

Ponts-et-Chaussées | SNCF
Sidérurgie | Construction Métallique

BULLETIN PONTS MÉTALLIQUES

N° 10



1984

Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier
5 bis rue de Madrid 75379 PARIS CEDEX 08
Tél. 522.83.00 - Telex : 650 392 SISYNDI PARIS

Association régie par la loi du 1er juillet 1901

Ponts-et-Chaussées | SNCF
Sidérurgie | Construction Métallique

BULLETIN
PONTS MÉTALLIQUES

N° 10

Sommaire

- 3. **Avant propos**
par Monsieur J. RORET
- 5 **Boulons à serrage contrôlé**
par Messieurs J.P. GOURMELON et J. JACQUET
- 11 **Tôles fortes à épaisseur variable**
par Monsieur C. RUNNER, suivi de
- 14 **Une application des tôles fortes à épaisseur variable**
Le pont de Joigny-sur-Meuse
par Monsieur J. BERTHELLEMY
- 17 **La résistance à la fatigue des assemblages soudés à l'arc en acier**
de construction métallique
par Monsieur G. MURRY
- 23 **La protection anti-corrosion des ouvrages métalliques**
Évolution technique et réglementaire
par Monsieur D. ANDRÉ
- 31 **La protection anti-corrosion des ponts métalliques à la SNCF**
par Monsieur M. JERRAM
- 37 **Enquête de l'Otua concernant la protection contre la corrosion**
des ouvrages maritimes et portuaires
par Monsieur R. JOLLIOT
- 47 **Réparation et renforcement par soudure d'ouvrages d'art en fer puddlé**
par Monsieur J.P. PERSY
- 65 **Surfaçage des tôles de platelage**
par Monsieur P. MEHUE
- 71 **Revêtements épais de chaussées sur platelages métalliques.**
Où en est-on après 10 ans ?
par Mesdames A.M. AJOUR, G. BICHERON et Monsieur G. HAMEAU
- 77 **Passage supérieur ou inférieur à poutrelles ajourées**
et précontraint transversalement
par Messieurs H. GRELU et JEHAN
- 87 **Pont mixte courbe et biais**
Franchissement par le CD 39 du canal de Roanne à Digouin
par Monsieur A. DEMARE
- 97 **Reconstruction du viaduc de Fourmies**
par Monsieur M. CHOQUET
- 105 **L'autopont de Guizah**
par Monsieur J. COMPAGNION
- 111 **Liste des ouvrages d'art métalliques terminés en 1982**

Avant-propos

par J. RORET

Premier vice-Président du
Syndicat de la Construction Métallique de France

Au moment où s'édite le n° 10 de cette revue des « Ponts métalliques » français, je crois utile de faire un retour en arrière et d'évoquer les grandes réalisations des constructeurs métalliques de France.

Je ne remonterai pas au siècle dernier marqué par les magnifiques ouvrages d'Eiffel, de Daydé, de Ponts & Travaux en Fer, de Baudet-Donon & Roussel. Je ne parlerai que pour mémoire des ponts de Saint-Cloud et de Neuilly conçus juste avant la guerre de 1939-1945.

Je voudrais m'attarder sur les réalisations de l'après-guerre.

Dans le monde entier, on émettait des doutes sur la soudure, en particulier au chantier et on avait, à la suite des difficultés des ponts sur le canal Albert, en Belgique, proscrit l'utilisation de l'acier 54 M en solution soudée.

1951 voit la construction du Pont Corneille, à Rouen. C'est l'occasion de définir le cahier des charges de l'acier 42 x 24 soudable. Il est entièrement soudé et comporte deux portées de 100 m., grâce, il est vrai, à des cantilever. Ce fut pendant près de 15 ans le record du monde de portée pour un pont soudé.

Quelques années plus tard, c'est le Pont de l'Arche franchissant la Seine et l'Eure. L'appel d'offre comportait un tablier en acier 54 rivé sur fondations battues. L'Administration admit une triple variante : fondations en colcrete, tablier en acier 42 x 24 soudé et dalle coulée en vacuum concrete.

Ce pont, entièrement soudé, de 326 m de longueur, a détenu pendant longtemps le record du monde de longueur pour une poutre continue soudée.

En 1960, pour réaliser l'accès rive gauche du Pont de Tancarville vers Caen, il fallait franchir la Risle, au lieu-dit « Les Vignettes », avec un biais de l'ordre de 50 grades.

La solution de l'appel d'offres à béquilles en acier 42 soudé était complexe. Les offres dépassèrent le prix-limite ; seule une variante en poutre continue en acier à haute limite élastique soudé permit de traiter sous ce prix-limite. La règle des oscillations de contrainte s'appliquait à l'époque. Il s'agit là du premier ouvrage au monde réalisé après guerre en acier soudé de 36 kg/mm² de limite élastique. Ce fut l'occasion de faire progresser le futur cahier des charges de l'acier E 36.

Cette expérience permit la construction du Pont de Sèvres, qui détint longtemps le record du monde de portée pour un ouvrage totalement soudé en acier HLE.

C'est au Pont de Grenelle que la proposition fut faite et acceptée d'utiliser un acier E 36 avec niobium ; c'était le fruit des expériences off-shore et, depuis, tous les ponts du monde construits en acier soudé HLE utilisent cet adjuvant.

C'est encore le Pont de Pontoise, métallique avec triple précontrainte de la dalle : dénivellation d'appui, câbles longitudinaux au droit des moments négatifs, précontrainte transversale pour assurer la liaison poutre-dalle.

Que dire de Tancarville avec son nœud central qui encastre le câble principal sur le tablier, solution unique.

Notons la caractéristique du Pont d'Autreville, sur la Moselle, à dalle orthotrope s'appuyant sur deux poutres à hauteur constante distantes de 24 m, record mondial non encore dépassé à ma connaissance.

Il faut évoquer les magnifiques ponts de Caronte, de Bénodet et le pont à haubans de Mindin qui est peut être encore record du monde de portée.

Il faut aussi savoir qu'en 1975, une entreprise française fut le plus important constructeur de ponts métalliques en Allemagne Fédérale.

Alors comment expliquer la raréfaction des ouvrages métalliques de 1976 à 1980 ?

Par un effort tout particulier des ingénieurs spécialistes de la précontrainte : effort d'imagination, de productivité.

Ces innovations se pratiquaient dans un matériau non encore totalement connu et dont les règles de l'art de construction restaient à établir. Il s'en est suivi une période où l'acier apparaissait comme une solution onéreuse. Des incidents sont apparus, des renforcements ont dû être pratiqués sur nombre d'ouvrages réalisés en précontraint.

Au fur et à mesure, les règlements de calcul du béton précontraint se sont durcis et le métal – dont les constructeurs se sont ressaisis – a commencé sa remontée.

Certes, il y a encore des progrès à faire pour le métal :

- utilisation d'acier à très haute limite élastique (460, voir 5 ou 600 N/mm²),
- acceptation de la plastification des âmes dans les poutres hybrides,
- meilleure connaissance des problèmes de fatigue,
- optimisation du couple coût de la protection contre la corrosion lors de la construction – coût d'entretien,
- utilisation d'acier à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique, type Indaten-Corten,
- acceptation des systèmes de grenaillage et pré-traitement en forge,
- amélioration du règlement de calculs des ponts mixtes,
- etc.

Mais il faut que toutes les chances soient laissées à la solution métallique ; il suffit, pour cela, d'appliquer la circulaire « Fève ».

Les constructeurs métalliques se réjouissent de la constitution de la commission BATSCH qui va reprendre les travaux du groupe du regretté Professeur LORIN.

Cette commission a un vaste programme devant elle. Les constructeurs métalliques, les sidérurgistes ne ménageront aucun effort pour aboutir au progrès de leurs solutions. Le résultat en sera, sans nul doute possible, une plus grande part de ponts métalliques en France et à l'étranger grâce à une plus grande compétitivité.

Boulons à serrage contrôlé : le nouveau fascicule du CCTG et la marque nationale de conformité aux normes

par J.P. GOURMELON
Chef de la Division Essais d'Éléments de Structures (L.C.P.C.)

et J. JACQUET*
Ingénieur au Bureau de Normalisation de la Construction Métallique (C.T.I.C.M.)

« Au commencement était le rivetage ».

Lorsque, dans la seconde moitié du XIX^e siècle, les premiers ponts en tôle vinrent concurrencer les ponts en fonte, la nécessité, d'une part d'assembler entre eux des tôles, plats, cornières et profilés divers et, d'autre part de transmettre des efforts de traction entraîna la mise au point de l'assemblage par rivetage. Dans ce mode d'assemblage la transmission des efforts s'effectue principalement par sollicitation des rivets au cisaillement, plus rarement par sollicitation à l'arrachement des têtes.

Découvert au début du XX^e siècle, l'assemblage par soudage mit près de cinquante ans à s'imposer en raison de la complexité des problèmes métallurgiques rencontrés. C'est pourquoi le soudage fut réservé, dans un premier temps, aux opérations d'assemblage en atelier, tandis que, parallèlement, la technique du rivetage entraînait en voie d'extinction. Restaient alors deux problèmes :

- l'assemblage sur site,
- la réparation d'anciens ouvrages rivés.

C'est pour résoudre ce second problème que les ingénieurs firent appel, en 1945 aux États-Unis, à la

technique d'assemblage par boulons à haute résistance. Celle-ci fit son apparition dans les mêmes conditions en Allemagne au cours des années 50, avant d'acquiescer droit de cité comme mode d'assemblage « pur » et d'être, à ce titre, employée en France au début des années 60.

Cette utilisation dans le domaine des travaux relevant des services des Ponts-et-Chaussées était officialisée par l'approbation, le 14 septembre 1967, du Fascicule 4 Titre IV du cahier des prescriptions communes.

A cette époque, l'absence, dans ce domaine, de normes enregistrées ou homologuées avait conduit à un texte en 22 articles, fort d'une cinquantaine de pages et détaillant les caractéristiques mécaniques et géométriques, les essais et les modalités de réception, ces dernières se ramenant, d'ailleurs, à la traditionnelle présentation en recette.

Plus de quinze ans ont passé et le décret du 29 Mars 1983 a approuvé une nouvelle version du Fascicule 4 Titre IV de ce qui est devenu le Cahier des Clauses Techniques Générales ; c'est l'occasion de mesurer le chemin parcouru et de retracer l'évolution accomplie tant sur le plan technique que sur le plan réglementaire.

* décédé le 3 mars 1984.

Quelques rappels

Rappelons tout d'abord les modes de fonctionnement des assemblages par boulons à haute résistance ; comme pour les rivets on en trouve deux :

- la sollicitation à l'arrachement des têtes, dans les assemblages par platines, dont l'utilisation est déconseillée en matière d'ouvrages d'art ;
- la transmission des efforts par frottement, caractéristique propre à ce type de liaison.

Dans ce dernier cas, les boulons ne sont pas sollicités au cisaillement mais exercent une précontrainte perpendiculaire aux pièces assemblées ; la capacité de transmission de l'assemblage dépend alors, d'une part du coefficient de frottement des pièces entre elles et, d'autre part, de l'effort de précontrainte exercé.

On conçoit bien alors que, de même que l'essor de la technique du béton précontraint a été conditionnée par la capacité de fabriquer des câbles à hautes caractéristiques mécaniques, de même le développement des

assemblages par boulons à haute résistance n'a pu s'effectuer avant que les fabricants n'aient mis au point des boulons à haute limite d'élasticité, dans des nuances d'aciers peu ou pas sensibles aux pertes par fluage ou relaxation. Ainsi les caractéristiques retenues pour les prescriptions du CPC étaient les suivantes :

- Pour les boulons de classe 10.9

$$98,0 \leq R \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 117,6$$
$$R_e \text{ (N/mm}^2\text{)} \geq 88,2$$

- Pour les boulons de classe 8.8

$$78,4 \leq R \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 98,0$$
$$R_e \text{ (N/mm}^2\text{)} \geq 62,7$$

Deux mois après l'approbation du fascicule ministériel paraissait la norme expérimentale NF E 27-701 « Boulonnerie à haute résistance – Spécifications techniques » qui reprenait les mêmes valeurs ; elle était accompagnée de la norme expérimentale NF E 27-711 relative aux caractéristiques géométriques.

L'évolution

Le Fascicule n° 4 Titre IV allait rester en vigueur jusqu'en 1983 mais parallèlement, les normes relatives aux boulons à haute résistance évoluaient.

En Janvier 1977 paraissait la norme homologuée NF E 27-701 révisée, sous le titre « Boulonnerie à serrage contrôlé destinée à l'exécution des constructions métalliques – Spécifications techniques » où les caractéristiques mécaniques comportaient de légères différences par rapport aux précédentes. Par ailleurs, outre la NF E 27-711, révisée également, deux normes, NF E 27-702 et NF E 27-703, précisaient respectivement les

modalités de l'essai d'aptitude au serrage et les conditions générales de livraison.

Pendant un temps, on s'est donc trouvé en présence d'un ensemble de textes relatifs au même domaine technique, mais sans lien logique et comportant, de plus, certains manques de cohérence.

Ceci allait entraîner une refonte complète des textes administratifs afin d'aboutir à des prescriptions allégées, cohérentes et facilement adaptables aux évolutions techniques futures.

Le nouveau fascicule

Conçu en application des recommandations du Conseil Général des Ponts et Chaussées, le nouveau Fascicule n° 4 Titre IV du CCTG s'efforce d'atteindre les objectifs ci-dessus en s'appuyant sur un solide support normatif. Sa brièveté peut surprendre puisque la partie consacrée aux boulons à serrage contrôlé ne comporte que trois articles (dont un pour mémoire) dont le texte et les commentaires tiennent sur deux pages.

S'il était possible de résumer encore davantage les prescriptions du fascicule, on pourrait dire ceci :

- les produits concernés sont définis par des normes homologuées,
- les modalités de réception relèvent du règlement particulier de la marque nationale de conformité aux normes concernées.

Ce parti pris de report de l'essentiel des prescriptions sur des documents extérieurs au CCTG postule, d'une part que les textes de référence soient d'une haute qualité technique, d'autre part que l'Administration soit partie prenante dans leur élaboration.

En contrepartie, l'articulation retenue permet de disposer de textes évolutifs, aisément révisables en fonc-

tion de l'état de la technique. Ainsi les normes de bases concernant les boulons à serrage contrôlé étaient-elles déjà en révision lors de l'approbation du Fascicule ; quant au règlement particulier de la marque, dont l'objectif est d'assurer chez les fabricants, une organisation du contrôle de qualité adaptée aux besoins, il peut subir les ajustements nécessités par les problèmes concrets rencontrés sur le terrain.

Les normes de référence

On pourra remarquer qu'entre 1967 et 1977 les normes traitant des boulons à haute résistance destinés à la construction métallique ont pris le titre de « Boulonnerie à serrage contrôlé ». Ce changement de dénomination correspond à deux objectifs :

- Différencier les boulons concernés de ceux relevant de la norme générale de boulonnerie.
- Attirer l'attention sur l'importance de l'essai d'aptitude au serrage.

La première édition de la norme NF E 27-701 sur les spécifications techniques de la boulonnerie à haute résistance imposait que la courbe « précontrainte-allongement » de l'essai d'aptitude au serrage soit approximativement rectiligne de l'origine jusqu'à une contrainte au-moins égale à la contrainte correspondant à la limite d'élasticité de la vis.

Des essais d'aptitude, faits à l'occasion d'une recherche sur la mise en précontrainte des vis par rotation de l'écrou, ayant montré que cette condition était loin d'être remplie — certains lots n'atteignaient pas la précontrainte retenue dans les notes de calcul — il avait été décidé l'étude de la qualité des boulons en prenant pour base, en accord avec les fabricants, l'essai d'aptitude au serrage. Ce choix résultait du fait qu'il intègre tous les défauts, que ceux-ci soient d'ordre métallurgique (traitement thermique, décarburation), physiques (états de surface et lubrification) ou dimensionnels (tolérances de fabrication, hauteur d'écrou, etc.).

C'est donc à partir de l'étude de cet essai que les normes NF E 27-701 et NF E 27-711, traitant respectivement des caractéristiques mécaniques et des dimensions et tolérances, avaient été révisées pour aboutir à l'édition de 1977, les principales modifications concernant les essais de résilience et l'essai d'aptitude au serrage.

Concernant les essais de résilience, la première édition de la norme NF E 27-701 pour la classe de qualité 10.9 imposait 40 J/cm^2 à -20°C sur des éprou-

vettes KCU. Le document révisé pour le même type d'entaille prévoyait 60 J/cm^2 à 20°C . Les raisons qui ont motivé ce changement sont surtout dues à la forme de l'entaille.

Concernant l'essai d'aptitude au serrage, compte tenu de l'introduction d'une contrainte de torsion non négligeable dans les vis mises en précontrainte par rotation de l'écrou, il n'était pas possible d'admettre les mêmes critères pour l'essai d'aptitude et l'essai de traction sur éprouvette.

La norme révisée imposait :

- Pour l'essai de traction sur éprouvette, une limite d'élasticité garantie à 0,1 % d'allongement,
 - Pour l'essai d'aptitude au serrage, deux conditions :
 - a. la courbe précontrainte-allongement doit être linéaire jusqu'à une contrainte dans la vis correspondante à 80 % de la limite d'élasticité garantie (valeur qui correspond à la précontrainte prise en compte dans le dimensionnement des assemblages),
 - b. l'allongement de la vis sous une contrainte égale à la limite d'élasticité garantie doit être inférieur ou égal à 0,2 %,
- par ailleurs, deux autres conditions assuraient que pour ces valeurs, aucune déformation des filets n'était à craindre :
- c. le mode opératoire de l'essai d'aptitude au serrage défini par la norme NF E 27-702 impose que l'essai soit poursuivi jusqu'à 110 % de la limite d'élasticité garantie.
 - d. après essai et desserrage, les écrous retournés doivent pouvoir se visser normalement à la main.

Pour remplir toutes ces conditions, les fabricants de boulons ont été amenés à modifier bien des paramètres ; le plus important étant celui d'un changement de nuances d'acier. Mais on peut signaler aussi une recherche de tolérances serrées sur les filetages, un relèvement de la limite d'élasticité vraie (actuellement,

les limites d'élasticité pour des boulons de la classe 10.9 sont plus près de 1 000 MPa que de 900 MPa), une augmentation de la hauteur d'écrou (0,9 d au lieu de 0,8 d), etc.

En 1981, était entreprise une nouvelle révision de l'ensemble des normes de boulons à serrage contrôlé dans le but :

- de regrouper la NF E 27-701 (spécifications techniques) et la NF E 27-703 (conditions générales de livraison) en un seul document,
- de lever certaines ambiguïtés d'interprétation, par exemple : définition plus complète du fournisseur qui peut être soit le fabricant, soit un négociant ; meilleure définition du lot homogène de fabrication,
- d'imposer un meilleur repérage des lots de fabrication,
- de différencier, suivant que le fabricant possède ou non le droit d'usage de la marque NF, au niveau :

- . du certificat de réception,
- . des modalités des contrôles de réception,
- de modifier quelques caractéristiques mécaniques ; les deux plus importantes modifications portant sur la mesure de la résilience sur entaille en V à -20°C et sur l'obligation de déterminer le coefficient k entrant dans la formule de détermination du couple de serrage.

