceux du modèle FLM 2. Même pour la faible catégorie routière 3 la durée de vie est très limitée, les variations de contrainte étant élevées dans la partie inférieure des raidisseurs longitudinaux, sur les entretoises (point 7).

La vérification du trafic réel sur le pont, compté à 60 camions de type léger par jour, s'imposait. Au moyen de cette donnée, la durée de vie peut être chiffrée à 117,5 ans.

4.3. Pont de Vilvoorde.

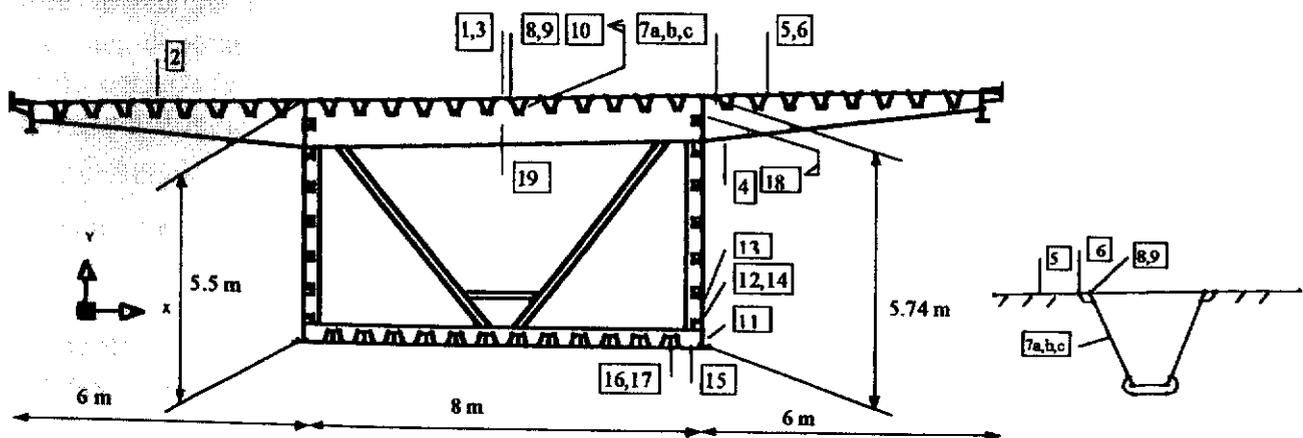


Fig. 11 : Pont de Vilvoorde : coupe transversale et détails.

Le viaduc de Vilvoorde (Fig. 11) a été choisi comme second pont à vérifier. Il s'agit d'une poutre caisson double avec dalle orthotrope, construit en 1976 pour l'autoroute de ceinture de Bruxelles, subissant des charges de trafic lourdes. Le viaduc est composé de 7 portées

continues de longueur 126, 146, 90, 141, 161, 93 et 130 m. De plus le viaduc est situé en courbe avec un rayon de 700 m. La section transversale est un caisson double, muni d'entretoises de section \perp distants entraxes de 3,94 m ainsi que de raidisseurs longitudinaux fermés en forme de trapèze et continus. Les entretoises ont une partie en encorbellement, la voie lente se trouvera dans cette partie seulement lorsque l'on envisagera d'augmenter le nombre actuel des voies de circulation (3).

La dalle de pont est revêtue d'une couche d'usure de 12 cm d'épaisseur, grâce à laquelle il existe une diffusion des charges concentrées de roues. Les raidisseurs fermés ont une épaisseur de 6 à 8 mm et sont continus au travers des tôles d'âme des raidisseurs transversaux, moyennant une découpe (cope hole) de faible dimension avec des petits rayons. La dalle elle-même a une épaisseur variant de 12 à 18 mm, à proximité des appuis. L'épaisseur de la tôle inférieure varie de 10 à 48 mm. A l'intérieur du caisson se trouvent des contreventements en profils laminés, empêchant le déversement de la section.

Afin de trouver les sections les plus critiques et d'estimer l'effet de la courbure du pont, les premiers calculs ont été effectués au moyen d'un modèle de grillage de poutres. Ensuite, un tronçon du pont fut modélisé en éléments finis, auxquels on applique les éléments de réduction trouvés au moyen du premier modèle, ainsi que les charges extérieures agissant sur ce tronçon. Les contraintes ont été déterminées au moyen de surfaces d'influence, obtenues par le programme d'éléments finis. Le modèle éléments finis a été choisi suffisamment fin afin de trouver les concentrations de contrainte réelles. Le chargement des surfaces d'influence diminue dans une certaine mesure l'effet des concentrations de contrainte.