En ce qui concerne la norme NF E 27-702 :

- d'améliorer la détermination des points de la courbe précontrainte-allongement pour des allongements correspondant à 0,02 % et 0,2 % des épaisseurs serrées,
- de définir les modalités de détermination du coefficient expérimental k .

La marque nationale de conformité aux normes (marque NF)

La création de la marque NF date du décret-loi du 12 novembre 1938 et du décret du 10 janvier 1939, son statut détaillé est fixé par l'arrêté du 15 avril 1942.

La marque NF, en s'appuyant sur des normes homologuées,

- exige de ses titulaires des engagements précis et contradictoirement vérifiables, avec mise en place d'un contrôle effectivement et régulièrement effectué,
- ne peut être accordée qu'à des produits bien individualisés et exactement désignés et non pas à l'ensemble des fabrications d'un même producteur.

Dans le cas des boulons à serrage contrôlé, la marque « NF - Boulons à serrage contrôlé » a pour but de certifier que les boulons qui en sont revêtus sont conformes aux normes NF E 27-701 et NF E 27-711 et qu'ils proviennent d'une fabrication contrôlée conformément aux dispositions du règlement particulier de cette marque : document rédigé par le comité de la marque et approuvé par le Commissaire à la normalisation.

Le comité particulier se compose de membres nommés par le Commissaire à la Normalisation, sur propositions du Directeur Général de l'AFNOR. Le comité particulier « NF - Boulons à serrage contrôlé » est actuellement présidé par Monsieur LE FRANC, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées. Il comporte :

- un secrétariat administratif qui est assuré par l'AFNOR ; cet organisme, ayant la propriété de la marque NF, assume, à ce titre, la responsa-

bilité de l'application du règlement de la marque,

- . et veille auprès des autres intervenants à ce que leurs missions soient correctement remplies,
- un organisme de vérification qui a en charge l'ensemble des conditions techniques contenues dans le règlement particulier de la marque et en est le rapporteur devant le comité particulier,
- des laboratoires d'essais agréés par le comité et qui répondent à l'accord AFNOR - RNE du 29 juillet 1981 sur le choix des laboratoires d'essais de la marque NF. Ces laboratoires ont pour fonction principale d'assurer des essais croisés avec ceux effectués par les services contrôles des usines.

Le règlement particulier de la marque prévoit que :

- Lors de la présentation d'une demande, le fabricant est tenu de fournir un certain nombre de renseignements, et en particulier :
 - . l'organigramme général de l'usine et celui du service responsable de la qualité, indépendant des services de production,
 - . le plan de contrôle appliqué dans l'usine,
 - . la nature et la fréquence des vérifications et essais effectués tant par le service contrôle que par celui de fabrication,
 - . les méthodes d'exploitation des résultats.

Lors de la première visite, il appartient à l'organisme de vérification de s'assurer du bien-fondé de ces renseignements et dans ses visites suivantes, de

constater toute modification qui aurait pu intervenir.

- Lors d'une demande de droit d'usage de la marque, l'organisme vérificateur :
 - effectue des prélèvements sur chaque classe de qualités de boulons. Les essais de vérification sont effectués, d'une part par le laboratoire de l'usine et, d'autre part, par le laboratoire officiel de la marque.

Lorsqu'un fabricant est titulaire d'un droit d'usage de la marque « NF - Boulons à serrage contrôlé », la

surveillance régulière par le comité de la marque comporte au moins deux visites de l'organisme vérificateur. A chacune de ces visites, des prélèvements sont effectués pour procéder à des essais de vérification de conformité. Ces essais sont effectués en usine et, sur la demande de l'agent vérificateur, aux laboratoires agréés. De plus, l'agent vérificateur consulte et prend note dans les dossiers d'archives des résultats obtenus entre deux visites. Après chacune de ses visites, l'organisme vérificateur établit un rapport, avec observations éventuelles, à l'intention du comité de la marque qui statue sur la reconduction, ou non, du droit d'usage à la marque.

Conclusion

Ainsi le nouveau Fascicule n° 4 Titre IV du CCTG s'appuie-t-il sur un support normatif solide à l'élaboration duquel l'Administration a toujours été partie prenante. Les séances de travail destinées à la mise au point des documents ont réuni toutes les parties intéressées : fabricants, utilisateurs, administration et bureaux de contrôle.

Cette collaboration fructueuse a abouti à la mise en place d'une organisation garantissant la qualité du produit, donc la sécurité publique.

La gestion régulière de cette organisation par un système paritaire permet d'aborder les problèmes de façon concrète et d'en rechercher des solutions en commun.

Enfin la prise en compte de toutes ces données au niveau du Cahier des Clauses Techniques Générales assure aux Marchés de travaux un support réglementaire efficace, de par l'audience des normes dans toutes les milieux professionnels.

Tôles fortes à épaisseur variable

par C. RUNNER
Ingénieur ENSCS, VALOR-ACIER (Groupe SACILOR)

suivi de :

**Une application des tôles à épaisseur variable :
Le pont de Joigny-sur-Meuse**
par J. BERTHELLEMY,
Ingénieur au SETRA

L'idée de laminier des tôles à épaisseur variable est née au siècle dernier. Le premier brevet a en effet été déposé dès 1881. Depuis lors, un nombre considérable de tentatives ont été entreprises, mettant en œuvre différentes techniques telles que le laminage à cylindres

excentriques, le déplacement de fuseaux ou leviers, sans jamais dépasser le stade de l'expérimentation et ceci surtout par manque de moyens de réglage sous charge importante.

1. Technique actuelle de laminage

Les cages quarto modernes possèdent un réglage hydraulique automatique sous charge, commandé et réglé par ordinateur. Ce réglage hydraulique (AGC – automatic gage control) assure en laminage normal la régularité des épaisseurs des tôles par l'ajustement automatique de l'écartement des cylindres du laminoir. Le laminage d'une tôle en biseau est donc possible

en agissant sur le réglage hydraulique et donc sur l'ouverture de la cage. Pour assurer une variation aussi constante et régulière que possible, il faut évidemment tenir compte des différents paramètres variant lors d'une passe de laminage en biseau tels que le cépage de la cage ou la vitesse de sortie de la tôle qui est différente de la vitesse de rotation des cylindres.

2. Essais préliminaires

Les premiers essais de laminage de tôles à épaisseur variable ont été entrepris aux Usines de DILLING (filiale SACILOR) dans les conditions suivantes :

2.1. Caractéristiques dimensionnelles

Nuance d'acier : Qualité navale Grade A.
Dimensions de la brame : 3 840 x 1 290 x 195 mm.
Nombre de passes : 13
Laminage en biseau à partir de la 9ème passe.
Dimensions de la tôle finie :
20 000 x 2 000 mm
épaisseur tête : 27 mm
épaisseur pied : 12 mm
Variation de l'épaisseur : 0,75 mm/m le long de la tôle.

2.2. Tolérances

Au cours de cet essai, on a cherché à obtenir une variation d'épaisseur aussi constante et rectiligne que possible le long de la tôle. La figure 1 indique les déviations des mesures d'épaisseurs par rapport aux dimensions théoriques d'un trapèze. On constate l'excellente conformité des épaisseurs mesurées avec les valeurs nominales, la déviation ne dépassant guère 0,10 mm.

2.3. Caractéristiques mécaniques obtenues

La tôle a été normalisée dans un four continu à la température de 910° avec un temps de maintien adapté à l'épaisseur moyenne. Les caractéristiques mécaniques obtenues sont les suivantes :

	Tête (épaisseur 27 mm)	Pied (épais. 12 mm)
Rm (N/mm ²)	433	446
ReH (N/mm ²)	296	317
A5 (%)	33,7	34,7
KCV travers à - 20 °C (J)	65	60

Les légères différences de caractéristiques observées s'expliquent par le fait qu'après la normalisation, la vitesse de refroidissement varie de la tête au pied de la tôle en raison des différences d'épaisseur.

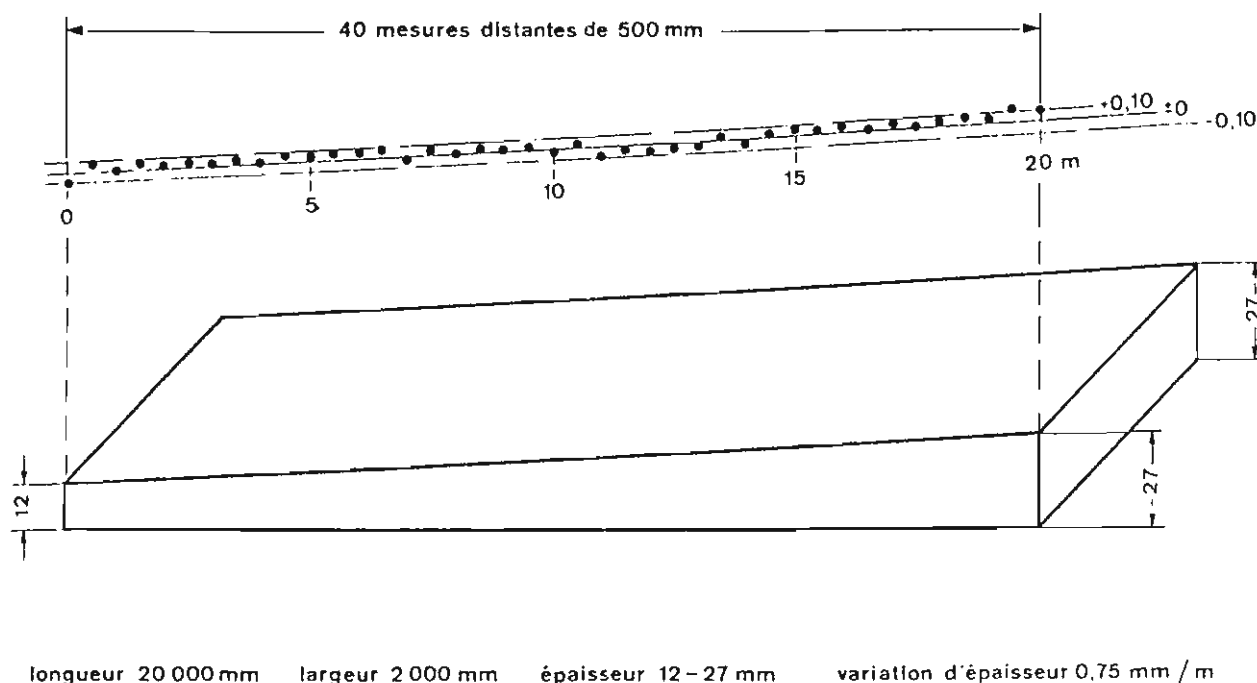


Figure 1 – Tôle à épaisseur variable : déviation de l'épaisseur effective par rapport à l'épaisseur théorique.

3. Possibilités actuelles de fabrication

Les résultats des premiers essais s'étant avérés satisfaisants des points de vue aspect, dimensions, tolérances et homogénéité de caractéristiques, il a alors été décidé de cerner d'une manière plus précise les possibilités de production des tôles à épaisseur variable. C'est ainsi que le programme de fabrication suivant a été établi :

3.1. Qualités d'aciers

Peuvent être réalisées toutes les qualités livrables après un traitement de normalisation ; en sont donc exclus les aciers trempés et revenus ainsi que toutes les tôles obtenues par le procédé dit de « laminage contrôlé ».

Les aciers de construction et de qualités chaudières et pour appareils à pression, ceux par exemple des normes françaises NF A 35-501, A 35-502, A 36-205 et A 36-207, peuvent donc être fournis en tôles à épaisseur variable.

3.2. « Profils » réalisables

Des essais ont permis de vérifier qu'il était possible de laminier non seulement des tôles avec variation rectiligne de l'épaisseur ou « tôles en coin », mais aussi avec d'autres types de variations, par exemple des tôles présentant une épaisseur croissante puis décroissante, dites « en chapeau de gendarme » avec ou sans palier au centre et aux extrémités.

3.3. Possibilités dimensionnelles

Sur le plan dimensionnel, les possibilités de fabrication des tôles à épaisseur variable dépendent évidemment du producteur. L'éventail des épaisseurs s'ouvre généralement de 10 à 100 mm avec une pente, qui selon le cas, peut dépasser sensiblement 3 mm/mètre. Les longueurs et largeurs limites sont, elles aussi, fonction des capacités de l'installation.

4. Utilisations potentielles

Les tôles à épaisseur variable semblent particulièrement intéressantes lorsque l'ouvrage à réaliser est soumis à des contraintes dont l'importance varie dans l'espace : c'est le cas d'un grand nombre de réalisations en acier : flèches de grues télescopiques, mâts d'éclairage, charpentes d'immeubles de grande hauteur et surtout réalisation d'ouvrages d'art.

Pour les âmes et les semelles de poutres, en particulier, les tôles à épaisseur variable permettent une meilleure adaptation du profil aux contraintes, d'où une économie de poids. Elles permettent également d'abaisser les frais de construction : peu ou pas de délardage, moins de soudage...

Conclusion

Nous pensons que les tôles à épaisseur variable répondent à un besoin du marché. A ce titre, elles sont

susceptibles de prendre une place parmi les produits mis par la Sidérurgie à la disposition des utilisateurs.

une application des tôles à épaisseur variable : le pont de Joigny-sur-Meuse

par J. BERTHELLEMY
Ingénieur au Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.

1. Généralités

Cet ouvrage permettra de rétablir le franchissement de la Meuse sur le chemin départemental 1-a des Ardennes, en remplaçant un pont provisoire du type BAILEY. L'ancien pont ayant été détruit par fait de guerre, le maître d'ouvrage est le Ministère de l'Inté-

rieur. Le maître d'œuvre est la Direction Départementale des Ardennes, avec le concours du SETRA pour le contrôle du projet.

L'entreprise BERTHOLD réalise les travaux.

2. Caractéristiques principales

L'ouvrage sera constitué par un tablier en ossature mixte, reposant sur des culées à murs de front. La travée, isostatique, a 75 m de portée. L'intrados des poutres dégage le tirant d'air du projet de canal à grand gabarit de la Meuse.

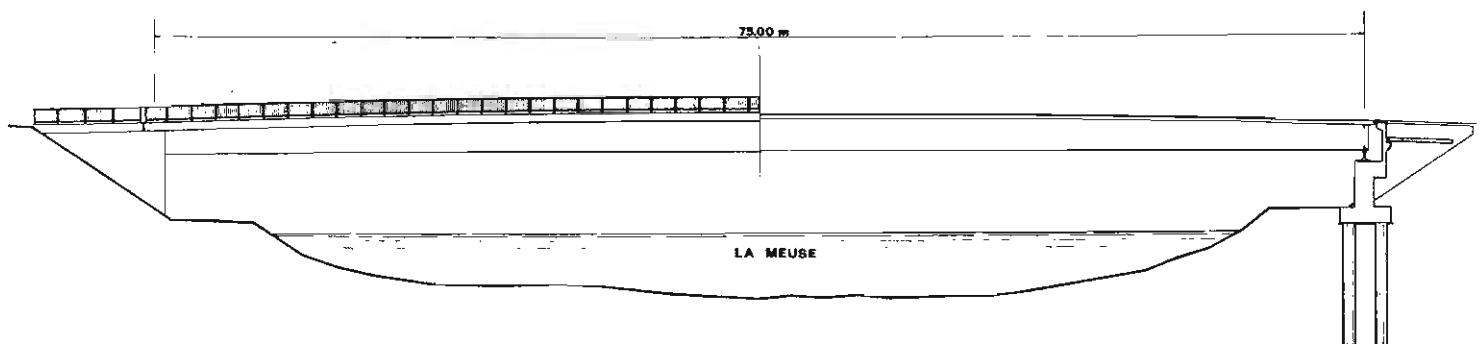


Figure 1.

Le tracé en plan est rectiligne.

La plateforme comporte :

- une chaussée de 5,50 m de large.
- 2 trottoirs de 1,60 m de large.

Le profil en long est un arc de cercle de rayon 1 300 m dont le sommet est sensiblement à mi-portée. Le rayon de courbure de la membrure inférieure est de 5 000 m environ, de sorte que la hauteur de l'âme des poutres varie de 1,75 m sur appui, à 2,15 m à mi-portée.

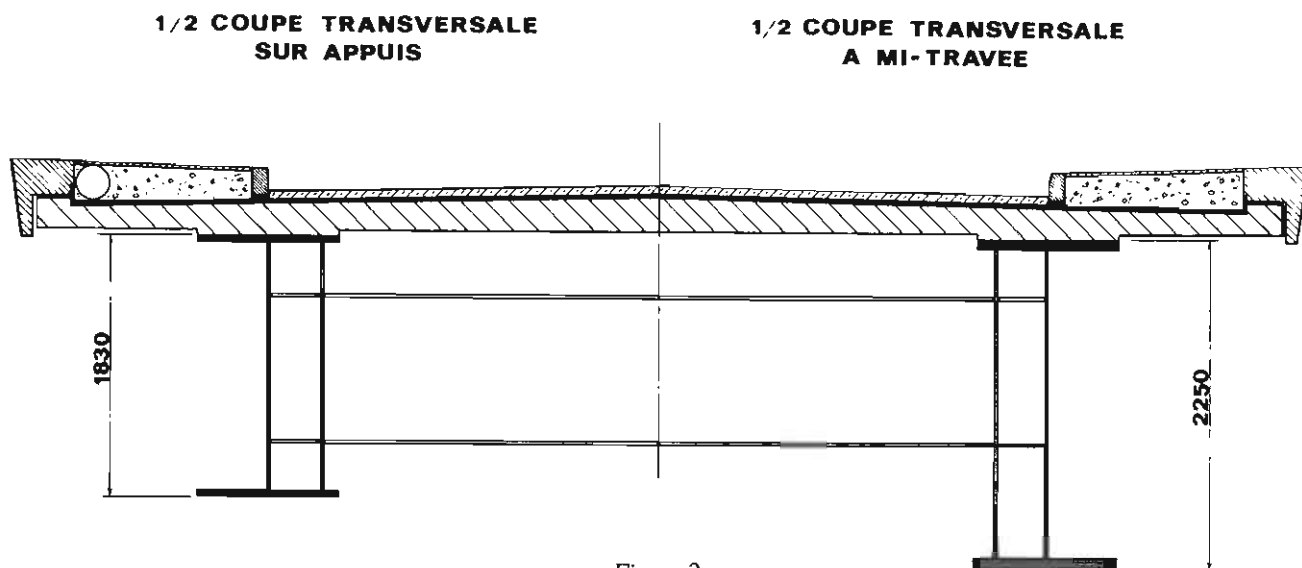


Figure 2.

3. Caractéristiques techniques particulières

Le tablier est constitué de deux poutres métalliques sous chaussée avec un écartement de 5,50 m d'axe en axe. Les entretoises définitives sont prévues tous les 15 m.

Les membrures sont constituées de semelles uniques en acier E 355-R.

Les semelles ont été laminées dans une usine du Groupe SACILOR. L'épaisseur variable est obtenue au cours des dernières passes du laminage et la pente maximale réalisée est atteinte pour les membrures inférieures. Elle est de 1.3 pour mille.

L'épaisseur maximale des tôles d'épaisseur variable atteint 90 mm.

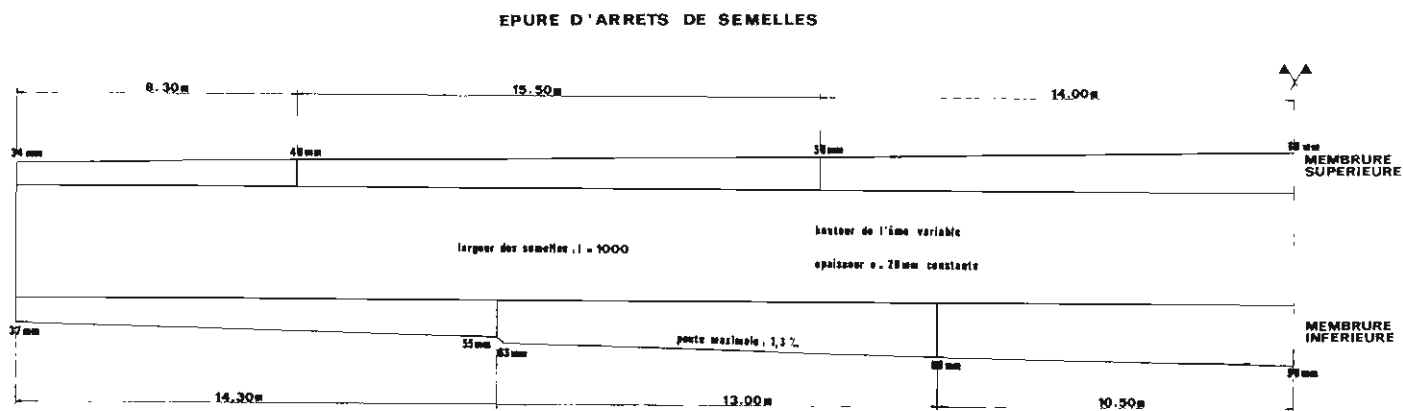


Figure 3.

4. Intérêt des tôles d'épaisseur variable

Le pont de Joigny-sur-Meuse est le premier ouvrage au Monde à bénéficier de cette innovation.

Les tôles d'épaisseur variable peuvent y être utilisées sur toute la longueur de la travée, ce qui économise 2 rabouages par poutre sur la semelle inférieure, limite à deux seulement le nombre des débardages nécessaires par poutre, et permet une meilleure utilisation de la matière, en autorisant une plus grande liberté pour le découpage du pont en tronçons transportables.

Le poids total des membrures du pont de Joigny-sur-Meuse aurait été de :

- 144,5 t pour la solution d'origine à tôles d'épaisseur constante.

Il sera de :

- 133,6 t pour la solution à tôles d'épaisseur variable.

L'économie de matière réalisée sera de 11 t d'acier soit environ 6 % du poids total de l'ossature métallique du pont.

RESULTAT DU CALCUL DE VERIFICATION DU SETRA PRODUIT DE LA CONTRAINTE FIBRE EXTREME PAR LA SECTION

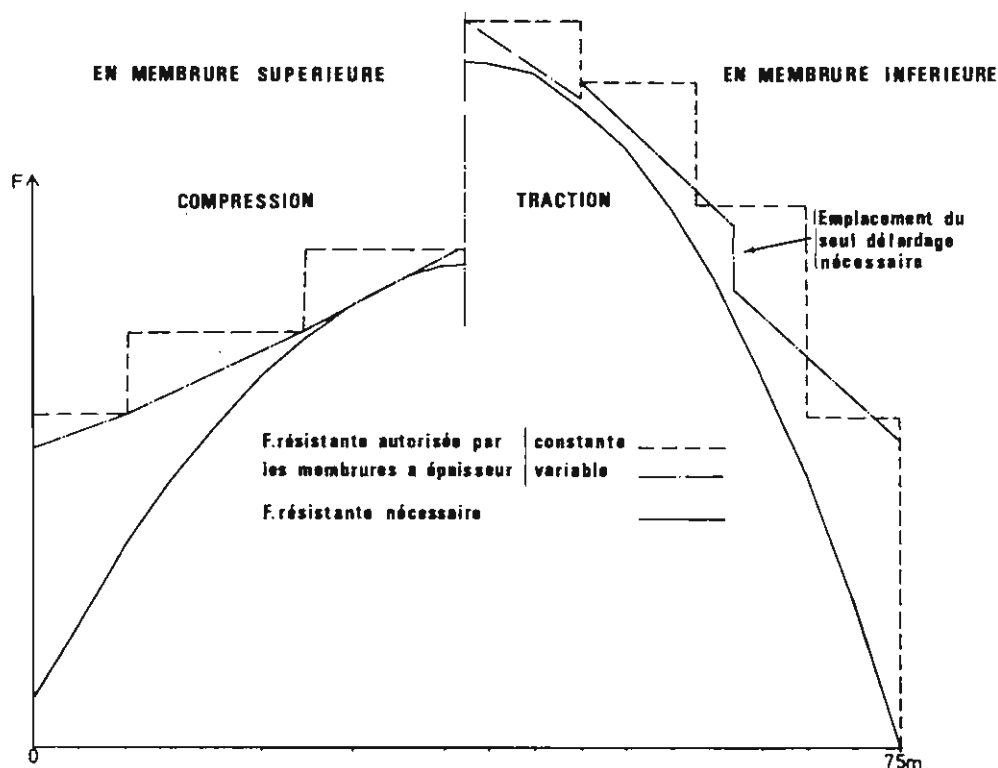


Figure 4.

5. Domaine d'emploi des tôles d'épaisseur variable

Il est maintenant possible d'obtenir, lors du laminage, des pentes de 3 pour mille. Aussi, le domaine d'emploi des tôles d'épaisseur variable ne se restreint-il sans doute pas aux travées isostatiques et aux zones de moments positifs des travées centrales des ponts continus.

En effet, de part et d'autre d'une pile, en zone de moment négatif, les épaisseurs nécessaires en membrure

inférieure pour un bipoutre d'une largeur utile de chaussée de 10 m, varient de 20 mm sur 5 m, à largeur de membrure constante : la pente nécessaire est de 4 pour mille. Cette pente correspond au cas d'un ouvrage à plusieurs travées de 60 à 70 m, longueur courante en ossature mixte. On peut donc espérer pouvoir aussi disposer de tôles d'épaisseur variable d'un emploi avantageux pour les ponts continus.

La résistance à la fatigue des assemblages soudés à l'arc en aciers de construction métallique

(document ATS-OTUA)

par G. MURRY

Directeur du Département de l'Information Technique de l'Office Technique
pour l'Utilisation de l'Acier

Comme l'ont dit CAZAUD et ses collaborateurs (1) :

« Parmi les causes qui abrègent la durée de service des machines et des constructions, la fatigue est incontestablement la plus redoutable. Alors que l'usure, la corrosion, le fluage produisent une altération progressive qui, atteignant un certain degré, oblige à retirer du service certaines pièces ou éléments, la fatigue entraîne la rupture brutale et, parfois, la destruction complète de l'ensemble. Présentant un caractère de gravité comparable à celui des ruptures fragiles, la fatigue possède en outre un caractère de généralité rendant très rares les domaines d'emploi des matériaux métalliques où elle ne puisse être redoutée ».

sans oublier toutefois que, pour qu'une rupture par fatigue se produise, il faut que le métal soit soumis à des contraintes d'intensité **périodiquement variable** dont le niveau nominal peut cependant rester inférieur à la limite d'élasticité du métal. La rupture se produit alors sans déformation plastique apparente de la construction.

Le risque de rupture par fatigue peut donc concerner les structures métalliques les plus diverses et ce d'autant plus que l'évolution récente des techniques de construction a introduit trois facteurs susceptibles de créer un terrain favorable à la fatigue :

- l'augmentation des contraintes de travail ;
- la réduction du poids propre des ouvrages qui, compte tenu des taux de travail élevés, donne une importance relative plus grande aux contraintes variables ;
- le soudage, qui peut conduire, localement, à une réduction de la résistance à la fatigue de certains assemblages.

Aux deux premiers facteurs, il est possible de remédier en mettant en œuvre les aciers à haute limite d'élasticité. Et c'est alors la résistance à la fatigue des joints soudés qui va conditionner la tenue de la structure.

L'objet du document présenté est donc, dans le domaine de la construction métallique, de faire le point sur ce dernier problème en tentant de proposer des solutions valables à la fois sur le plan technique et sur le plan économique. Établi à l'usage des utilisateurs d'aciers de construction métallique par un groupe de travail de l'Association Technique de la Sidérurgie Française (ATS), composé de représentants :

- des sociétés sidérurgiques adhérentes de la Chambre Syndicale de la Sidérurgie Française (CSSF),
- de l'Institut de Recherches de la Sidérurgie Française (IRSID),
- de l'Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (OTUA).

il est basé sur des recherches effectuées à l'IRSID, sur la documentation disponible, ainsi que sur l'expé-

(1) R. Cazaud, G. Pomey, P. Rabbe et Ch. Jansen — *La fatigue des métaux* — Dunod.

périence des sidérurgistes. Les informations qu'il contient s'appliquent aux aciers de construction métallique définis par les normes :

- NF A 35-501 (avril 1983) : « *Aciers de construction d'usage général* »,
- NF A 36-201 (janvier 1984) : « *Tôles en aciers à haute limite d'élasticité pour constructions soudées* »,
- NF A 36-204 (avril 1983) : « *Tôles en aciers à haute limite d'élasticité livrées à l'état traité pour constructions soudées* »,
- NF A 36-203 (décembre 1979) : « *Tôles en aciers soudables pour formage à froid à haute limite d'élasticité* ».

1. La résistance à la fatigue du métal de base d'un joint soudé

La résistance à la fatigue du métal de base n'assure que pour partie l'endurance d'un élément de structure métallique ; en effet, cette dernière dépend de plusieurs phénomènes (d'après P. RABBE, (1)) :

- « *d'une part, l'endommagement progressif du métal par suite de l'existence des concentrations locales de contrainte, qui entraînent des déformations plastiques, et de l'irréversibilité des glissements au cours des cycles successifs (interaction de dislocations, rôle de l'environnement) ; ces phénomènes entraînent la fissuration du métal ;*
- *d'autre part, l'adaptation, c'est-à-dire la modification du régime des contraintes internes par relaxation consécutive à la déformation plastique localisée, qui entraîne la disparition des « pointes de contraintes », puis l'accommodation, c'est-à-dire la modification des propriétés du métal, qui le rend plus apte à supporter des effets cycliques, par la consolidation liée à l'écrouissage et par le durcissement qu'entraîne le vieillissement du métal écroui* ».

Tous les facteurs qui agissent sur ces phénomènes vont intervenir dans la tenue à la fatigue des éléments de structure et bien qu'ils soient très nombreux, on peut tenter de les répertorier :

- **facteurs géométriques :**
 - . dimensions des pièces,
 - . formes des pièces (effet d'entaille),
 - . microgéométrie de la surface (micro-entaille),
- **conditions de sollicitation :**
 - . nature des efforts (traction, flexion, torsion...),
 - . fréquence,

(1) C. BATHIAS, J.P. BAILLON – *La fatigue des matériaux et des structures* – Les Presses de l'Université de Montréal.

Le document présenté commence par rappeler des notions de base relatives à la fatigue ou endommagement par fatigue. Après avoir regroupé les définitions des termes utilisés, il précise comment est caractérisée la résistance à la fatigue d'un acier (diagrammes de WOEHLER, de GOODMAN-SMITH et de ROS), y compris dans les cas où celui-ci est soumis à des sollicitations d'amplitude variable. Puis, il traite de la résistance à la fatigue du métal de base d'un joint soudé avant d'en venir à l'endurance des assemblages soudés.

- . surcharges (et sous-charges),
- . environnement (température, corrosion),
- **facteurs métallurgiques :**
 - . propriétés intrinsèques du matériau,
 - . particularités de structure (fibrage, inclusions, défauts, mais aussi durcissement superficiel),
 - . contraintes résiduelles (favorables ou défavorables).

Les propriétés intrinsèques du matériau et certaines de ses particularités de structure (fibrage, inclusions) n'auront donc qu'une influence partielle sur la limite d'endurance d'un élément de structure. C'est cependant cette influence que l'on tente d'apprécier lorsque l'on étudie « *la résistance à la fatigue d'un acier* ».

Il faut noter que, de ce point de vue, les aciers de construction soudables ont un comportement très semblable à celui des aciers de construction mécanique et que notamment leur limite d'endurance est liée à leurs autres caractéristiques mécaniques par les mêmes lois parmi lesquelles on peut citer celles qui ont été proposées pour lier limite d'endurance (en sollicitations purement alternées) et caractéristiques mécaniques plus classiques et plus particulièrement celles qui font intervenir la résistance à la traction R_m (1) :

- BRAND $\sigma_D = 0,32 R_m + 121$
- BUTHOD & LIEURADE $\sigma_D = 0,37 R_m + 77$
 $\sigma_D = 0,41 R_m + 2 A$
 $\sigma_D = 0,39 R_m + Z$

avec :

- | | |
|--|----------|
| σ_D = limite d'endurance en sollicitation purement alternée | } en MPa |
| R_m = résistance à la traction | |
| A = allongement à la rupture | } en % |
| Z = striction | |

Stricto-sensu, ces formules ne sont applicables que lorsque toutes les conditions dans lesquelles elles ont été établies sont satisfaites. Cependant, elles permettent

généralement d'approcher la valeur de la limite d'endurance à, environ, $\pm 15 \%$.

2. La rupture par fatigue des assemblages soudés

Il est bien connu désormais que la tenue à la fatigue des joints soudés dépend, pour l'essentiel, des concentrations de contraintes engendrées par la géométrie (et en particulier la micro-géométrie) du cordon de soudure.

En effet, les ruptures des assemblages soudés s'amorcent généralement sur des accidents de forme comme le montrent les exemples qui suivent.

Joints bout à bout transversaux

La figure 1 présente ce type d'assemblage qui permet de relier deux tôles entre elles par l'intermédiaire d'une soudure transversale sollicitée perpendiculairement à son axe.

Pour ce type de joint, la fissure de fatigue s'amorce au pied du cordon et se propage à travers l'épaisseur de la tôle, normalement à la direction de la charge. La fissure est donc la conséquence de la présence de concentration de contraintes au pied de la soudure.

Joints bout à bout longitudinaux

Pour ces joints longitudinaux, le changement de section dû à un excès de métal est parallèle à la direction de la contrainte appliquée et on pourrait croire que les

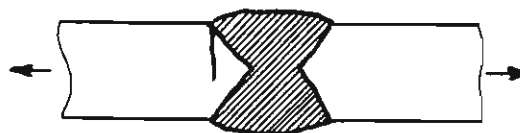
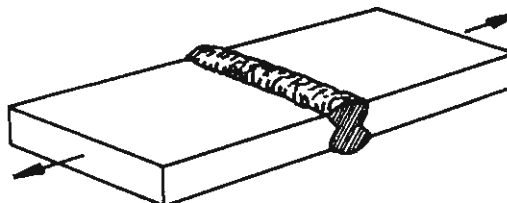


Figure 1 – Fissuration par fatigue d'une soudure bout à bout transversale.

performances en fatigue de ces soudures sont meilleures que celles des joints transversaux, mais il n'en est rien.

La fissure de ce type de joint s'amorce en général (figure 2) là où il y a eu arrêt ou reprise du soudage (par exemple, lors du changement d'une électrode) ou à partir d'une ride à la surface du cordon de soudure.

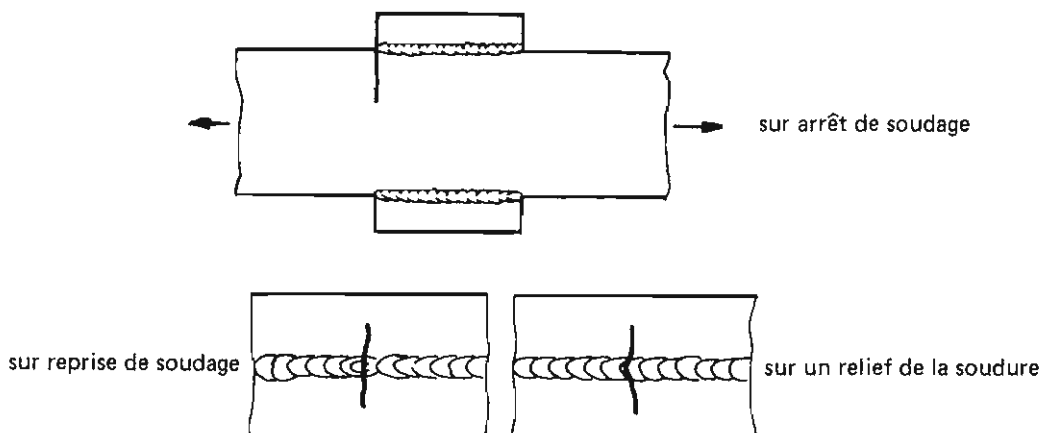


Figure 2 – Fissuration par fatigue d'une soudure bout à bout longitudinale.

Jointes en croix à âme continue

La soudure d'angle ne transmet pas ici (figure 3 a et b) l'effort subi par l'âme continue. La fissure s'amorce au pied du cordon et se propage dans l'âme perpendiculairement à la direction de la contrainte.

Si la soudure est parallèle à la direction de la contrainte, la fissure s'amorce en bout du cordon (figure 3 c).

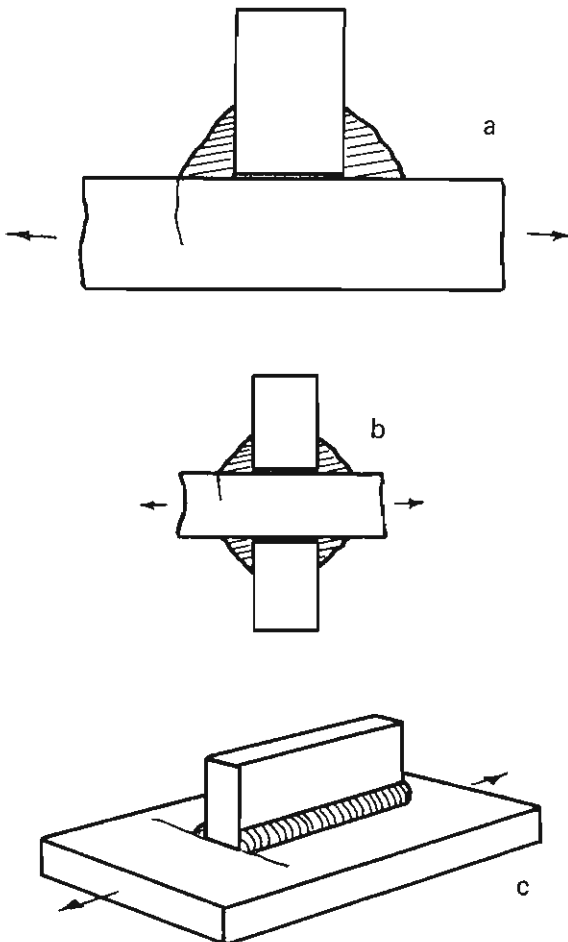


Figure 3 – Fissuration par fatigue d'une soudure en croix à âme continue.

Jointes en croix à âme interrompue

Ici, tout l'effort passe par le cordon et aux zones de concentration de contraintes habituelles peuvent s'ajouter celles situées à la racine de la soudure. La fissure pourra donc s'amorcer :

- au pied du cordon (figure 4 a),
- à la racine (figure 4 b).