Des contraintes relativement faibles ont été trouvées dans l'ELU pour les éléments les plus importants. Les contraintes maximales sont de 257 MPa au droit de l'assemblage de la semelle inférieure du caisson et des diaphragmes. Les contraintes dues à la charge permanente dépassent de 50% les contraintes totales. Les conclusions sont identiques à celles du pont de Gentpoort. Dans le cas présent il n'existe pas de fortes contraintes dans la dalle, vu la diffusion des charges concentrées.

La résistance à la fatigue fut examinée ensuite. Dans cette construction 21 détails de fatigue ont été examinés, certains de ces détails ne pouvant être classifiés suivant EC 3-2. C'est le cas notamment pour les bords des découpes des âmes des entretoises. Des données expérimentales étant disponibles pour certains détails, des catégories de fatigue plus favorables pouvaient être adoptées. Il s'agit plus particulièrement des soudures entre les raidisseurs trapézoïdaux et la tôle supérieure. De plus il était parfois difficile de retrouver les détails d'exécution des soudures : avec ou sans support à l'arrière et avec ou sans préparation et reprise à l'envers.

L'application des modèles FLM 1 et 2 a permis de situer immédiatement les détails les plus critiques. Le modèle FLM 1 est d'application aux éléments plus longs, dont la distance entre points zéro dans les lignes d'influence est au moins deux fois la distance entre les entretoises du caisson. Le modèle FLM 2 s'applique aux autres détails.

Un endommagement de fatigue est à craindre pour les soudures d'angle reliant l'entretoise à l'âme du caisson, puisque ce détail ne satisfait pas au critère $\Delta\sigma_D / \gamma_{MF}$. Une telle variation de contrainte est obtenue lorsqu'on place la voie lente dans la partie du pont en encorbellement, ce qui ne correspond pas à la réalité actuelle, mais est un cas de figure à considérer suivant l'EC 1-3. Pour tout autre détail de fatigue, l'ouvrage répond aux conditions de la classe routière européenne.

Un seul détail de fatigue devait être contrôlé au moyen du modèle FLM 3. Toutefois, les modèles FLM 3 et 4 ont été appliqués à tous les autres détails. Le premier modèle s'applique aux éléments ayant une longueur d'influence élevée, le second étant valable pour les pièces courtes. Les résultats démontrent que l'ouvrage possède une durée de vie supérieure à 100 ans pour la catégorie routière européenne, ceci pour tous ses détails. La durée de vie fut déterminée au moyen de la méthode de l'EC 1-3, la procédure de l'EC 3-2 n'étant pas suffisamment cohérente et estimant la durée de vie à moins de 100 ans. La dernière méthode ne s'avère donc pas applicable pour une estimation fiable.

4.4. Conclusion.

Les calculs effectués pour ces deux ouvrages montrent que :

- L'état limite ultime ne donne pas de doute sur l'efficacité des calculs des ouvrages au moyen des codes nationaux antérieurs.
- Les contraintes dans les tôles des dalles sont relativement faibles, à condition que la distance entre raidisseurs soit suffisamment faible et/ou que le revêtement routier garantisse une diffusion efficace des charges concentrées.
- La résistance à la fatigue est limitée surtout par les soudures transversales dans tous les types de raidisseurs longitudinaux.
- Les raidisseurs longitudinaux courts, interrompus au droit des raidisseurs transversaux, sont à inspecter de façon régulière et donnent lieu à des limitations du trafic routier sur les tabliers de pont.
- Les découpes pour éviter les effets tri axiaux des soudures au droit du passage des raidisseurs au travers des tôles d'âme sont défavorables à la résistance à la fatigue.
- La résistance à la fatigue de l'âme de l'entretoise au droit de la découpe permettant le passage des raidisseurs longitudinaux ne peut être estimée correctement.
- Les semelles de raidisseurs verticaux des poutres introduisent une diminution de la résistance à la fatigue, lorsqu'ils sont soudés sur la semelle de l'élément raidi.

5. Recherche expérimentale sur les dalles en béton armé

5.1 Introduction

Les études de cas ont montré que la résistance des dalles en béton armé des ponts-routes existant ne satisfont pas toujours les exigences des prescriptions des Eurocodes, les armatures de répartition constituant les points faibles, alors que l'analyse des sollicitations a fait appel à un programme utilisant les éléments finis à 2 dimensions (§.3.2). Néanmoins les observations sur place ne montrent pas, de façon évidente, une détérioration des dalles résultant d'une armature de répartition trop faible.