Dans ce dernier cas, la propagation se poursuit dans le métal fondu suivant une direction généralement oblique par rapport à la direction de l'effort.

Le passage de l'un à l'autre des modes d'amorçage ne dépend pas uniquement de l'interpénétration, mais aussi des facteurs géométriques.

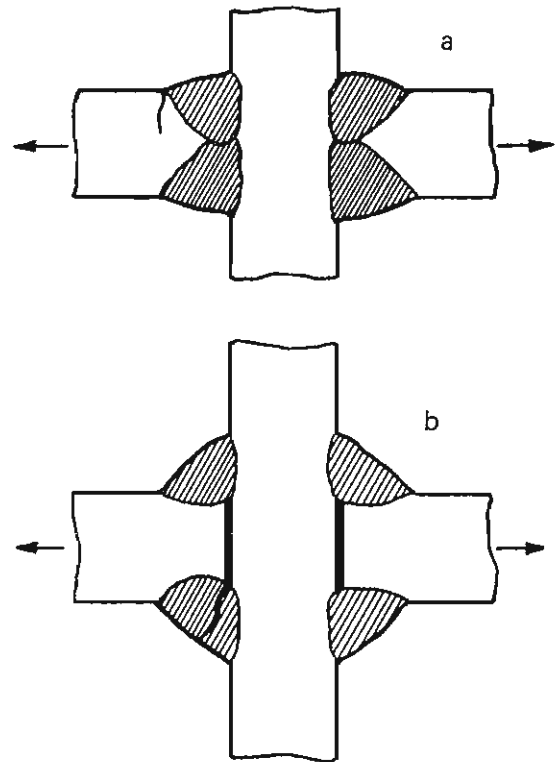


Figure 4 – Fissuration par fatigue d'une soudure en croix à âme interrompue.

Jointes en T

Dans ce cas, la fissure de fatigue peut se développer dans la « jambe » du T, comme dans un joint en croix à âme interrompue.

Mais si des contraintes de flexion importantes apparaissent dans l'élément « transversal » du T, la fissure peut s'amorcer aux autres pieds des cordons et se propager dans cet élément (figure 5).

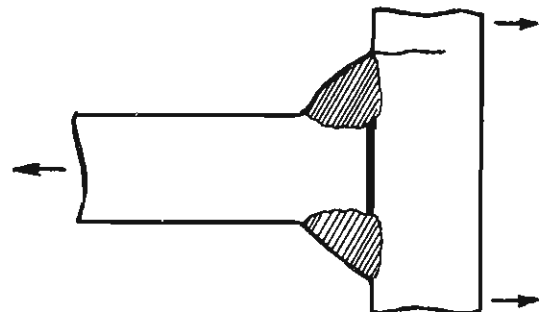


Figure 5 – Fissuration par fatigue d'une soudure en T lorsque l'élément transversal subit un effort de flexion.

3. Les facteurs dont dépend l'endurance des assemblages soudés – Résultats sur joints à l'état brut de soudage

Le document présenté examine l'influence, sur l'endurance des assemblages soudés, des facteurs suivants :

- géométrie du joint,
- défauts du joint (micro-géométrie),
- contraintes résiduelles.

Puis, il rassemble des résultats d'essais de fatigue obtenus sur joints à l'état brut de soudage en aciers

de construction dont la limite d'élasticité s'élève jusqu'à 700 MPa. Parmi ceux-ci, un document établi par l'Institut International de la Soudure donne des limites d'endurance qui ne dépendent pratiquement pas des performances de l'acier utilisé, mais essentiellement du type de joint considéré. Ces résultats montrent à l'évidence que les performances des joints soudés doivent être améliorées par des moyens adéquats.

4. Possibilités d'amélioration de l'endurance d'un joint soudé

L'amélioration de l'endurance d'un joint soudé peut être obtenue en agissant sur les facteurs qui régissent celle-ci, c'est-à-dire :

- en améliorant la géométrie du joint,
- en éliminant ou en réduisant les défauts du joint,
- en diminuant les contraintes résiduelles nocives et, dans la mesure du possible, en introduisant des

contraintes résiduelles favorables (qui vont se retrancher des contraintes de service).

Le document présenté détaille ces différentes possibilités, puis propose un bilan de leur efficacité établi par IIDA et ISHIGURO (1).

*Résultats d'essais de fatigue sur joints soudés en aciers HLES
dont l'endurance a été améliorée par différentes méthodes*

Méthode	Niveau de résistance de l'acier (MPa)	Procédé de soudage Soudure d'angle bout à bout	A B	Type d'essai de fatigue	Augmentation de la résistance à la fatigue par rapport au joint brut de soudage (%)
Emploi d'électrodes améliorées	500 - 600	Électrode enrobée (1 passe)	A	Traction pulsée	19 (2)
	600 - 700	Électrode enrobée (1 passe)	A	Traction pulsée	86 (2)
	800 - 900	Électrode enrobée (1 passe)	A	Traction pulsée	71 (2)
		Électrode enrobée (1 passe)	A	Traction pulsée	69 à 127 (2)
		Électrode enrobée (1 passe)	A	Traction pulsée	22 à 37 (2)
		Électrode enrobée (1 passe)	A	Traction pulsée	25 à 43 (2)
		Électrode enrobée (3 passes)	A	Traction pulsée	49 à 127 (2)
		Électrode enrobée (3 passes)	A	Traction pulsée	25 à 69 (2)
Meulage	500 - 600	Arc submergé	B	Traction pulsée	58 à 136
	600 - 700	MIG	A	Flexion	25
	800 - 900	Électrode enrobée	B	Traction pulsée	71
		Électrode enrobée (1 passe)	A	Traction pulsée	5
Refusion locale avec la torche TIG	500 - 600	Arc submergé	B	Traction pulsée	56 à 131
	600 - 700	MIG	A	Flexion	43
	800 - 900	Électrode enrobée	B	Traction pulsée	51 à 75
		Électrode enrobée	A	Traction pulsée	179 à 253
Refusion locale avec la torche à plasma	500 - 600	Électrode enrobée	B	Traction pulsée	65
		Électrode enrobée	A	Traction pulsée	221
		Arc submergé	B	Traction pulsée	40
	600 - 700	MIG	A	Flexion	77 (3)
	800 - 900	Électrode enrobée	B	Traction pulsée	73
		Électrode enrobée	A	Traction pulsée	257

(1) K. IIDA et T. ISHIGURO - IIS, Document XIII, n° 862-77.

(2) Augmentation par rapport à l'électrode ordinaire.

(3) Torche plasma avec CO₂.

5. Conclusions

Les facteurs de l'endurance des assemblages soudés sont nombreux, mais il faut noter que les caractéristiques des joints, et notamment les caractéristiques géométriques, ont un effet très déterminant.

S'il est généralement admis que la résistance à la fatigue d'assemblages à l'état brut de soudage varie peu quand on élève les caractéristiques de résistance du métal de base, il ne faut pas perdre de vue que ceci n'est vrai qu'en essais de fatigue avec contrainte moyenne faible.

Il a été montré que l'emploi d'un acier à haute limite d'élasticité pouvait apporter une amélioration de la tenue à la fatigue.

- pour les hauts niveaux de contraintes, quand le nombre de cycles est réduit,
- sous sollicitations d'amplitudes variables,
- sous contrainte ondulée et ce d'autant plus que la contrainte moyenne est élevée.

Mais il a été montré aussi que toutes les techniques d'amélioration de l'endurance d'un joint soudé pouvaient permettre d'améliorer la tenue à la fatigue même sous contrainte purement alternée.

La figure 6 illustre, sur un diagramme de GOODMAN, les possibilités qui s'offrent au constructeur pour lui permettre de réaliser des assemblages soudés présentant une endurance élevée.

Il apparaît que pour conférer à une construction soudée une bonne résistance à la fatigue et exploiter au mieux les possibilités offertes par les performances des aciers, il est nécessaire de mettre en œuvre l'arsenal des moyens permettant de réduire au mieux les effets nocifs du soudage, moyens parmi lesquels les plus intéressants sont :

- les procédés d'amélioration de la géométrie du joint (meulage ou refusion TIG) ;
- les traitements thermiques de relaxation des contraintes résiduelles nocives ;
- les moyens mécaniques d'introduction de précontraintes favorables (martelage, galetage, grenailage de précontrainte...).

Ces interventions supposent, bien entendu, qu'au préalable le joint ait été réalisé dans de bonnes conditions

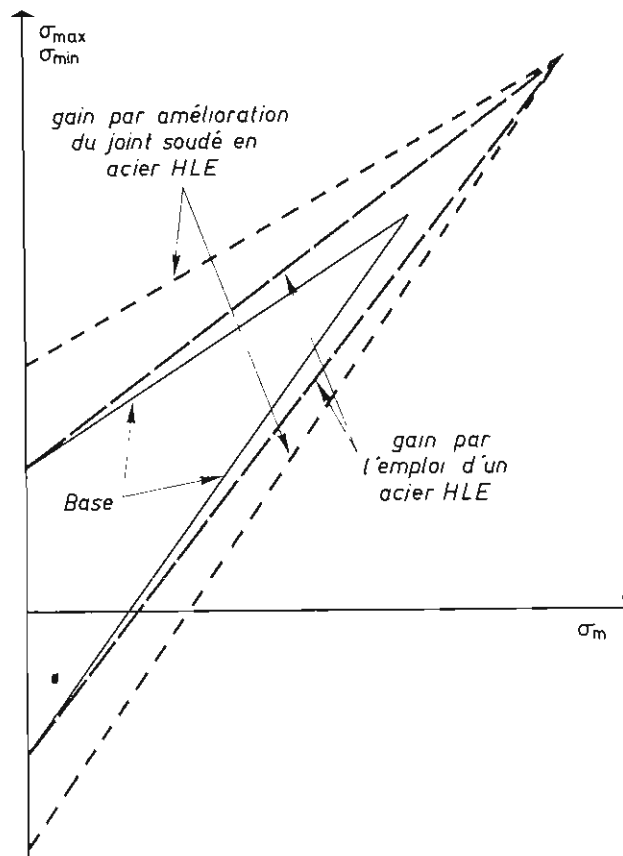


Figure 6 – Diagramme de GOODMAN schématisant les possibilités d'amélioration de la tenue à la fatigue d'assemblages soudés.

pour éviter de faire apparaître des défauts nocifs (soufflures, manque de pénétration, fissures à froid...).

Mais les gains de résistance à la fatigue des joints soudés que procurent ces moyens d'amélioration peuvent être très importants ; ils semblent par ailleurs croître quand la limite d'élasticité de l'acier augmente.

Le document présenté est publié par l'Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (*) dans sa collection ATS-OTUA : « Propriétés d'emploi des aciers ; renseignements techniques » sous le titre :

« LA RÉSISTANCE A LA FATIGUE
DES ASSEMBLAGES SOUDÉS A L'ARC
EN ACIERS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE ».

(*) 5 bis, rue de Madrid - 75379 Paris Cedex 08 - Tél. : 522.83.00.

La protection anticorrosion des ouvrages métalliques : évolution technique et réglementaire

par D. ANDRÉ

Ingénieur E.N.S.C.T. Chef de la Section de la qualité des équipements
au Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées

Introduction

Depuis 10 ans, la protection anticorrosion des ouvrages métalliques en France a considérablement évolué sur le plan technique en raison :

- de l'augmentation des prix de revient d'application des couches de peintures,
- de l'application de produits de type nouveau dont les performances anticorrosion en service sont bien meilleures,
- des nouvelles techniques de préparation de surface, en atelier par exemple.

La conjonction de ces trois éléments a conduit à modifier sensiblement la conception des systèmes de protection anticorrosion des ouvrages d'art métalliques en limitant le nombre de couches de peinture au profit de couches plus épaisses pour assurer une protection efficace pendant une dizaine d'années.

Par ailleurs, la mise en place d'une procédure d'agrément de systèmes de protection anticorrosion, la généralisation des contrôles d'application et de produit, l'information meilleure des maîtres d'œuvres ont contribué à l'amélioration de la qualité de la protection anticorrosion des ponts.

Évolution technique des systèmes de protection anticorrosion

Historiquement, la protection anticorrosion des ouvrages d'art était assurée habituellement par :

- 5 couches de peinture à l'huile avec primaire au minium de plomb et couches intermédiaires à l'oxyde de fer micacé pour les parties vues,
- 4 couches des mêmes peintures remplacées très souvent par 2 ou 3 couches de brai de houille ou de bitume de pétrole pour les parties non vues (dessous d'ouvrage ou intérieurs de caisson).

La préparation de surface était généralement réalisée par sablage sur le site avant mise en peinture.

Pour les parties vues, les peintures à l'huile ont progressivement été remplacées par des peintures glycérophatiques, le même type de pigmentation étant conservé sauf pour les couches de finition colorées pour lesquelles de nouvelles pigmentations étaient utilisées. Certains ouvrages situés dans des ambiances plus agressives étaient protégés par un système métallisation plus peinture.

Généralement, la métallisation au zinc était recouverte de 3 ou 4 couches de peinture glycérophthalique après application d'une peinture primaire réactive pour colmater la métallisation.

Les résultats obtenus avec ces systèmes, qu'ils soient peinture ou métallisation plus peinture, sont généralement très bons avec des périodicités d'entretien de 10 ans et plus ; leurs inconvénients résident dans le délai qu'ils demandent pour l'application (obligation d'appliquer à la brosse pour la plupart de ces produits), dans des temps de séchage souvent trop longs et dans un nombre de couches élevé. Il en résulte des prix élevés en particulier dans le cas des systèmes métallisation peinture.

Aussi, l'orientation actuelle est différente surtout pour essayer de diminuer le nombre de couches bien que certains systèmes décrits ci-avant soient encore utilisés sur des ouvrages neufs comme sur des systèmes en entretien. Seules sont pratiquement abandonnés les systèmes de peinture à l'huile pour lesquels l'utilisation n'est plus compatible avec les programmes de chantier actuels en raison de l'immobilisation du matériel et des temps de personnel. Il en est de même des systèmes métallisation zinc + peinture de moins en moins utilisés pour des raisons de prix. Enfin, les systèmes brai de houille ou bitume de pétrole pour la protection des parties non vues sont pratiquement abandonnés, les qualités de protection étant insuffisantes par rapport à des produits comme les brai-époxy dont l'utilisation est pratiquement aussi souple. Les systèmes 4 ou 5 couches de peinture glycérophthalique avec primaire au minium de plomb sont encore utilisés couramment :

- en entretien sans mise à nu totale de l'acier quand la protection est assurée par des systèmes type peinture à l'huile,
- sur des structures remises à nu totalement mais de forme telle que l'application au pistolet est difficile.



Figure 1 — Décapage sur le site d'un ouvrage avant mise en peinture.

Évolution réglementaire des systèmes de protection anticorrosion

Principe de l'agrément des systèmes de protection anticorrosion

Depuis 1971, un agrément des systèmes de protection anticorrosion des ouvrages métalliques a été mis en place sous l'égide de la « Commission d'agrément des peintures pour la protection des ouvrages métalliques ».

Les principes de l'agrément sont les suivants :

- agrément de systèmes de protection dans leur ensemble depuis la couche primaire jusqu'à la couche de finition et non de produits individuels,
- application de systèmes agréés sur ouvrage neuf en acier décapé SA3 ou sur ouvrage ancien remis à nu totalement par décapage. La possibilité d'appliquer sur métallisation existe,

- volonté d'obtenir une durée de vie identique quelles que soient la partie de l'ouvrage et l'ambiance dans lequel il se trouve. Cela se traduit par une garantie anticorrosion unique fixée à 7 ans avec référence au cliché 9 Re 1 de l'échelle européenne des degrés d'enrouillement pour peinture antirouille, cela pour tous les ponts,
- aucune obligation de formulation, de type de produit ou de nombre de couches pour les systèmes proposés à l'agrément. Le principe de l'agrément est basé sur une aptitude à la fonction du système dans une ambiance donnée,
- obligation pour le fabricant de ne rien modifier dans la formule d'un produit agréé.

Puisque la durée de vie des protections anticorrosion doit être unique quels que soient le type d'ouvrage et l'ambiance dans laquelle il se trouve, la Commission d'agrément a été amenée à définir différentes classes d'agrément afin que les fabricants puissent moduler la composition, la nature ou le nombre de produits à utiliser pour une partie d'ouvrage ou une atmosphère.

Les classes d'agrément sont données dans le tableau suivant (ponts métalliques seulement).

Éléments de structure	Atmosphère		
	Rurale	Urbaine ou industrielle	Maritime
Parties vues	R 1	U 1	M 1
Parties non vues non condensantes	R 2	U 2	M 2
Parties non vues condensantes	R 3	U 3	M 3

La définition des atmosphères est celle qui figure dans le Dictionnaire Technique des Peintures et des Travaux de Peinture (NF T 30-001).

La définition des parties vues et des parties non vues est évidemment fonction de chaque type d'ouvrage et de sa situation.

Les parties non vues condensantes, en général surfaces horizontales sous les ouvrages, ont souvent des dégradations par corrosion accentuées ; pour essayer d'homogénéiser les délais d'entretien et répondre aux exigences de l'agrément, une classe a été créée et

conduit très souvent à utiliser des systèmes d'épaisseur renforcée.

Essais d'agrément et obligations du fabricant

Le fabricant propose, dans une ou plusieurs classes d'agrément, un système de protection et les agréments sont prononcés par le Ministre après l'avis favorable de la Commission qui examine :

- les résultats des essais de qualité en laboratoire ; ces essais sont effectués sur plaques métalliques recouvertes du système à tester, les applications des produits étant toujours réalisées dans les conditions identiques au chantier, définies au préalable par le fabricant.

Les essais de laboratoire comprenant principalement un essai de résistance au vieillissement artificiel (NF T 30-049), un essai de résistance au brouillard salin (NF X 41-002) et un essai d'adhérence par quadrillage (NF T 30-038) ou d'adhérence par résistance à l'arrachement (NF T 30-062).

- les références d'utilisation du système proposé ; ces références concernent les systèmes qui ont déjà fait l'objet d'applications au réel, convenablement suivies et dont les caractéristiques d'utilisation sont analogues à celles pour lesquelles le système est proposé.

La commission attache une très grande importance à l'examen de ces références d'emploi qui peuvent être un facteur déterminant dans l'acceptation ou le refus de l'agrément du système.

- les résultats d'essais d'éprouvettes placées en vieillissement naturel pendant 2 ans dans des ambiances correspondant à la classe d'agrément. Si aucune dégradation n'est apparue pendant cette période, l'agrément définitif est accordé au système.

Si les résultats d'essais sont favorables, une analyse complète des produits entrant dans la composition des systèmes est effectuée afin d'identifier le plus précisément possible les éléments de la formule, en particulier pour la partie résine. Cette analyse sert ensuite de base pour les contrôles ultérieurs.

Enfin, le fabricant doit exercer pour les produits agréés un autocontrôle portant sur un certain nombre de caractéristiques de produits liquides, autocontrôle qui est vérifié périodiquement par des agents désignés par la Commission.

Choix d'un système agréé

La remise en peintures d'un ouvrage demande une bonne utilisation des listes de systèmes agréés qui sont à la disposition du responsable des travaux.