L'objet des essais était d'éclaircir cette contradiction et notamment de savoir dans quelle mesure le revêtement asphaltique peut contribuer au renforcement des dalles, compte tenu des exigences de résistance ultime et surtout des sollicitations répétées des charges du trafic, c'est-à-dire de la résistance à la fatigue.

Pour connaître la contribution du revêtement asphaltique, on a réalisé des essais de fatigue en flexion sur 7 "petites" dalles de 1 m de largeur et 3,60 m de portée, où une charge linéique est appliquée à mi-portée.

Pour connaître l'effet d'une charge ponctuelle, constituée par une roue, un essai a été réalisé sur une "grande" dalle hyperstatique, de 3,00 m de largeur, continue sur 2 travées respectivement de 3,60 m et de 1,00 m de portée. Cette dalle a été dimensionnée pour être sollicitée par les mêmes moments de flexion qu'une dalle d'un pont de référence (Fig. 14).

5.2 Analyse des résultats des essais de flexion sur petites dalles.

Les dalles en béton armé qui ont été testées ont une largeur de 1,00 m, une portée de 3,60 m, une épaisseur de 18 cm, et la section des armatures principales est constituée par 10 barres de 14 mm de diamètre. Elles ont été testées, soit sans revêtement, soit avec un revêtement, et à plusieurs températures, comme cela apparaît dans le tableau suivant.

Numéro de la dalle	Revêtement	Température (°C)
1	sans	20
2	A	20
3	B	20
4	B	40
5	B	-5
6	B	10
1 bis	B enlevé	20

La dalle 1 n'a pas reçu de revêtement, pour servir de témoin.

Le revêtement A comprend une étanchéité en asphalte coulé de 15 mm, une couche de protection de 30 mm et un revêtement asphaltique de 60 mm.

Le revêtement B comprend une membrane d'étanchéité de 4 mm, une couche de protection de 30 mm et un revêtement asphaltique de 60 mm.

La dalle 1 bis a été testée après avoir enlevé le revêtement asphaltique B.

Les détails relatifs au ferrailage, au revêtement, aux matériaux et aux résultats, sont donnés dans les rapports du Laboratoire Magnel du 25/3/99 et du 1/9/99.

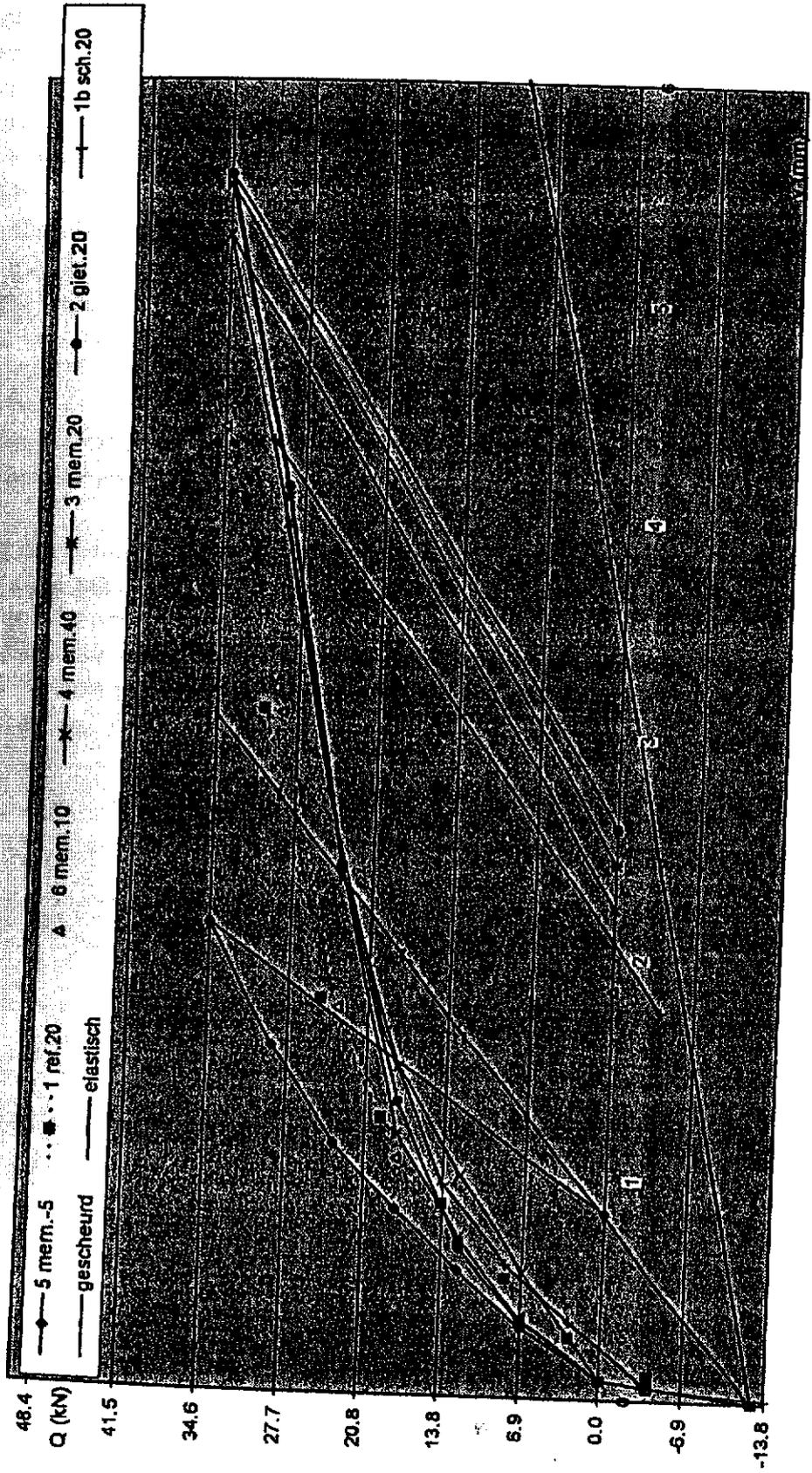


Fig. 12 : Flèche en fonction de la charge équivalente

La figure 12 donne la flèche mesurée lors de la première mise en charge pour chaque dalle. Les origines des axes ont été corrigés pour tenir compte du poids propre du revêtement asphaltique. On constate que les déformations des dalles 2, 3, 4 et 1 bis sont très proches. La dalle de référence 1 présentait une raideur supérieure, ce qui est surprenant et nous a conduit à effectuer un essai sur la dalle 1 bis, pour voir l'influence du processus de pose du revêtement. La raideur plus grande de la dalle 1 est due à une fissuration moins importante (charge totale plus faible, absence des sollicitations incontrôlables dues à la pose du revêtement) et au fait que la dalle a été conservée à l'intérieur du laboratoire. La dalle 6, testée à 10°C , présente une raideur plus proche de la dalle 1 que des dalles 2, 3, 4 et 1 bis

Finalement, seule la dalle n°5, testée à -5°C , présente indubitablement une raideur supérieure aux autres dalles.

On a également reporté sur la figure les droites relatives à la raideur théorique d'une dalle non fissurée et d'une dalle fissurée. On voit que pour des températures supérieures à 10°C , la collaboration du revêtement asphaltique dans la raideur est négligeable, et que la fissuration est pleinement développée à partir de 20 kN.

Par contre à -5°C , il y a une augmentation significative de la raideur. La figure 13 donne les déformations mesurées sur les chants des dalles lors du premier chargement à 34,6 kN et ultérieurement lors du chargement à 80 kN. Les différences entre les raccourcissements mesurés à 32 mm de la face supérieure du béton et les allongements mesurés à 20 mm au-dessus de la face inférieure du revêtement montrent qu'il y a un glissement à l'interface. Sans ce phénomène, la raideur de la dalle aurait encore été plus élevée.