Avant de lancer la consultation pour la mise en peintures d'un ouvrage, qu'il soit neuf ou remis à nu par décapage total, le maître d'œuvre doit définir un certain nombre de points :

- l'ambiance dans laquelle se situe l'ouvrage : rurale, urbaine ou industrielle, maritime ; la position géographique de l'ouvrage sous certains vents dominants peut imposer le choix d'un système de l'ambiance d'agressivité supérieure.
- la répartition des parties vues et des parties non vues de l'ouvrage et dans les parties non vues les parties condensantes et les parties non condensantes ; dans certains cas, il peut être préférable de traiter en parties non vues condensantes l'ensemble des parties vues, soit parce que l'organisation du chantier en est facilitée, soit parce que le type d'ouvrage ne permet pas un découpage facile des deux classes de parties non vues.

Les classes d'agrément étant choisies pour les différentes parties de l'ouvrage à peindre, il reste à rechercher dans les listes de systèmes de chaque classe les natures de produit qui conviendront le mieux compte tenu du type d'ouvrage, des impératifs de chantier. Les fiches d'agrément donnent tous conseils utiles pour ce choix ; voici quelques exemples :

- certaines familles de produits comme les peintures riches en zinc qui doivent être appliquées nécessairement au pistolet donnent des résultats médiocres ou mauvais sur des petites cornières par exemple en raison des sur – ou sous – épaisseurs d'application.



Figure 2 – Type de structure dont l'entretien ne permet pas le choix d'une peinture riche en zinc.

Le mode d'application prévu pour chaque produit doit donc être étudié soigneusement car pour un type d'ouvrage donné, il peut faire choisir un autre produit.

- certains produits dont l'application demande des conditions de température et d'hygrométrie moins limites, seront à préférer en cas de conditions climatiques sévères pendant la période des travaux.
- le délai limite de recouvrement (minimal comme maximal) de chaque produit ou le nombre de couches du système imposent des contraintes de chantier qui peuvent être difficiles à respecter en fonction du type d'échafaudage par exemple.

Ces points sont des critères de choix de systèmes très importants pour un ouvrage donné.

- enfin, le niveau de décapage prévu par un système est important ; en effet, certains types de produit tolèrent une préparation SA 2,5 et non SA 3. C'est le cas des brai-époxy ou des peintures glycérophthali-ques avec primaire au minium de plomb qui seront préférées pour des remises en peintures d'ouvrage avec décapage à blanc mais avec des zones d'accès difficile.

Exemples de systèmes couramment utilisés :

Les systèmes présentés ci-après sont couramment utilisés pour la protection des ponts métalliques en France; bien entendu cette liste n'est pas exhaustive, d'autres types de systèmes agréés étant possibles dans les ambiances considérées.

Parties vues des ponts :

- dans les ambiances urbaine et maritime, on utilise très souvent un système 3 couches comportant : une couche de peinture riche en zinc à liant époxydique, une couche de peinture époxydique pigmentée, une couche de peinture polyuréthane (épaisseur totale 170 μm).

Ce système comporte plusieurs variantes possibles à utiliser en fonction des exigences de chantier : primaire riche en zinc à liant silicate éthylique et non époxydique, finition acrylique (urbaine) ou acrylique-polyuréthane, deux couches de peinture vinylique (urbaine) ou de peinture polyuréthane sur le primaire au zinc.

Ce type de système donne d'excellents résultats à condition que les conditions d'application soient strictement respectées en particulier :

- préparation de surface SA 3,
- éviter les surépaisseurs du primaire riche en zinc
- ne pas dépasser les délais limites de recouvrement.

L'entretien d'un système à finition polyuréthane demande obligatoirement un décapage léger préalable pour donner une rugosité qui favorisera l'accrochage de la couche nouvelle qui devra être correctement choisie.

— dans l'ambiance rurale, deux types principaux du systèmes sont utilisés :

un système glycérophthalique 4 couches du type de ceux décrits précédemment avec primaire au minium de plomb ; l'épaisseur totale est de l'ordre de 150 μm .

un système caoutchouc chloré 3 couches pour lequel plusieurs types de primaires existent : caoutchouc chloré pigmenté au minium de plomb ou époxy oxyde de fer ; l'épaisseur totale est de l'ordre de 200 μm .

L'entretien de ce type de système pose a priori moins de problèmes que celui de produits bi-composants à condition d'effectuer un nettoyage correct des surfaces, d'appliquer des produits compatibles. Le décapage léger de certaines finitions glycérophthaliques très lisses est souvent nécessaire pour obtenir un bon accrochage.

Parties non vues des ponts :

- dans les ambiances urbaine et maritime, on utilise couramment deux types de systèmes :
- 2 ou 3 couches de brai-époxy directement sur acier décapé avec une épaisseur totale de 250 μm à 400 μm selon le nombre de couches.

Ce type de système donne d'excellents résultats par les qualités d'étanchéité des brai-époxy et tolère une préparation de surface SA 2,5 ; l'entretien demande

toutefois le plus souvent un décapage par projection d'abrasif.

Selon les fabricants, les qualités de produits et les classes condensantes ou non condensantes, le nombre de couches à utiliser est défini dans les fiches d'agrément.

- 1 couche de peinture riche en zinc à liant époxyde (ou silicate d'éthyle), 1 ou 2 couches de brai-époxy, soit une épaisseur totale du système de 210 à 330 μm selon le nombre de couches.

Ce type de système donne un résultat un peu supérieur au précédent, en particulier en raison du primaire anticorrosion, mais demande obligatoirement une préparation de surface SA 3 avant application.

Pour les parties non vues non condensantes, des poutres caissons uniquement, un système comportant : 3 couches de peinture riche en zinc à liant époxy (120 μm d'épaisseur totale) ou 2 couches de peinture riche en zinc à liant silicate d'éthyle (120 μm d'épaisseur totale), est intéressant ; la consommation du zinc métal dans le temps oblige à un entretien qui pourra être fait après élimination des sels de zinc par application de brai-époxy par exemple.

Ce type de système ne comportant que des peintures riches en zinc ne doit pas être utilisé dans des ambiances industrielles particulièrement agressives ni dans des poutres caissons où l'eau peut stagner. Sinon la consommation très rapide du zinc conduira à une dégradation très rapide de la peinture (1 ou 2 ans).

Des variantes de ces systèmes sont utilisées :

- brai-vinyl à la place des brai-époxy avec alors l'intérêt d'un produit mono-composant,
- époxy pigmenté à la place des brai-époxy permettant une finition claire.
- dans les ambiances rurales, on utilise les mêmes systèmes que ceux décrits ci-avant avec des épaisseurs plus faibles ou encore des systèmes glycérophthaliques 4 couches identiques à ceux des parties vues.

Organisation et contrôle des chantiers

Comme nous venons de le voir, le choix du système de protection d'un ouvrage est fondamental ; mais pour que cette protection soit efficace et durable, il faut aussi que les travaux de préparation de surface et d'application des couches soient correctement réalisés.

Pour cela, il est nécessaire qu'avant le début de tout chantier important, toutes les personnes intéressées soient réunies avec, en particulier, le chef de chantier afin que tous les problèmes d'organisation soient examinés.

En particulier on définira le planning de chantier qui, en anticorrosion, est primordial. Dans le cas général d'un système multicouches, plusieurs variables imposent un type d'avancement au chantier :

- la préparation de surface par projection d'abrasif doit être exécutée de telle manière que les projections ne viennent pas souiller une zone voisine sur laquelle la peinture vient d'être appliquée ;
- le délai possible entre décapage et application de la couche primaire, souvent très court ;
- le temps de séchage de la couche inférieure mais aussi son délai limite maximal de recouvrement ;
- l'application de la peinture sur la zone voisine sans qu'elle vienne souiller la partie déjà peinte.

Toutes ces conditions d'application avec limites inférieures et supérieures imposent un planning strict auquel il convient d'ajouter l'utilisation la plus rationnelle possible de l'échafaudage afin de ne pas le déplacer inutilement.

Ce planning étant défini et intégrant tous les paramètres, il reste à assurer un contrôle du chantier pour suivre la qualité des travaux. Ce contrôle doit bien entendu être adapté au type de chantier afin qu'il n'en gêne pas la bonne marche mais aussi pour que son action soit la plus efficace possible. Il doit être axé en général sur :

- la qualité de la préparation de surface qui doit être conforme au niveau retenu pour la propreté comme pour la rugosité,
- le respect des conditions de température et d'hygrométrie de chaque produit lors de l'application,
- le respect des délais entre décapage et application de la première couche et entre chaque couche,
- les épaisseurs d'application.

Bien entendu, on peut aussi effectuer par sondage des vérifications de la qualité des produits ; comme il a été dit, l'utilisation de produits agréés assure le maître d'œuvre d'un suivi statistique de la production du fabricant, aussi ces contrôles analytiques, souvent chers, ne doivent pas être développés.

Conclusion

L'évolution technique et réglementaire de la protection anticorrosion des ponts métalliques s'est faite à la fois par un meilleur choix, par une meilleure utilisation des produits existants sur le marché et par un contrôle des travaux plus strict. L'existence de systèmes agréés pour une ambiance donnée dont la qualité des produits est suivie régulièrement à la production, permet si le système est correctement choisi et appliqué, d'avoir une quasi-certitude de l'efficacité de la protection.

Le maître d'œuvre doit bien sûr définir la protection à appliquer en fonction du type d'ouvrage, de l'ambiance dans laquelle il se trouve et aussi de certaines contraintes de chantier. Il doit également assurer un

contrôle de chantier principalement axé sur la surveillance de la préparation de surface et de l'application des produits. Il a pour cela toutes les informations nécessaires à sa portée.

L'ensemble de ces nouvelles techniques de choix et de contrôle nous permet d'espérer des durées de vie de protection anticorrosion supérieures aux dix ans avec un nombre de couches très inférieur à ce qu'il était habituellement. De plus, la meilleure qualité des primaires anticorrosion utilisés doit nous permettre d'éviter une corrosion de l'acier et donc un entretien des ouvrages sans remise à nu totale et application sur les couches existantes après nettoyage soigné bien entendu.

Bibliographie

- Fascicule n° 17 et 67 du CCTG concernant la fourniture des peintures et l'exécution des travaux de protection des ouvrages métalliques contre la corrosion (Bulletin Officiel du Ministère de l'Équipement et du Logement, Fascicule spécial n° 71-96 bis).
- Circulaire n° 82-84 du 12 Octobre 1982 accordant l'agrément à des systèmes de peintures pour la protection des ouvrages métalliques contre la corrosion (Bulletin Officiel du Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie et du Ministère des Transports, Fascicule spécial n° 82-42 bis).
- Guide de contrôle de chantier de peintures sur ouvrage métallique (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Avril 1978).
- La corrosion et l'anticorrosion dans le domaine des ouvrages métalliques de génie civil, E. Beltrémieux, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n° 87, Janv.-Fév. 1977, p. 117-122.
- Évolution de la protection anticorrosion des ponts métalliques, P. Méhue, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n° 87, Janv.-Fév. 1977, p. 123-129.
- Utilisation des peintures riches en zinc pour la protection anticorrosion des ouvrages de génie civil, A.M. Serres, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. n° 88, Mars-Avril 1977, p. 142-147.
- L'organisation des chantiers de protection anticorrosion, D. André, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n° 88, Mars-Avril 1977, p. 118-122.

La protection anticorrosion des ponts métalliques de la SNCF

par M. JERRAM,
attaché au département des ouvrages d'art de la SNCF

Il y a manquement aux principes qui régissent l'économie des matériaux lorsqu'en raison d'une absence de protection anticorrosion, la perte annuelle de matière est telle que la sécurité de fonctionnement d'un objet se trouve amoindrie, ou lorsqu'on en vient à éliminer cet objet et à le remplacer avant la fin de sa durée normale d'utilisation.

Vus sous cet angle, les ouvrages métalliques de la SNCF nécessitent une protection efficace contre la corrosion pendant toute leur durée de vie, pour que soit garantie leur utilisation en toute sécurité.

Il est donc évident que la corrosion constitue un problème particulièrement sérieux pour la SNCF qui a, en effet, la charge de l'entretien de quelques 10 000 tabliers de ponts métalliques d'ouverture supérieure à 2 m, représentant un poids de près de 600 000 tonnes. Il faut ajouter à tous ces ponts, les charpentes métalliques des halles des gares, des ateliers et des remises, les ponts tournants ainsi que les portiques et les supports caténaux dont le nombre s'accroît au fur et à mesure de l'électrification.

1. Durée de vie d'un ouvrage et sa protection anticorrosion

Compte tenu de l'espérance de vie des ouvrages en acier — 3 200 tabliers de ponts métalliques ont plus de 80 ans et 500 de ceux-ci ont plus de 100 ans —, et du fait que la durée de vie des systèmes de protection est beaucoup plus faible, il est donc nécessaire de retoucher ou de renouveler les systèmes de peinture, à des intervalles bien déterminés, en fonction de l'agressivité à laquelle ils sont exposés.

On peut ainsi considérer que chaque pont métallique de la SNCF est, en moyenne, remis en peinture tous

les 12 ans. Pour obtenir ce résultat, il est nécessaire de remettre en peinture, chaque année, environ 750 000 m² ce qui, aux conditions économiques du 1er Janvier 1983, représentait une dépense de l'ordre de 60 millions de francs.

Afin de ne pas voir cette dépense, non négligeable, augmenter et de mieux combattre les méfaits de la corrosion, la SNCF s'attache donc à mettre en œuvre des systèmes de protection nécessitant un faible entretien.

2. Critères d'une protection anticorrosion à faible entretien

Un système de protection anticorrosion présente une durée de vie d'autant plus longue, et donc demande moins d'entretien, que les conditions suivantes sont bien respectées :

- observations des règles de base pour la conception et l'élaboration d'un projet,
- surface préparée, en usine par grenaillage ou, au chantier par projection d'abrasifs conformes à la réglementation en vigueur,
- utilisation de revêtements primaires ayant, soit un rôle d'inhibition contre la rouille, soit un effet de protection cathodique,
- utilisation de peintures de finition adaptées à l'agressivité corrosive prédominante sur le lieu de cet ouvrage,
- conditions atmosphériques optimales pendant la mise en œuvre des revêtements selon les règles de l'art,
- choix d'une épaisseur de revêtement adaptée à sa qualité.

3. Adaptation d'un projet à la protection anticorrosion

A la SNCF, la lutte contre la corrosion commence aux bureaux d'études par la conception de projets adaptés à la protection anticorrosion. La nature et le principe des opérations ultérieures d'entretien du système de protection y sont évoqués dès ce stade afin de pouvoir obtenir, par la suite, une bonne exécution des travaux à moindres frais.

Ainsi, tout en répondant aux exigences sur le fonctionnement et la stabilité d'un ouvrage, certaines dispositions sont prises afin que les attaques de la corrosion soient moins virulentes. On peut citer, en particulier, la

libre évacuation des eaux, les mesures destinées à éviter l'accumulation de feuilles, de ballast, de sable, de détritiques et d'humidité ainsi que les facilités d'accès pour les travaux d'entretien et les opérations de contrôle.

Par ailleurs, l'utilisation de caissons, dont les soudures sont étanches ou dont les trous d'hommes éventuels sont fermés de façon étanche, constitue une solution avantageuse sur le plan anticorrosion car, dans de tels cas, la protection des surfaces intérieures devient superflue.

4. Préparation des surfaces

Il est inutile de rappeler ici l'importance de la préparation de surface dans les travaux de peinture. Il a, en effet, été démontré que le traitement préparatoire des surfaces dépasse de beaucoup, en importance, les variations entre les durées de vie d'une peinture par rapport à une autre.

Les procédés de dérouillage manuel — brossage, piquage, martelage, etc. — dont les résultats sont très médiocres, ne sont autorisés à la SNCF que pour le traitement préparatoire de petites surfaces lors des retouches ou de petit entretien.

C'est pourquoi, la plupart du temps, il est préconisé de recourir à un grenaillage ou à une projection d'abrasifs, seuls procédés permettant d'atteindre, sur la totalité des surfaces, le degré de propreté souhaité.

De plus, grâce à la surface rugueuse obtenue par ces procédés, l'adhérence du revêtement primaire et, de ce fait, les propriétés du système de protection, se trouvent améliorées.

D'une façon générale, pour les ouvrages neufs, il est demandé l'obtention du degré de propreté SA 3.

Pour les ouvrages anciens, en entretien, la préparation de surface, réalisée par projection d'abrasifs, consiste soit en une mise à nu du métal — degré de propreté obtenu : SA 2 1/2 — lorsque les surfaces oxydées sont supérieures à 30 % de la totalité de la surface de l'ouvrage à traiter, soit en un nettoyage général visant à conserver les revêtements primaires encore bien adhérents lorsque l'oxydation s'est développée sur moins de 30 % de la surface de l'ouvrage.

D'autres procédés permettent d'obtenir un résultat technique identique tout en laissant entrevoir des économies substantielles. Des essais de décapage par sablage humide ou par projection d'eau sous pression ont été ainsi réalisés à la SNCF, mais la mise en œuvre de ces procédés est, pour l'instant, limitée du fait de la nécessité pour les entreprises de se procurer un matériel spécial très coûteux.

5. Emploi de revêtements primaires adaptés

La SNCF utilise, comme revêtements primaires, soit des peintures à liant huile de lin ou de plus en plus oléoglycérophthalique (figure 1 : consommation annuelle

de peintures), pigmentées au minium de plomb, soit des revêtements métalliques obtenus par galvanisation à chaud ou par métallisation au pistolet.

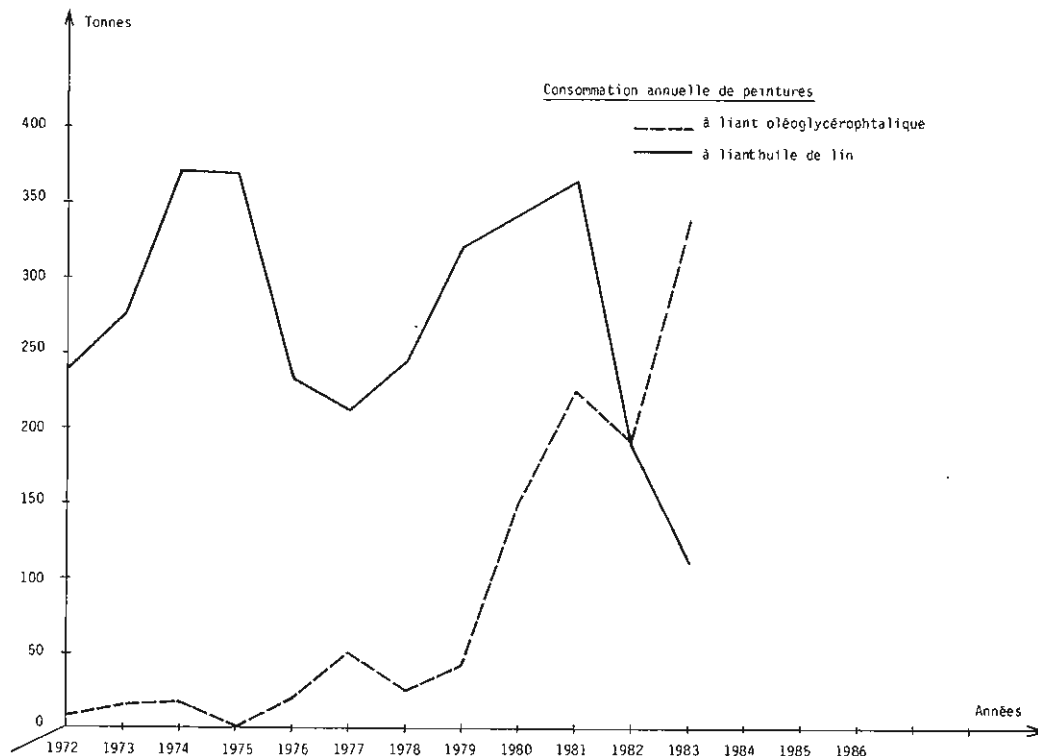


Figure 1 — La protection anticorrosion des ouvrages métalliques de la SNCF

D'une façon générale, les peintures primaires sont appliquées à la brosse en deux couches d'épaisseur 30 microns chacune. En utilisant le minium de plomb, bien connu pour son rôle d'inhibiteur de rouille, il ne faut pas conclure que la SNCF considère que les autres pigments ne peuvent pas donner satisfaction. Mais il faut noter que, dans le cas où l'application de peintures dans des conditions absolument exemptes d'humidité

est fort improbable — ce qui est le cas des chantiers de la SNCF —, les peintures au minium de plomb donnent les meilleurs résultats. En outre, le fait de passer, en entretien, à des systèmes nouveaux non compatibles avec le système actuel nécessiterait des décapages au degré de propreté SA 3, degré qu'il est excessivement difficile d'obtenir sur site.