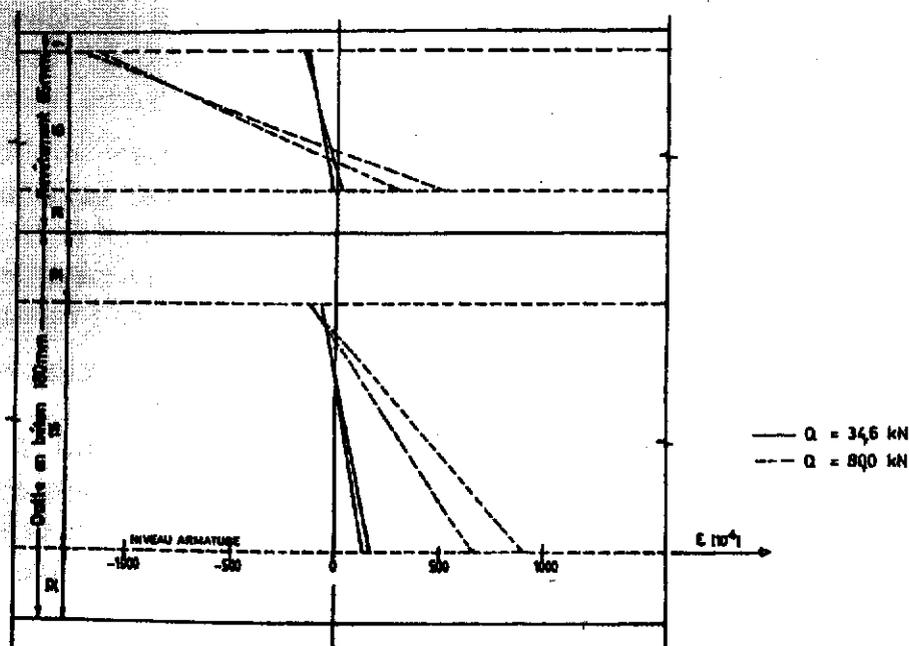


Fig. 13 : Dalle 5 (-5°C) – Déformations mesurées sur les côtés A et B. Le tableau ci-dessous donne le résumé de l'analyse des essais de fatigue :

$\Delta Q/Q_{serv}$
 $\Delta\sigma_s$

sont les amplitudes des charges appliquées successivement en fatigue, la dernière valeur ayant conduit à la rupture des armatures ; est l'étendue de contrainte calculée élastiquement, sans prendre en compte le revêtement asphaltique ;

$N_{EC} = \left(\frac{195}{\Delta\sigma_s} \right)^m \cdot 10^6$ est le nombre de cycles admis par l'Eurocode 2-2, en fonction de l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_s$; 195 est la résistance sous 10^6 cycles ; $m = 5$ pour $\Delta\sigma_s > 195$ et $m = 9$ pour $\Delta\sigma_s < 195$.

 N
 $k_N = \Sigma N/N_{EC}$

est le nombre de cycles appliqués.

représente la somme des dommages partiels et caractérise la durée de vie : théoriquement la rupture devrait correspondre à $\Sigma N/N_{EC} = 1$.

 $k_F = (\Sigma N/N_{EC})^{1/5}$

représente le rapport entre la contrainte de rupture en fatigue obtenue lors de l'essais et la résistance définie par l'Eurocode.

Dalle n°			1		1 bis		2		3		5		6	
$\Delta Q/Q_{serv}$	$\Delta\sigma_s$ N/mm ²	N_{EC} (10 ⁶)	N (10 ⁶)	$\frac{N}{N_{EC}}$										
1 - 0,2	121,3	71,71	2	0,028	2,017	0,028	2,017	0,028	2	0,028	2	2,028	2	0,028
1,2 - 0,2	151,6	9,64	0,35	0,036	0,346	0,036	-	-	-	-	-	-	-	-
1,4 - 0,2	181,9	1,87	0,35	0,187	1,054	0,564	-	-	-	-	-	-	-	-
1,6 - 0,2	212,2	0,655	2,248	3,432	1,557	2,377	1,133	1,738	0,837	1,278	2,717	4,151	1,418	2,163
2,3 - 0,2	318,2	0,0864	-	-	-	-	-	-	-	-	0,479	5,702	-	-
$k_N = \Sigma N/N_{EC}$				3,683		2,941		1,758		1,306		9,881		2,183
$k_F = (\Sigma N/N_{EC})^{1/5}$				1,30		1,241		1,12		1,05		1,58		1,17

Les résultats de la dalle 4, testée à 40°C, n'ont pas été repris dans le tableau, parce qu'il n'y a pas été possible d'obtenir la rupture des armatures à la suite du fluage du revêtement asphaltique.

Le tableau montre que la plus grande étendue de contrainte fournit la partie prépondérante dans le calcul du dommage total.

Si le facteur k_N montre une large fluctuation des durées de vie, le facteur k_F , qui montre des fluctuations en relation avec le niveau des contraintes appliquées, permet de tirer les conclusions suivantes :

1° Les dalles 1 et 1 bis ont donné lieu à une meilleure résistance que les dalles 2, 3 et 6, les rapports entre les contraintes étant compris entre 1,06 (dalle 1 bis/dalle 6) et 1,24 (dalle 1/dalle 3). Ce phénomène ne semble pas, a priori, posséder de base théorique, mais pourrait s'expliquer par le caractère aléatoire bien connu de la résistance à la fatigue des barres, de leur section et de leur position. Notons cependant que la dalle 6, testée à 10°C, présente une résistance légèrement supérieure aux dalles 2 et 3 testées à 20°C.

2° La résistance à la fatigue de la dalle 5, testée à -5°C, est nettement supérieure aux autres dalles, les rapports entre les contraintes étant compris entre 1,35 (dalle 5/dalle 6) et 1,50 (dalle 5/dalle 3).

Ce phénomène est en relation avec la meilleure raideur de la dalle 5 résultant de la collaboration partielle du revêtement (Fig. 12).

Après avoir effectué les essais sur les petites dalles, on a prélevé des échantillons dans le revêtement asphaltique pour connaître le module de Young. Celui-ci est influencé par la température, la vitesse de mise en charge et le niveau de contrainte. Ainsi, le rapport entre les modules de déformation du béton et de l'asphalte atteint les valeurs suivantes :

température	20° C	10° C	- 5° C
1 : mise en charge lente – prisme	110	20	11
2 : mise en charge lente à 0,005Hz – PRADO	33	/	2,2
3 : mise en charge rapide à 4Hz – PRADO	2,7	1,7	1,1

Les valeurs 1 ont été obtenues par un essai de compression effectué sur un prisme. Les valeurs 2 et 3 ont été déterminées sur la base de la méthode développée au Centre de Recherche Routière par L. FRANKEN, où les paramètres ont été mesurés sur le revêtement mis en œuvre.

Théoriquement, les caractéristiques mécaniques du revêtement asphaltique devraient donner une augmentation significative de la raideur de la dalle. Les essais ont cependant montré que le glissement à l'interface réduit sensiblement ce bénéfice.

En conclusion, en Belgique, il n'est pas possible de compter sur la collaboration du revêtement asphaltique pour augmenter la résistance des dalles des ponts, d'abord parce que la résistance ultime doit être vérifiée à des températures supérieures à 20°C et ensuite parce qu'une température inférieure à -5°C se présente durant un laps de temps négligeable par rapport à la durée de vie des ponts (et davantage la nuit), et son effet est donc négligeable sur la résistance à la fatigue des ponts.

5.3 Analyse des résultats des essais de flexion de la grande dalle.

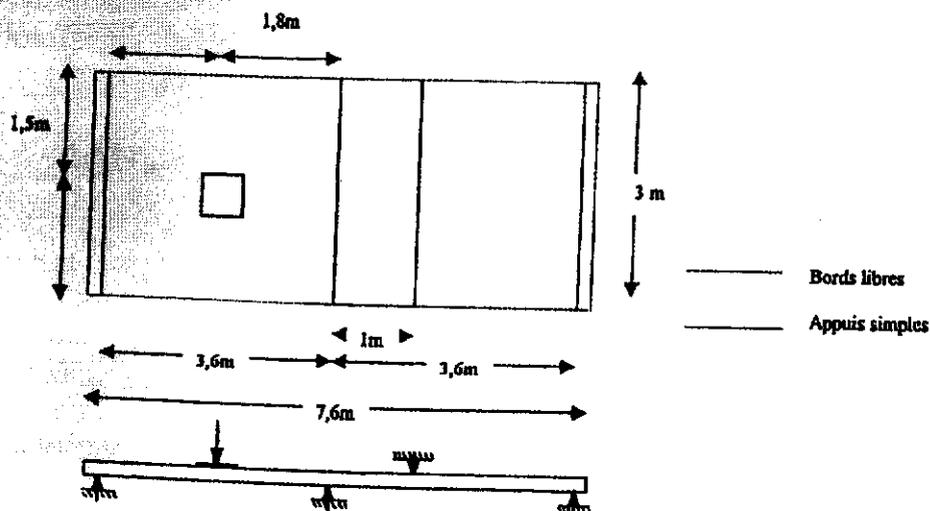


Fig. 14 : Grande dalle testée.

La dimension de la dalle testée a été déterminée pour que, sous la charge ponctuelle d'une roue, le moment de flexion principal en travée, le moment de répartition sous la

charge et le moment sur appui soient identiques aux valeurs qui se produisent dans le pont de référence. La section des armatures disposées dans la dalle correspond aux valeurs habituellement mises en œuvre dans les ponts, soit : 10 barres de 14 mm de diamètre par mètre en armatures principales inférieure et supérieure et 5 barres de 10 mm de diamètre par mètre en armatures de répartition.

Les calculs des sollicitations effectués à l'aide d'un programme de calcul par éléments finis, élastiques, linéaires et isotropes à 2 dimensions donnaient dans les armatures de répartition des contraintes supérieures ou double des contraintes des armatures principales. L'essai de fatigue devait donc provoquer d'abord la rupture des armatures de répartition. Or, après $2 \cdot 10^6$ cycles sous une charge oscillant entre 0,2 et 1 fois la charge de service, plus $2,543 \cdot 10^6$ cycles sous une charge oscillant entre 0,2 et 1,6 fois la charge de service, aucune rupture de fatigue n'a été observée. La rupture des armatures principales, et non des armatures de répartition, a eu lieu après 496.000 nouveaux cycles sous une charge oscillant entre 0,2 et 2,3 fois la charge de service. En appliquant la règle des dommages cumulés, on peut estimer que cette rupture serait survenue après environ $200 \cdot 10^6$ cycles correspondant à la charge de service.