Néanmoins, afin d'accentuer sa lutte contre la corrosion, la SNCF étudie actuellement des systèmes de peintures à base de résines époxydiques modifiées, compatibles avec des résines alkydes anciennes et applicables au pistolet air-less.

L'utilisation de peintures comme revêtements primaires intéresse aussi bien les ouvrages neufs que les ouvrages en entretien. Toutefois, depuis ces dernières années, la SNCF a, de plus en plus, choisi de protéger ses ouvrages neufs par une protection cathodique obtenue par métallisation au zinc.

Dans ce procédé, en effet, le potentiel électrochimique de l'acier à protéger est tel que le processus de dissolution anodique du métal, qui est un processus partiel de la réaction de corrosion, ne peut plus se dérouler. De plus, l'effet anticorrosif est également dû à l'obturation des lacunes dans le revêtement, consécutives à des chocs ou des rayures, par les produits de la corrosion du zinc, étanches et dont le volume est important.

Cependant, le coût de ce procédé, ainsi que les nombreuses difficultés rencontrées pour sa mise en œuvre sur site — c'est-à-dire sur des ouvrages sur lesquels la circulation ferroviaire n'est pas interrompue —, fait que cette technique n'est jamais utilisée à la SNCF pour des ouvrages anciens.

Par ailleurs, bien que le zinc se corrode beaucoup plus lentement que l'acier, les pertes annuelles en poids de zinc sont très variables selon le lieu où l'ouvrage est implanté (figure 2). C'est pourquoi, d'une manière générale, ce revêtement de zinc, d'épaisseur 120 microns, est lui-même protégé par un traitement complémentaire par peintures qu'il convient d'entretenir régulièrement.

Lorsqu'en site rural, il est décidé de protéger un ouvrage par une métallisation seule, l'épaisseur du revêtement est portée à 200 microns et la perte de poids dans le temps est régulièrement suivie.

D'autre part, la couche de zinc n'est soumise qu'à un accrochage mécanique sur l'acier, et l'adhérence

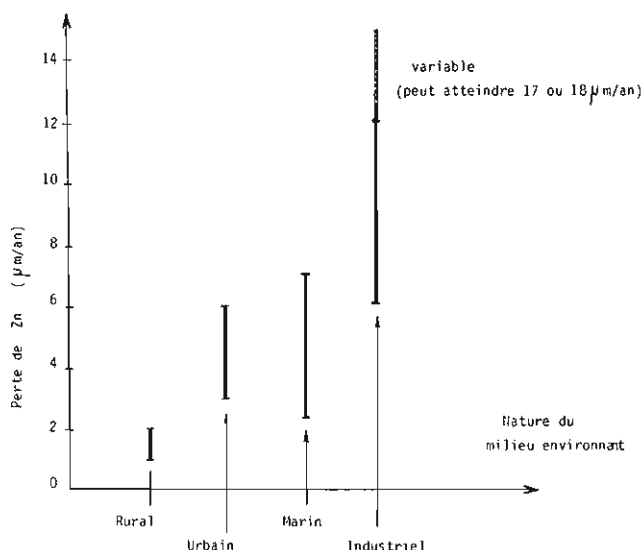


Figure 2 — La protection anticorrosion des ouvrages métalliques de la SNCF.

du revêtement ne dépend donc, dans une large mesure, que de la rugosité de surface obtenue de l'acier. C'est pourquoi, il faut noter que la galvanisation à chaud est supérieure à la métallisation. Pendant la galvanisation, en effet, la diffusion du zinc en fusion provoque, sur la surface de l'acier, la formation de couches d'alliage fer-zinc, exemptes de pores et adhérant solidement, ainsi qu'une couche superposée de zinc. Cependant, la dimension des bains de galvanisation limite l'utilisation de ce procédé. Néanmoins, les supports caténaires, les potences de signalisation ainsi que les accessoires d'ouvrages d'art tels que caillebotis, garde-corps ou échelles d'accès sont désormais galvanisés.

Il faut noter également l'emploi à la SNCF de peintures à base de poudre de zinc. Ces peintures, qui ont un effet de protection cathodique mais qui ne sont pas compatibles avec les peintures au minium de plomb existant sur les ouvrages anciens, ne sont utilisées que, comme reconstituant à froid, pour l'entretien des structures métalliques galvanisées ou métallisées.

6. Choix des peintures de finition

Les peintures de finition devraient être choisies en fonction, non seulement de l'agressivité de l'environnement qui règne sur le lieu d'implantation d'un ouvrage, mais également des sollicitations particulières à chaque ouvrage, telles que la formation fréquente d'eau de condensation ou même l'action de produits

chimiques agressifs dus à la dispersion de marchandises à partir des wagons.

Comme il est évident qu'il n'est pas possible de traiter chacun des 10 000 ouvrages de la SNCF selon sa position géographique, une méthode générale basée sur trois types de produits a été instaurée.

D'une manière générale, sur l'ensemble d'un ouvrage, le revêtement primaire est recouvert par des peintures antirouilles, à l'huile de lin ou aux résines alkydes, dont le pigment prépondérant est de l'oxyde de fer micacé.

Utilisées en deux couches d'épaisseur 40 microns chacune, ces peintures, l'une de teinte gris foncé et l'autre de teinte gris clair, contiennent, en proportions différentes, de l'oxyde de zinc et du graphite. Le choix de l'oxyde de fer micacé est justifié par le fait que les couches de finition doivent être imperméables pour protéger le revêtement primaire de l'humidité. Cette imperméabilité est, dans ce cas, obtenue grâce à la structure lamellaire de l'oxyde de fer micacé dont les lamelles se positionnent d'autant mieux sur le support que la peinture est appliquée à la brosse.

En conséquence, ces peintures anti-rouille ont donné satisfaction à la SNCF pendant de nombreuses années, d'autant plus qu'avant 1974, la couche de peinture gris clair était alors appliquée avant celle de teinte gris foncé qui contient donc moins d'oxyde de zinc.

Mais, depuis cette date, pour des raisons d'esthétique, la couche de peinture anti-rouille de teinte gris clair a été utilisée comme couche finale. Or, en cas d'action combinée de vapeurs acides et d'humidité, l'oxyde de zinc se transforme en sels de zinc, solubles dans l'eau, qui sont emportés par l'eau, et laissent subsister une peinture dégradée. C'est pourquoi, actuellement, les couches de peintures de finition comprennent une couche de peinture pigmentée à l'oxyde de fer micacé suivie d'une couche de peinture dont le pigment prépondérant est du dioxyde de titane, variété rutile.

Il faut noter ici que l'aluminium, dont la structure est également lamellaire, a été largement employé à la SNCF, il y a une vingtaine d'années, comme pigment dans les peintures de finition et d'habillage. Toutefois, bien que ces peintures figurent toujours dans le cahier des charges de la SNCF, leur emploi est tombé en

désuétude étant donné le coût actuellement trop élevé de la poudre d'aluminium.

Par ailleurs, afin d'améliorer l'imperméabilité du revêtement de finition, la SNCF préconise, sauf empêchement du point de vue esthétique, l'emploi de 2 couches de peinture bitumineuse à base de bitume de pétrole, à raison d'une épaisseur de 100 microns par couche, sur les parties d'ouvrage non exposées aux rayons ultra-violet. Cela concerne en particulier, non seulement tous les intérieurs de caissons ouverts ou fermés non étanches, mais plus généralement tous les dessous de ponts et donc, les zones les plus condensantes d'un ouvrage.

Cependant, bien que moins coûteux tout en étant au moins aussi efficace, ce procédé est limité dans son emploi par l'aspect noir qu'il offre aux regards.

Les revêtements de finition visés ci-dessus sont donc appliqués sur la majorité des ponts de la SNCF. Cela concerne en effet tous les ouvrages situés en milieu rural ou faiblement urbanisé ainsi qu'en atmosphère industrielle peu agressive.

Toutefois, 15 % environ des tabliers de ponts métalliques de la SNCF sont situés soit en milieu fortement urbanisé, soit en atmosphère industrielle agressive.

Afin de répondre aux sollicitations supplémentaires auxquelles sont soumis ces ouvrages, la SNCF utilise, comme revêtement de finition, 2 couches de peintures anti-rouille aux résines alkydes styrénées. Alors que toutes les peintures citées précédemment répondent à des formulations de la SNCF, ces dernières font partie de systèmes à 4 couches agréés spécialement lors de campagnes d'essai.

Pour ces peintures, l'épaisseur minimale de chaque couche est, dans ce cas, fixée à 30 microns.

7. Conditions atmosphériques optimales

La protection d'un ouvrage métallique doit faire l'objet d'une mise en œuvre particulièrement soignée. Elle doit être réalisée selon les règles de l'art, qu'il est inutile de rappeler ici, dans des conditions atmosphériques optimales.

Pour ce faire, il est, à la SNCF, préconisé d'interrompre l'application des différentes couches de peinture en cas de pluie ou de brouillard et, d'une manière générale, lorsque le degré hygrométrique de l'atmosphère est supérieur à 75 %. Il doit en être de même

lorsque la température extérieure s'abaisse au-dessous de $+ 5^{\circ}\text{C}$ – $+ 10^{\circ}\text{C}$ dans le cas d'application de peintures à base de résines époxydiques –, ou si l'ouvrage est exposé en plein soleil par fortes chaleurs. Ces règles sont également valables pour les travaux de métallisation.

Malheureusement, bien souvent, la SNCF est amenée à autoriser la mise en œuvre des systèmes de protection

jusqu'à un degré hygrométrique de 90 %. Ceci tient au fait que les travaux de remise en peinture sont, dans la plupart des cas, exécutés sans interruption de circulation, à la faveur d'intervalles, et éventuellement de consignations caténaires, souvent très courts. Il importe alors, en priorité, d'utiliser au maximum ces périodes.

8. Conclusions

Le respect de toutes les conditions visées ci-dessus permet à la SNCF d'obtenir une garantie satisfaisante pour les travaux de protection anticorrosion.

En règle générale, les délais de garantie pour les travaux de peinture sur ouvrages neufs sont fixés à 7 ans au degré d'enrouillement Re 2 – degré d'efficacité 8 – de « l'échelle européenne de degrés d'enrouillement pour peintures anti-rouille ». Pour les travaux de réparation de la protection anticorrosion, les délais de garantie obtenus sont également de 7 ans (4 ans pour des ouvrages fortement sollicités) au degré d'enrouillement

Re 3 – degré d'efficacité 7 de la protection anti-rouille –. Les travaux de métallisation sont, quant à eux, garantis 10 ans.

Toutefois, nous terminerons en répétant que l'efficacité de chaque système de protection anticorrosion est absolument tributaire de la qualité de l'exécution du travail. Cette qualité doit donc, outre le fait qu'elle soit garantie, être assurée par un système de contrôle fiable. C'est ainsi que chaque phase des travaux ne peut être, à la SNCF, réalisée qu'après contrôle et réception, par des spécialistes, de la phase précédente.

Enquête de l'OTUA concernant la protection contre la corrosion des ouvrages maritimes et portuaires

R. JOLLIOT

Chef de division au département de l'information technique
chargé des questions B.T.P. ouvrages d'art à l'OTUA

A l'occasion d'adjudications récentes, concernant des ouvrages d'art situés en zones littorales, certains maîtres d'œuvre ont écarté les solutions métalliques qui leur étaient proposées en invoquant pour raisons de ces rejets :

1. le risque d'une corrosion accélérée,
2. le coût, jugé excessif, de l'entretien des ouvrages situés en bordure de mer.

Pour répondre à ces objections, l'OTUA a décidé de se livrer à une enquête auprès des responsables de l'entretien des installations des grands ports maritimes.

En effet, la concentration exceptionnelle, sur l'aire géographique des ports maritimes, d'ouvrages d'art et d'engins métalliques, constitue un test, en vraie grandeur, d'une signification inégalée, en matière d'entretien pour ces ouvrages et ces installations.

Cet enquête a été effectuée avec l'agrément de Monsieur Roger TENAUD, Ingénieur Général des Ponts & Chaussées, Directeur du Service Central Technique des ports et de la navigation maritime, qui a bien voulu appuyer nos démarches auprès des ports de Dunkerque, Le Havre, La Rochelle et Marseille.

Dates des visites effectuées :

- le 13 juillet 1982 : à la Rochelle,
- le 17 septembre 1982 : à Marseille,
- le 23 septembre 1982 : à Dunkerque,
- le 8 octobre 1982 : au Havre.

Personnes rencontrées :

- à la Rochelle :
M. FAYEIN, I.P.C. Responsable des travaux au Port de la Rochelle-Pallice,
assisté de M. MAIN, Ingénieur T.P.E.
- à Marseille :
M. ROUAN, Chef du Service Outillage au Port Autonome,
assisté de M. BEGUE, Chef du Bureau d'Étude - Service Outillage.
- à Dunkerque :
M. GROSELLE, Chef du Service Infrastructure du Port Autonome,
assisté de MM. PARSIS, Le VEN, DUPRÉ, responsables des travaux d'entretien.
- au Havre :
M. BERTHELOT, Chef du Service Infrastructure du Port Autonome,
assisté de MM. LEGRAS et BIMBOES, respectivement responsables de l'entretien de l'outillage et des ouvrages d'art.

Les questions :

Dans chacun des ports visités, les questions suivantes ont été posées :

1. quelle est la périodicité des opérations d'entretien, la nature et la consistance de ces opérations ?
2. pouvez-vous préciser le coût des opérations d'entretien, selon :
 - . la nature des ouvrages,
 - . l'âge des ouvrages,
 - . le système de protection mis en œuvre.

Les réponses à ces deux questions relèvent d'une même trame commune qui peut se résumer ainsi :

1. considérations générales sur l'emploi de l'acier dans les installations portuaires ;
2. classement des installations des points de vue « situation » et « contraintes d'utilisation » :
 - génie civil : ouvrages immergés
 ouvrages à l'air libre
 - outillage : engins maritimes
 engins à quai
 - ouvrages ou engins en service permanent
 - ouvrages ou engins en service intermittent.
3. servitudes d'entretien liées :
 - à la notion de service,
 - à l'accessibilité de l'ouvrage.
4. prévention et protection anticorrosion :
 - ouvrages existants :
 - . surveillances
 - . entretien $\left\{ \begin{array}{l} \text{préventif} \\ \text{curatif} \end{array} \right\}$ selon critères de surveillance et d'accessibilité
 - ouvrages neufs (ou récemment mis en service) :
 - . ouvrages immergés (ou subissant le marnage)
 - . protection active
 - . protection passive
 - . ouvrages à l'air libre
 - . protection active
 - . protection passive (choix de systèmes)
 - autres types de protection

2. classement des installations des points de vue « situation » et « contraintes d'utilisation » :

- génie civil : ouvrages immergés
 ouvrages à l'air libre
- outillage : engins maritimes
 engins à quai
- ouvrages ou engins en service permanent
- ouvrages ou engins en service intermittent.

ouvrages à l'air libre

- outillage : engins maritimes
engins à quai
- ouvrages ou engins en service permanent
- ouvrages ou engins en service intermittent

engins à quai

- ouvrages ou engins en service permanent
- ouvrages ou engins en service intermittent

3. servitudes d'entretien liées :

- à la notion de service,
- à l'accessibilité de l'ouvrage.

- à l'accessibilité de l'ouvrage.

4. prévention et protection anticorrosion :

- ouvrages existants :

- surveillances

- entretien $\left\{ \begin{array}{l} \text{préventif} \\ \text{curatif} \end{array} \right\}$ selon critères de surveillance
et d'accessibilité

curatif } et d'accessibilité

- ouvrages neufs (ou récemment mis en service) :

- ouvrages immergés (ou subissant le marnage)

- . protection active

- protection passive

- ouvrages à l'air libre

- protection active

- protection passive (choix de systèmes)

- autres types de protection

5. exemples de coûts de protection par peintures

Avant de développer, ci-après, le contenu des réponses selon la trame indiquée plus haut, il apparaît intéressant de souligner que la périodicité (et le coût) de l'entretien des ouvrages, observés sur une longue période, ont fortement varié dans le temps.

Cette variation se définit assez bien en 3 périodes :

- période des ouvrages réalisés et protégés avant 1940, pour lesquels les systèmes traditionnels de peintures anti-rouille donnaient des durées de protection de l'ordre de 15 années environ ;
- période des ouvrages construits ou ayant fait l'objet d'entretien postérieurement à la seconde guerre mondiale (à partir de 1950 environ). L'application des peintures nouvelles, apparues à cette époque, donnait généralement des durées de protection nettement plus réduites descendant parfois à 5 ans dans les cas les plus défavorables ;
- période actuelle (à partir des années 1965/70 environ). Pour les ouvrages neufs, ou récents, et la remise en peinture d'ouvrages existants, l'application, convenablement conduite, de systèmes de peintures agréés a permis de retrouver des durées de protection généralement comprises entre 12 et 18 années, voire davantage lorsque sont combinées, pour les ouvrages les plus exposés, une protection active par système cathodique et la protection passive par système de peintures agréé.

- période des ouvrages construits ou ayant fait l'objet d'entretien postérieurement à la seconde guerre mondiale (à partir de 1950 environ). L'application des peintures nouvelles, apparues à cette époque, donnait généralement des durées de protection nettement plus réduites descendant parfois à 5 ans dans les cas les plus défavorables ;

- période actuelle (à partir des années 1965/70 environ).
Pour les ouvrages neufs, ou récents, et la remise en peinture d'ouvrages existants, l'application, convenablement conduite, de systèmes de peintures agréés a permis de retrouver des durées de protection généralement comprises entre 12 et 18 années, voire davantage lorsque sont combinées, pour les ouvrages les plus exposés, une protection active par système cathodique et la protection passive par système de peintures agréé.

1. Considérations générales sur l'emploi de l'acier

De prime abord, même si le recours à l'acier paraît aller de soi dans les installations portuaires, mes interlocuteurs ont tenu à justifier certains choix de solutions métalliques.