Si la rupture n'est pas survenue dans les armatures de répartition, c'est parce que le moment de répartition maximum réel est inférieur au moment calculé.

D'autre part, suivant le modèle de calcul, le rapport entre les moments principaux sous la charge et au bord de la dalle valent 1,7, alors que les rapports entre les déformations mesurées sous la charge et aux bords valent 1,22 et 1,30. Comme l'intégrale des moments principaux sur toute la section transversale de la dalle testée est fixe, il faut conclure que la valeur maximale du moment principal réel est inférieure à la valeur calculée. Si on admet une répartition parabolique du moment principal sur la largeur de la dalle, sur la base des essais la valeur maximale vaut $M_{\max} = 1,065M_{\text{moy}}$. L'intégrale du moment principal sous la charge de service de 112 kNm valant 66,7 kNm, on a comme valeur moyenne, 22,23 kNm/m, et comme valeur maximale 23,68 kNm/m.

Sur la base des contraintes évaluées à partir des résultats des essais, on a déterminé les dommages partiels, comme cela a été fait pour les petites dalles (§5.2).

$\Delta Q/Q_{\text{moy}}$	$\Delta \sigma_s$ N/mm ²	N_{EC} (10 ⁶)	N (10 ⁶)	$\frac{N}{N_{EC}}$
1 - 0,2	92,2	848	2	0,002
1,6 - 0,2	161,3	5,51	2,543	0,468
2,3 - 0,2	242,0	0,34	0,496	1,460
$k_N = \sum N/N_{EC} =$				1,930
$k_F = (k_N)^{1/5} =$				1,14

La valeur $k_F = 1,14$ est très proche des valeurs obtenues précédemment pour les dalles 2, 3 et 6 (voir §5.2).

En conclusion cet essai a confirmé le rôle négligeable joué par le revêtement asphaltique dans la résistance des dalles. Néanmoins, il a mis en évidence un autre phénomène qui provoque une réduction des pointes des moments de flexion (principal et de répartition), moments qui étaient manifestement surévalués dans l'analyse des dalles par une méthode aux éléments finis, élastiques, linéaires et isotropes à 2 dimensions. Ceci explique à

posteriori la bonne durabilité des dalles des ponts existants. Par ailleurs, ce phénomène ne peut s'expliquer par la flexion orthotrope de la dalle, qui elle provoquerait une réduction du moment de répartition mais aussi une augmentation du moment maximum principal, avec augmentation concomitante du rapport M_{max}/M_{bord} au delà de la valeur calculée (1,7), ce qui n'est pas le cas.

5.4. Conclusions.

Les essais avaient pour but d'éclaircir la contradiction suivante :

- d'une part, l'observation des ponts existants, qui ne montrent pas de rupture par fatigue des armatures de répartition,
- d'autre part, les analyses des ponts sous l'action des charges réelles, par des méthodes de calcul faisant appel à des éléments finis, élastiques, linéaires et isotropes à deux dimensions, qui ont donné des niveaux de contraintes très élevés dans les armatures de répartition, à tel point que leur durée de vie serait insignifiante.

Les essais ont permis de tirer trois conclusions importantes :

- 1° Si on transpose les résultats des essais sur un pont réel, on constate que la **durée de vie des armatures serait suffisante** pour satisfaire les exigences les plus sévères de la catégorie 1, où 2 millions de camions sont admis en un an dans la voie lente, avec des charges locales plus élevées que celles qui avaient été considérées, conformément aux anciennes normes.
- 2° Le bon comportement des ouvrages **n'est pas dû à la collaboration du revêtement asphaltique à la résistance des dalles en béton armé**, dont l'effet est négligeable pour des températures supérieures à 10°C. Uniquement pour une température de -5°C, on a pu voir une réduction significative des contraintes dans les armatures, de l'ordre de 30 à 50 %. Compte tenu du laps de temps durant lequel on rencontre des températures aussi basses en Belgique, souvent avec un trafic réduit, l'effet est négligeable sur la durée de vie normale d'un pont.
- 3° Le bon comportement ne peut être mis en évidence par l'analyse par éléments finis, élastiques, linéaires et isotropes à 2 dimensions, de la résistance des armatures des dalles, analyse qui donne des résultats beaucoup trop défavorables. Même le calcul en dalle orthotrope n'explique pas ce comportement. Une explication plausible est à rechercher dans les effets de coque, autrement dit par la création de bielles distribuées en forme de cône sous la charge.

Pour éliminer toutes les appréhensions relatives à la stabilité et à la durabilité des dalles de ponts, il y aurait lieu de confirmer la troisième conclusion en réalisant des analyses des dalles par des éléments finis à 3 dimensions et en vérifiant les résultats par des essais de fatigue sur des dalles de portées réelles, où la largeur est suffisante pour éliminer les effets des bords, et en introduisant l'influence du déplacement des charges de roue qui peut perturber le comportement des dalles en béton armé.

6. Conclusions

L'objectif de la recherche était de connaître le comportement des ponts existants en Belgique sous l'action du trafic réel.

Les charges qui ont été retenues sont celles définies dans le Document d'Application Nationale de l'Eurocode 1-3 – Action sur les ponts – où les modèles de charges sont représentatifs des poids des camions circulant aujourd'hui sur les routes belges. Pour l'évaluation de la durée de vie on a parfois pu tenir compte d'informations disponibles sur le volume réel du trafic qui a sollicité les ponts.

La vérification de la résistance ultime des ponts et l'évaluation de leur durée de vie sous les actions répétées du trafic ont été faits sur la base des projets des Documents d'Application Nationale de l'Eurocode 2-2 Ponts en béton et de l'Eurocode 3-2 Ponts en acier.

Les études de cas ont montré que la résistance ultime (ULS) pose peu de problèmes dans les ponts cadres, les ponts à poutres multiples et les ponts métalliques avec dalle orthotrope, et la résistance à la fatigue concerne certains détails bien identifiés des dalles orthotropes.

Les ponts cadres droits ne posent pas de problème lorsqu'ils ont été calculés suivant les anciennes règles en vigueur : ils satisfont au classement le plus sévère prévu par le DAN de l'ENV 1991-3.

Une méthode simplifiée de calcul a été proposée pour tenir compte des charges différentes à appliquer par voie de circulation, telles que prévues dans l'ENV 1991-3.

Dans les ponts cadres présentant un biais important, l'étude a mis en évidence des sollicitations importantes résultant de la poussée dissymétrique des terres.

Les poutres en béton précontraint et les entretoises des ponts à poutres multiples satisfont en général les exigences de la classe 2 en résistance ultime, classe qui admet une réduction de 20% des charges prescrites par l'Eurocode. Les calculs ont mis en évidence un problème de résistance ultime et de durée de vie des armatures de répartition des dalles de ces ponts, surtout lorsque leur section est inférieure à 25% de la section des armatures principales.

L'absence de désordre dans les dalles des ponts résultant de l'insuffisance des armatures de répartition indiquerait que les calculs réalisés par éléments finis ne seraient pas représentatifs du comportement des dalles sous les actions directes des roues du trafic. Les essais réalisés en laboratoire ont montré que la collaboration du revêtement asphaltique ne peut être admis, parce que son efficacité n'a été démontrée que pour des températures de l'ordre de -5°C . Par contre, l'essai de fatigue sur la grande dalle (§5.3) a montré que les sollicitations réelles maximales des armatures principales et des armatures de répartition qui se produisent au droit des charges ponctuelles sont nettement inférieures aux valeurs calculées par éléments finis, élastiques, linéaires, isotropes à 2 dimensions. Finalement, la résistance réelle des dalles des ponts en service est satisfaisante malgré la prise en compte pour le dimensionnement de charges nettement inférieures aux charges réelles. Cette conclusion est prouvée par le bon comportement des ponts en service et par les essais, alors qu'une justification théorique fiable n'a pas encore pu être proposée.

L'analyse par éléments finis des ponts métalliques, a montré que leur résistance ultime satisfait aussi à la classe 1, la plus sévère, alors la résistance à la fatigue n'est pas illimitée pour certains détails où les sollicitations prépondérantes résultent des charges du trafic routier. Si les détails les plus sensibles aux charges répétées étaient connus à priori, cette étude a permis de chiffrer leur durée de vie. En effet, les nouvelles normes Européennes permettent aujourd'hui d'évaluer la durée de vie des ponts, ce qui n'était pas le cas avec les anciennes normes belges. Si la durée de vie des joints soudés du petit pont mobile est satisfaisante, c'est parce que la densité du trafic y est très faible. Par contre, une bonne conception du point de vue fatigue, des détails et de leur exécution, donne des durées de vie acceptables du grand pont en caisson avec raidisseurs longitudinaux trapézoïdaux extérieurs à travers les coupes spécialement aménagées dans les âmes des entretoises, alors que le trafic y est très lourd et très intense.

Pour terminer, cette recherche a permis de finaliser les Documents d'Application Nationale des Eurocodes à utiliser dans le calcul des ponts et à montrer leur applicabilité.