C'est ainsi que la facilité de réparation pour les portes d'écluses (Le Havre), la pérennité des murs de quais en palplanches (Dunkerque), la souplesse des piles en tubes d'acier (La Rochelle), etc., leur paraissent des raisons prépondérantes du choix de l'acier pour des équipements d'infrastructure qui pourraient également être réalisés en béton.

Les Autorités du Port du Havre ont préféré la réalisation d'un dock flottant métallique pour la réparation d'unités de 120 000 à 200 000 tonnes pour plusieurs raisons :

- mobilité de l'engin, opposée à une cale sèche, fixe,
- facilité de modification des équipements de l'engin,
- à terme, possibilité d'allonger le dock, donc d'en augmenter la capacité portante.

- facilité de modification des équipements de l'engin,

- à terme, possibilité d'allonger le dock, donc d'augmenter la capacité portante.

A noter — pour les cales sèches — la concurrence qui existe actuellement entre le métal et le béton précontraint dans la réalisation du bateau-porte obturateur.

Dans un des ports visités, le choix récent d'un ouvrage en précontraint, pour des raisons d'opportunité financière, ne masque pas le risque de perte du bateau-porte en cas d'avarie grave alors que, dans un autre port, l'éventualité d'une réalisation similaire est purement et simplement rejetée au profit de l'acier.

2. Classement des installations du point de vue «situation» et «contraintes d'utilisation»

De même qu'une variation sensible a pu être observée sur la durée des revêtements protecteurs, l'influence de la situation des ouvrages dans l'espace constitue

un facteur essentiel dans le choix des procédés de protection. Cette situation peut se schématiser ainsi :

	A	B	1	2
Situation d'exposition	Immergés totalement ou partiellement	Non immergés soumis aux embruns		
Contraintes d'utilisation			Service permanent	Service intermittent

La distinction est toujours faite, du point de vue atteintes de la corrosion et types de protection à prescrire, entre :

A. les installations et engins, fixes ou mobiles, dont la situation habituelle est d'être totalement ou partiellement immergés avec alternance éventuelle de zones sèches et mouillées (marnage ou ballastage à l'eau de mer).

B. les installations et engins, fixes ou mobiles, situés à l'air libre, en atmosphère marine et polluée, non recouverts par l'eau, mais subissant l'action des embruns (parfois mouillés en permanence).

Une autre distinction est faite ici, du point de vue disponibilité et accessibilité, entre :

1. Les installations et engins assurant un service permanent tels que :

- . ouvrages d'art à la mer (ponts, appontements),
- . portes d'écluses maritimes,
- . docks flottants,
- . murs de quai en palplanches,
- . installations de manutention fixes, telles que :
 - portiques de manutention en vrac,
 - portiques à conteneurs,
- . certaines grues de quai.

2. les installations et engins assurant seulement un service intermittent :

- . équipements et installations de service des formes et cales de radoub : bateau-porte, portiques et grues,
- . grues et appareils de levage sur quais d'accostage,
- . bâtiments et systèmes de stockage exploités sur l'aire des ports.

3. Servitudes d'entretien

Il est évident que la nature et la fréquence de l'entretien d'une installation ou d'un appareil dépendent de ses conditions de situation et d'utilisation.

Le niveau d'entretien d'un objet classé en situation « A » est beaucoup plus contraignant, pour en maintenir la pérennité, que celui d'un objet classé en situation « B ».

Ceci peut se traduire :

- soit par un coût de premier établissement plus élevé (par exemple, surépaisseur appelée à compenser une perte de dimension par corrosion, au cours de la vie de l'installation ou de l'appareil concerné) ;
- soit par un système de protection renforcée, conjuguant une protection passive par mise en peinture et une protection active par système cathodique.

On peut donc établir le classement suivant des installations par ordre de difficulté décroissante :

1. installations, type A-1,
2. installations, type A-2,
3. installations, type B-1 : cas des ponts (en général),
4. installations, type B-2.

Les installations du type « A-1 » requièrent en général un système de protection multiple.

Les installations du type « A-2 » sont, le plus souvent, celles où peut s'exercer la pression de matériaux concurrents de l'acier (ex. bateau-porte ou chalands porte-engins en béton précontraint).

Dans le cas d'installations métalliques, la protection cathodique reste généralement de rigueur.

Les installations du type « B-1 » (c'est notamment le cas des ponts) sont généralement considérées comme bien protégées par l'application des systèmes de peintures faisant l'objet d'un agrément au sens des documents officiels de l'administration, et en particulier de la circulaire n° 82-84 du 12 octobre 1982 accordant

l'agrément à des systèmes de peintures pour la protection des ouvrages métalliques contre la corrosion (Bulletin Officiel du Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie et du Ministère des Transports, fascicule spécial n° 82-42 bis).

Les mêmes prescriptions s'appliquent également aux appareils et engins métalliques correspondant aux installations du type « B-2 ».

Le choix du système de peinture est évidemment subordonné aux conditions préexistantes de l'ouvrage :

1. conditions facilitées au maximum : cas des ouvrages neufs, ou des ouvrages mis au sec pour grand entretien ;
2. conditions plus difficiles mais acceptables : cas des ouvrages maintenus en service, dont l'accessibilité reste possible, **c'est en particulier le cas des ponts** ;
3. conditions très difficiles : cas des ouvrages en service permanent, en immersion dont l'accessibilité est seulement partielle, c'est le cas des ouvrages soumis au marnage ou accessibles sur une seule face, en particulier les piles métalliques, les ducs d'Albe, les rideaux de palplanches.

4. Prévention et protection anticorrosion

Ouvrages existants

• Surveillance

La surveillance périodique des ouvrages et installations en service constitue déjà — en soi — un moyen de protection très efficace.

Elle permet d'apprécier l'état, de mesurer l'épaisseur des revêtements protecteurs, de détecter les anomalies de consommation de courant ou d'électrodes des systèmes cathodiques.

La comparaison avec l'état neuf du ou des systèmes de protection permet soit le maintien en l'état, soit l'application d'un traitement qui peut être préventif, ou curatif, selon la situation de l'ouvrage, son accessibilité, sa disponibilité.

• Entretien

- l'état des dégradations constatées,
- la consommation anormale de courant, d'électrodes,
- l'implantation et l'accessibilité de l'ouvrage,
- la fonction de l'ouvrage dans le service du port.

sont autant de conditions entrant en compte dans le choix des opérations d'entretien d'un ouvrage.

L'entretien des ouvrages à l'air libre peut se faire :

- sous forme préventive, par application d'une couche de peinture tous les 5 ans environ ;
- sous forme curative, par mise à nu du support, élimination de la corrosion par projection d'abrasif, application d'un système agréé. La périodicité d'entretien est alors beaucoup plus longue, de l'ordre de 12 à 15 ans (viaduc du Mole d'Escale à La Pallice).

L'entretien des ouvrages immergés — quand leur mise au sec est possible — constitue généralement une opération de « grand entretien à neuf ».

Ce type d'ouvrage reçoit, le plus souvent, une double protection :

- passive, par système de peinture,
- active, par protection cathodique.

La mise en œuvre de ces systèmes de protection et l'effet escompté s'apparentent alors davantage aux systèmes appliqués aux ouvrages neufs décrits plus loin.

Se référant à leur expérience, les responsables d'entretien affirment que pendant la période où les anciennes

peintures antirouille à l'huile de lin ont été remplacées par des peintures glycérophthaliques, les cycles d'entretien se sont nettement raccourcis, la durée de vie des revêtements devenant rarement supérieure à 5 ans. Encore actuellement, les ouvrages qui ont été traités par application de peintures glycérophthaliques au neuve nécessitent un entretien plus fréquent que les ouvrages maintenant traités par application de peintures à liants époxydiques (Marseille - Dunkerque).

Les responsables d'entretien estiment que, depuis l'apparition de ces derniers produits, lorsque leur application est associée à un sablage de degré approprié, la durée de vie escomptée des nouveaux revêtements s'établira à 10/12 ans (Dunkerque), voire 15 ans (Le Havre), 10/15 ans (Marseille).

Certains estiment même que la durée de garantie actuelle, fixée à 8 ans par la circulaire 82-84 du 12.10.1982, pourrait être allongée de 2 ans et portée à 10 ans.

(Nous voilà loin de certaines critiques soutenant qu'un renouvellement de peinture s'imposait tous les 2 ou 3 ans).

Ouvrages neufs (ou récemment mis en service)

Le choix du ou des moyens de protection dépend du classement de l'ouvrage suivant sa situation et ses contraintes d'utilisation.

• Ouvrages immergés

Lorsque l'ouvrage est immergé et en service permanent (A-1), c'est le système de double protection qui est retenu.

L'ouvrage reçoit alors l'application d'un système de peintures agréé qui constitue sa protection passive permanente, et, en complément, un système de protection cathodique — soit par courants imposés, soit par anodes consommables — constituant sa protection active, laquelle intervient dès que se manifestent des atteintes à la protection passive, notamment dans les zones d'accès difficile ou impossible.

L'application du système de peintures agréé, sur ouvrage neuf ou totalement traité par projection d'abrasif, comporte une garantie d'une durée minimale de 8 ans (circulaire 82-84 du 12.10.1982). Comme on vient de le voir, les expériences faites sur certains ouvrages existants incitent à plus d'optimisme, les durées attendues étant de 12 ans, pour les ouvrages immergés, durées que la protection cathodique permettrait de porter à 15 ans (Le Havre, Marseille)

ou même 18 ans (Dunkerque) entre deux cycles d'entretien.

Les durées de la protection passive escomptées ci-dessus s'entendent en tenant compte de l'action cumulée de cette protection et de l'apport constitué par la protection cathodique. Celle-ci étant d'une durée beaucoup plus longue, son efficacité représente un pourcentage de la protection globale égale à la durée de tenue des peintures entre deux cycles d'entretien.

Pour une durée de 40 années de protection cathodique, l'intervalle entre deux cycles de peinture atteignant 15 ans représente $15/40 = 0,38$ ou 38 % de sa durée efficace.

Ces traitements s'appliquent en particulier aux portes d'écluses maritimes, aux docks flottants, pontons, dragues, engins de servitude des ports, appontements sur pieux, et tous appareils immergés ou susceptibles de l'être.

Certains ouvrages fixes, de grande dimension, notamment ceux de la catégorie A-2, peuvent être traités par protection passive (système de peintures agréé) et recevoir, en attente, les dispositifs d'un système de protection cathodique.

Tel est le cas des rideaux de palplanches qui comportent une surépaisseur sacrificielle et reçoivent, en attente, les têtes de branchement d'un réseau de protection cathodique incorporé dont la mise en service peut être ainsi rapidement effectuée (Dunkerque).

A noter ici que cet ouvrage remplace un rideau ancien, construit en 1936, démoli par opportunité en 1975, et dont les palplanches ne présentaient pas de dégradation dangereuse.

• Ouvrages à l'air libre

Lorsque les ouvrages ou installations sont à l'air libre — catégories B-1 et B-2, l'application des systèmes de peintures agréés, **sur ouvrage neuf**, avec la garantie de 8 ans prévue par la circulaire déjà citée, permettrait d'espérer, toujours selon les responsables rencontrés, des durées de vie nettement plus longues des revêtements protecteurs :

- estimation : 10 à 15 ans (Marseille) pour les engins de levage,
- estimation : 18 à 20 ans (Dunkerque) pour les appareils et ouvrages,

sous réserve d'appliquer les conditions ci-après :

1. emploi de produits grenailés et prépeints,
2. stockage, à l'abri, des produits, avant et après usage,

3. nouvelle préparation de surface, notamment élimination des corrosions secondaires par projection d'abrasif, (reconditionnement des pièces)*;
4. application d'un système de peintures agréé.

Autres types de protections

Certaines charpentes, en particulier celles des appareils de levage, flèches de grues, ossatures de portiques, de même que les passerelles, échelles, escaliers, garde-corps, présentent de réelles difficultés d'entretien :

- sveltesse de leurs éléments constitutifs,
- obligation de travailler à de grandes hauteurs (70 m pour certaines flèches),
- structures réticulées.

Le nécessaire démontage de ces installations pour en assurer le sablage de degré requis conduirait à des dépenses d'entretien exorbitantes.

La meilleure formule d'entretien paraît alors être la galvanisation (ou la métallisation), soit par application de peintures riches en zinc, (cas le plus fréquent), soit à chaud, au trempé (traitement plutôt réservé aux escaliers, échelles, garde-corps et autres charpentes fractionnables à la dimension requise par les bains de galvanisation).

() Le reconditionnement des pièces est généralement rendu nécessaire par les dégradations que subit le film de protection primaire, au cours de l'usinage, des manutentions, du montage.*

5. Exemples de coût de protection

a. Mole d'escale à La Pallice (voir détails en annexe 1)

Parmi les indications recueillies auprès des personnes visitées, celles concernant le viaduc du mole d'escale à La Pallice sont particulièrement détaillées.

Elles sont jointes en annexe au présent rapport.

L'ouvrage faisant l'objet de ces travaux d'entretien est un viaduc métallique de 1 100 mètres de longueur.

Sa structure en treillis, rivetée, pèse environ 16 900 t.

Il est entièrement situé au-dessus de l'eau.

Aux grandes marées d'équinoxe, le niveau de haute mer est à 3-4 mètres sous les membrures inférieures du tablier.

S'il y a tempête, le dessous de l'ouvrage est atteint par les vagues.

L'ensemble du viaduc se trouve donc, depuis 1934, date de sa mise en service, placé dans un environnement extrêmement sévère (catégorie B-1).

Un cycle d'entretien global demande entre 3 et 4 ans.

Suivant les indications qui m'ont été données, la durée moyenne entre deux cycles semble comprise entre 12 ans (environ) pour les parties les plus exposées et 18 ans (environ) pour les parties les moins exposées de la superstructure de l'ouvrage.

Le coût de la dernière campagne de peinture 1971-1974, rapporté à l'ensemble du viaduc représente :

$$\frac{3\,422\,517\text{ F}}{16\,900\,000\text{ K}} = 0,20\text{ F au kilo, soit }1,4\text{ centime par année et par kilo.}$$

coût modeste pour un ouvrage dont la durée de service est actuellement de 48 années, sans restriction ni affaiblissement de sa capacité portante.

b. Port de Dunkerque

Pour un pont tournant, installé en 1956 (poids 190 t), une première réfection complète des peintures a été réalisée en 1964.

Une seconde réfection a été effectuée en 1978, soit 14 ans après.

L'application des peintures a intéressé 2 500 m² de surface, pour un montant de 120 000 F.

Le coût de cette mise en peinture ressort à :

$$\frac{120\,000}{190\,000 \times 14} = 4,51\text{ centimes par kg et par an}$$

Pour les ouvrages immergés (catégories A-1 et A-2), c'est-à-dire soumis aux contraintes les plus dures, le coût de la double protection, **peinture + protection cathodique**, atteint au « neuveage » 15 à 20 % du coût de l'ossature, selon une estimation recueillie au Havre, c'est-à-dire une dépense ressortant entre 1 % du coût de l'ouvrage neuf sur une durée de 20 ans, ou 1,33 % sur une durée de 15 ans.

Dans ces mêmes ouvrages, le coût de la seule protection passive (système de peintures) ressort entre 50 et 60 francs par mètre carré, soit pour une durée

de 15 ans, en estimant le poids de métal à 100 kg par mètre carré :

- dans le cas le moins favorable : $\frac{6\,000}{100 \times 15} = 4$ centimes par kg et par an.
- dans le cas le plus favorable : $\frac{5\,000}{100 \times 20} = 2,50$ centimes par kg et par an.

c. Port du Havre

Postérieurement à l'enquête, le Service « Entretien des ponts et écluses » du port autonome du HAVRE nous a communiqué les données relatives à l'entretien d'un certain nombre d'ouvrages traités récemment.

Nous reproduisons ces données dans le tableau ci-dessous.

Cout des travaux de peinture

Type d'ouvrage	Poids de charpente t	Surface repeinte m ²	Prix F	Année	Périodicité*	Observations
Pont tournant	180	2 500	305 600	1982	8 ans	réfection partielle
Pont basculant	424	4 150	681 800	1982	8 ans	réfection totale (1)
Pont tournant	100	2 200	208 500	1981	7 ans	réfection totale
Pont basculant	676	9 250	751 000	1980	8 ans	réfection partielle
Pont levis	127	2 500	135 400	1979	5 ans	remise en état
Pont tournant	104	1 750	162 900	1979	7 ans	réfection totale
Pont tournant	52	915	47 700	1978	8 ans	remise en état
Pont basculant	290	4 350	227 800	1978	8 ans	remise en état
Pont tournant	130	3 150	183 200	1978	5 ans	remise en état
Pont basculant	362	3 250	143 800	1976	7 ans	réfection partielle
Pont tournant	215	4 450	289 600	1976	9 ans	réfection totale

(1) à l'exception du dessous de la culasse. * Durée écoulée depuis la précédente opération.

Les coûts résultant de ces opérations, rapportés au kilogramme d'acier, font apparaître des valeurs plus élevées que dans les exemples relevés au cours de l'enquête.

Mais si on remarque qu'il s'agit d'ouvrages en treillis, à surface très développée (plus de 20 m² par tonne

d'acier/charpente, au lieu de 10 m² par tonne pour les exemples précédents), on constate aisément que les coûts d'entretien, rapportés au mètre carré, sont du même ordre de grandeur pour les deux types d'ouvrage.

Conclusion

Il nous est apparu opportun de rapprocher les chiffres qui précèdent et résultent des indications recueillies au cours de cette enquête, des conclusions formulées dans le sous-thème 5 « Protection contre la corrosion » du rapport général concernant le thème 1 « PONTS MÉTALLIQUES » des Journées AFPC des 15 et 16 mars 1983 (cf. annexe 2).

Ces chiffres et les conclusions du rapport AFPC démontrent en effet, d'une part, une remarquable

identité de vues sur les durées attendues de l'application des systèmes de protection agréés et, d'autre part, le rejet, officiellement affirmé à la tribune de ces Journées AFPC, d'une allégation trop souvent et trop complaisamment colportée sur la charge excessive que constituerait, pour les maîtres d'œuvre, l'entretien des ouvrages en acier.

Port de la Rochelle-Pallice

Peinture du viaduc du môle « Président Christian Morche »

Historique des opérations d'entretien du viaduc

A. PEINTURE AU NEUVAGE

Les fers ont reçu, en atelier, une couche de minium de plomb, ensuite la partie visible a reçu : une couche de minium de plomb et 2 couches de peinture « Murofer ».

Les parties inférieures : goudron ordinaire qualité Ponts & Chaussées, importé d'Angleterre — 2 couches; une troisième couche constituée par du « Black Warnisch » a été passée au cours du 4ème trimestre 1939.

B. TRAVAUX D'ENTRETIEN

a. Superstructures :

- I. 1949 - 1ère et 2ème travées droites,
1950 - 3ème, 4ème et 5ème travées droites,
1952 - les 7 travées courbes et les 11ème et 12ème travées droites,
1953 - 6ème, 7ème, 8ème, 9ème et 10ème travées droites.

Détail de l'entretien

Piquage, sablage

- 1 couche au minium de plomb à 20 % d'huile de lin,
- 2 couches antirouille à 25 à 30 % d'huile de lin.

- II. 1967 - 3ème à 7ème travées courbes,
1968 - 2 travées courbes - 7ème à 12ème travées droites,
1969 - 1ère à 6ème travées droites.

Détail de l'entretien

Parties rouillées : sablage et minium
deux couches primaires

Autres parties : 1 couche minium,
1 couche primaire,
1 couche de finition générale.

b. Parties basses :

- I. 1949 - 1ère et 2ème travées droites,
1950 - 3ème, 4ème et 5ème travées droites,
1951 - les 6 travées droites suivantes,
les 1ère et 2ème travées courbes,
1952 - les 5 travées courbes suivantes.

Détail de l'entretien

Piquage sablage

- 1 couche de minium de plomb,
- 1 couche de goudron bitume à chaud.

- II. 1961 - 11ème travée droite,
1962 - 1ère, 2ème, 3ème, 8ème, 9ème, 10ème travées droites,
1963 - 4ème, 5ème, 6ème, 7ème et 12ème travées droites - 1ère travée courbe,
1965 - les 3 travées courbes suivantes,
1966 - 7ème travée courbe.

Détail de l'entretien

Piquage, sablage des parties rouillées

- 1 couche minium sur parties piquées et sablées,
- 1 couche générale goudron-brai.

- III. 1970-1971 - 1ère et 2ème travées droites
1973-1974 - 3ème à 6ème travées droites,
1974-1975 - les travées droites suivantes
les 7 travées courbes.

Détail de l'entretien

Piquage, décapage

- 2 couches de 200 µ de brai époxy.

Journées A.F.P.C. – 15-16 Mars 1983

Rapports généraux

Thème 1 : Ponts métalliques

(p. 9)

5. Protection contre la corrosion

Bien qu'aucune communication n'ait été proposée sur ce thème, il nous paraît difficile de parler de l'évolution des ponts métalliques sans aborder la lutte contre la corrosion qui reste la préoccupation majeure des maîtres d'ouvrage en matière de ponts métalliques.

En ce domaine également de gros progrès ont été réalisés, aussi bien dans la résistance à la corrosion (utilisation de tôles de forte épaisseur mentionnée précédemment, simplification des structures des ossatures, extension des assemblages soudés, etc.) que dans l'efficacité des dispositifs de protection (formulation de produits à hautes performances, développement de la notion de système de peintures, mise en place d'une

procédure d'agrément à l'échelon ministériel, etc.), ce qui permet d'exiger des garanties relativement sévères, autorisant pour les remises en peinture des intervalles de l'ordre de la douzaine d'années et conduisant ainsi à une diminution notable des dépenses d'entretien. Et pour illustrer cet allongement de la durée de vie des systèmes de protection, quel meilleur exemple pourrait on donner que celui de la charpente du pont de TANCARVILLE qui a été remise en peinture en 1970 et dont l'état est tel que le service gestionnaire n'envisage pas de nouvelle intervention avant 1984 — soit un intervalle d'au moins quatorze ans. Ainsi nous voilà bien loin de l'opinion répandue — et nous serions tentés de dire parfois volontairement répandue, selon laquelle il faut repeindre les ponts métalliques tous les trois ans.

Réparation et renforcement par soudure d'ouvrages d'art en fer puddlé

par J.P. PERSY
Chef de Groupe « Ouvrages d'Art »
Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy

Les constructions métalliques ont fait l'objet d'une évolution simultanée au niveau des matériaux et des modes d'assemblages. Des constructions rivées nous sommes passés progressivement aux constructions soudées au fur et à mesure de la mise au point des techniques de soudage et surtout de l'amélioration des procédés d'élaboration des matériaux métalliques.

L'utilisation des procédés de soudage dans le cadre de réparation ou de renforcement d'ouvrages métalliques anciens pose le problème de l'adaptation d'une technique moderne à des matériaux que l'élaboration très rustique de l'époque, ne destinait pas à ce mode d'assemblage.

Dans le cadre d'une étude sur ouvrages d'art métalliques anciens, trois grandes familles de matériaux sont à examiner : les fontes, le fer puddlé, les aciers.

L'objet de cet article est l'examen des conditions de soudabilité du matériau « fer puddlé » dont de nombreux ouvrages d'importance variable subsistent, aussi bien en ouvrages pour chemin de fer, qu'en ponts routiers.

Commencée au début du XIXème siècle, parallèlement à celle de la fonte, l'utilisation du fer s'est rapidement développée [1]. Le fer était plus cher que la fonte, puisqu'il demandait plus de travail d'élaboration, mais il avait une bien meilleure résistance à la traction. Ainsi, les constructeurs disposaient d'un matériau permettant de réaliser les trois grands types de ponts : ponts suspendus, ponts à poutres, ponts en arc.

Les études en cours permettront ultérieurement de rédiger des recommandations analogues pour le cas des aciers Thomas et Martin, effervescent et calmes du début du siècle et dont les conditions de soudabilité métallurgique sont peu ou mal connues.

1. Rappel des règlements de calcul anciens [2] [3]

Le premier règlement concernant la construction métallique est celui du 8 février 1858. Celui-ci ne traite que des ponts pour voies ferrées et uniquement des épreuves. Il faut attendre le règlement du 15 juin 1869 pour voir apparaître des prescriptions concernant les ponts routiers. Ce dernier fixe les contraintes admissibles dénommées à l'époque « travail par millimètre carré » pour les matériaux utilisés :

- pour la fonte :
1 kg/mm² en traction
5 kg/mm² en compression
- pour le fer forgé ou laminé :
6 kg/mm² en traction et compression.

Le règlement du 7 mai 1870 est en fait « un modèle de cahier des charges » pour les concessions de ponts suspendus à voitures.

Le règlement du 9 juillet 1877 est un assouplissement du règlement de 1869 considéré trop pénalisant. Les contraintes admissibles pour la fonte sont relevées à 1,5 kg/mm² en traction, 3 kg/mm² en fibre tendue (flexion) et 5 kg/mm² en fibre comprimée. Les valeurs pour le fer restent inchangées.

Le règlement du 29 août 1891 intitulé « Révision de la circulaire de 1877 » concerne aussi bien les ponts pour voies ferrées que pour voies routières. Les contraintes admissibles sont modifiées :

- pour la fonte, la valeur de 1,5 kg/mm² en traction pure est maintenue, la traction en flexion est abaissée de 3 à 2,5 kg/mm² ; par contre, la compression soit pure, soit par flexion, passe de 5 à 6 kg/mm².
- pour le fer, les contraintes admissibles en traction et compression passent de 6 à 6,5 kg/mm² avec comme variantes :
 - 8,5 kg/mm² pour les fermes des ouvrages de portée supérieure à 30 mètres,
 - 4 kg/mm² pour les pièces sollicitées alternativement en traction et compression.

Des réductions de contraintes admissibles sont appliquées :

- 1/3 pour les efforts de traction perpendiculaires au sens de laminage.
- 1/5 pour les efforts de cisaillement et glissement longitudinal avec réduction supplémentaire de 1/3 si les efforts sont perpendiculaires au sens de laminage.

- pour l'acier dont il faut remarquer l'apparition dans les matériaux utilisables, les contraintes admissibles sont en traction comme en compression de 8,5 kg/mm² si les portées sont inférieures à 30 mètres et 11,5 kg/mm² dans le cas contraire.

Les réductions à appliquer pour les efforts de cisaillement et de glissement longitudinal sont les mêmes que dans le cas du fer, par contre, il n'y a pas d'abattement pour les efforts perpendiculaires au sens de laminage.

- pour les rivets, la contrainte de cisaillement est limitée aux 4/5 de la limite admise pour la pièce la plus faible et l'effort d'arrachement des têtes doit être inférieur à 3 kg/mm² en sus de l'effort de serrage.

Le règlement du 29.08.1891 est le premier qui spécifie des caractéristiques sur matériau. Ces spécifications sont données dans le tableau 1.

Tableau 1
Spécifications sur les matériaux
Règlement de 1891

	Allongement minimum de rupture mesuré sur éprouvettes de 200 mm de longueur	Résistance minimum à la traction mesurée sur éprouvettes de 200 mm de longueur
Fer laminé { Fer profilé et plat (dans le sens de laminage) (dans le sens de laminage) Tôle (dans le sens perpendiculaire au laminage)	8 %	32 kg/mm ²
	8 %	32 kg/mm ²
	3,5 %	28 kg/mm ²
Acier laminé	22 %	42 kg/mm ²
Rivets en fer	16 %	36 kg/mm ²
Rivets en acier	28 %	38 kg/mm ²

Ce tableau met en évidence le caractère de ductilité de l'acier par rapport au fer. Ce point est à souligner : pendant longtemps, l'acier était fortement décrié car il était estimé beaucoup plus « cassant » que le fer et de ce fait, très peu employé pour la construction des ouvrages d'art.

Le règlement du 8 janvier 1915 ne fait plus apparaître le fer comme matériau utilisable ; seuls subsistent la fonte et l'acier.

2. Le fer puddlé

Au cours du XIX^{ème} siècle, parallèlement à celle de la fonte, l'utilisation du fer s'est développée. Trois grands types de ponts étaient construits avec ce matériau :

- les ponts suspendus,
- les ponts à poutres,
- les ponts en arc.

Le fer est obtenu à partir de fonte liquide dans un four à puddler (to puddle signifie brasser, remuer).

Dans le four, la fonte liquide mélangée à des additions oxydantes est brassée énergiquement à l'aide de ringards.

Elle se transforme alors, par décarburation en présence d'air atmosphérique en fer pâteux, la température atteinte dans ce procédé ne permettant pas la fusion du fer.

La charge des fours à sole est de 200 kg environ ; le fer ainsi obtenu est formé en loupes de l'ordre de 30 kg. Ces dernières sont ensuite portées au pilon cingleur qui a pour rôle d'expulser les scories et de générer la compacité du métal. Cette opération doit se faire à température élevée pour permettre une élimination la plus importante possible des scories. Les loupes sont « soudées » entre elles par corroyage avec élévation de température.

L'affinage de la fonte s'effectue dans l'ordre suivant :

- Silicium,
- Manganèse,
- Phosphore,
- Carbone,
- Soufre.

Le fer puddlé ainsi obtenu présente, selon diverses bibliographies de l'époque, une composition chimique approchée :

- Carbone : 0,01 %
- Manganèse : 0,02 %
- Phosphore : 0,2 %
- Soufre : 0,05 %
- Silicium : 0,2 %

Les analyses réalisées sur de nombreux échantillons en provenance d'ouvrages répartis sur l'ensemble du réseau national (paragraphe V) donnent des fourchettes plus larges, principalement en Phosphore, la teneur fréquemment rencontrée atteint 0,5 %.

Nous arrêterons là cet examen de l'aspect réglementaire puisque après cette date, les ouvrages n'étaient plus construits en fer puddlé.

Le fer puddlé se caractérise par une structure métallographique de type ferritique (solution solide de fer α) présentant une densité variable d'inclusions parallèles au sens de laminage. Ces inclusions constituées d'oxydes de fer, silicium et de phosphore entraînent des discontinuités dans la matrice ferritique et un aspect lamellaire.

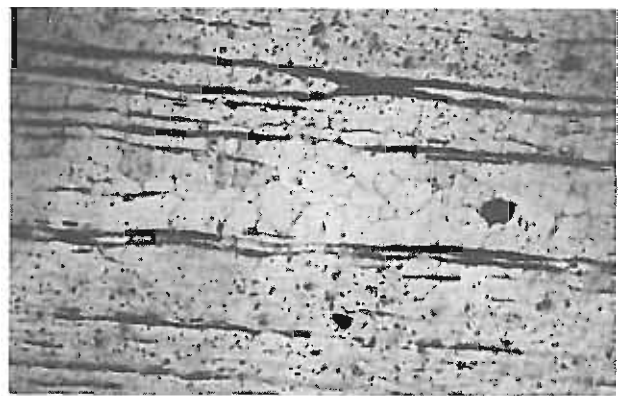


Figure 1 — Métallographie sur fer puddlé — X 200

Le procédé d'élaboration entraîne un grossissement du grain ferritique, ce qui représente un facteur de fragilité.

Une analyse inclusionnaire de tels matériaux au microscope électronique à balayage équipé d'un micro-analyseur à rayons X permet de détecter au niveau des inclusions, les éléments Si - P - Fe - O - S et Mn. La plupart des inclusions sont constituées par des dendrites de Fe_3O_4 entourées par des phosphosilicates de fer, les sulfures sont plus ou moins abondants et répartis à l'intérieur de la plupart des inclusions mais pratiquement jamais sous forme de sulfures isolés.

Il faut noter que le phosphore ne se trouve pas réparti uniformément dans la masse, mais concentré en grande partie dans les scories interposées entre les lamelles de fer pur.

Comme nous le verrons plus loin dans l'analyse de cas concrets, les caractéristiques mécaniques de ces fers sont hétérogènes avec des valeurs :

- limite élastique : 230 à 300 MPa
- Charge de rupture : 260 à 400 MPa
- Allongement % : 10 à 20 % (sens de laminage) sensiblement nul (sens travers).

3. Étude bibliographique de la soudabilité du fer puddlé

Comme nous l'avons indiqué au paragraphe précédent, ce matériau contient très peu de carbone et de très nombreuses inclusions. Le laminage donne un certain fibrage souvent avec peu de cohésion entre fibres.

Par suite de la faible teneur en carbone, il n'y a pas de risque de trempe ; le fer pur est en conséquence éminemment soudable [4 - 5 - 6]. Dans le cas du fer puddlé, les fortes teneurs en impuretés soufre et phosphore ont une influence défavorable sur la ductilité du matériau.

La teneur en phosphore peut atteindre dans certains exemples cités, la valeur de 0,56 % [6], c'est-à-dire plus de 20 fois les valeurs courantes actuelles. Cet élément est toutefois concentré au niveau des scories présentes dans le fer puddlé.

Aucune étude métallurgique spécifique n'a été réalisée afin d'apprécier l'influence relative des différents éléments ou impuretés rencontrés.

Outre les recommandations données à l'École Supérieure de Soudure Autogène [5] nous retiendrons l'expérience de réparations réalisées sur divers ouvrages et ayant fait l'objet de publications.

Nous présentons ci-après certains de ces exemples que nous avons trouvé dans des articles de revues scientifiques.

Les premiers travaux de réparation ou renforcement signalés dans la bibliographie auraient été réalisés sous la direction des compagnies de chemins de fer en 1933.

L'article de Monsieur LEBRUN [6] en 1941 est lui-même synthétique de quelques réparations d'ouvrages.

a. Renforcement du Pont tournant de BREST [6]

C'est le premier cas important de renforcement par soudure à l'arc. Les travaux ont été réalisés de novembre 1934 à septembre 1936.

L'ouvrage, construit en fer puddlé, fut livré à la circulation en 1861 et comprend deux volées métalliques de 87,1 m ; chacune pivotant par l'intermédiaire

d'un jeu de galets tronçonniques en fonte sur une pile en maçonnerie. La distance des axes des piles est de 117 m. Chaque volée est constituée par deux poutres maîtresses à treillis avec contreventement inférieur horizontal en croix de Saint-André.

Les caractéristiques générales du renforcement sont :

- poids des deux volées avant renforcement : 1 440 t,
- acier de renforcement : 298 t,
- poids du métal de soudure : 11,5 t,
- longueur de cordon de soudure : 22 km.

Le projet de renforcement a été étudié conformément aux prescriptions du Règlement pour le calcul des ponts métalliques. Le taux de travail maximum du métal est de 11 kg par mm² sans tenir compte de la pression du vent. Avant renforcement, le taux de travail variait de 13 à 19 kg/mm².

Le renforcement de la membrure inférieure a été constitué uniquement au moyen de semelles de renfort soudées sur les semelles anciennes. Pour la membrure supérieure, on a employé pour la première fois des fers rectangulaires se logeant entre les lignes de rivets de la membrure.

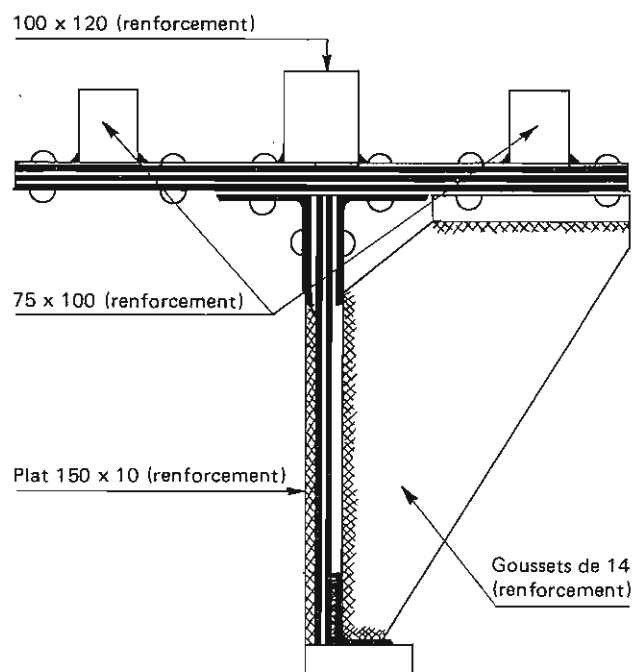


Figure 2 – Pont tournant de Brest - Principe de renforcement des membrures supérieures.

Les difficultés signalées dans l'article de M. LEBRUN [6] sont liées à la structure lamellaire du fer puddlé.

« Des expériences de laboratoire avaient montré que l'alliage du fer puddlé au métal de soudure était relativement fragile dans sa période de refroidissement entre 600 et 400 °C. Le fer puddlé avoisinant cet alliage passait, durant cette période, de l'état lamellaire à l'état nodulaire et devenait également fragile.

Des arrachements de lamelles de fer pouvaient se produire.

En poursuivant l'étude de la question, on constate que l'arrachement des lamelles ne se produisait jamais quand la tension de retrait du cordon de soudure s'exerçait dans le sens des lamelles du fer. Il n'en était pas de même quand le retrait s'exerçait perpendiculairement à la direction des lamelles. La solution du problème fut apportée par un rechargement préalable sur une longueur de 20 mm environ de la surface du fer au voisinage de la soudure.

La soudure d'angle ne s'effectuait qu'après complet refroidissement de la partie rechargée. L'élévation de température n'était pas suffisante pour faire atteindre à nouveau à la surface sous-jacente du fer une température critique. L'efficacité de cette solution a été telle que sur les 22 000 m de soudure nécessités par le renforcement, on n'a eu à reprendre qu'un mètre de cassure ».

La répartition des soudures suivant leur position est :

- soudure à plat : 45 %,
- soudure verticale : 15 %,
- soudure horizontale dans un plan vertical : 28 %,
- soudure au plafond : 12 %.

Le contrôle a été exécuté par essai de traction et de pliage ($> 60^\circ$) sur assemblages soudés.

L'efficacité du renforcement a été testée par mesure des flèches et mesures extensométriques.

A la libération, le pont a été détruit et on a pu constater [8], lors du relevage des tronçons de poutres tombés dans la Penfeld, que les soudures d'attache des fers de renforcement avaient parfaitement tenu.

b. Renforcement des ponts sur l'III et sur le canal du Rhône au Rhin [6 et 7] (1936)

Ces ouvrages sont constitués par deux ponts en fer de 52 m de portée. Ils permettent le franchissement de l'III et du canal par le chemin de fer de la ligne Strasbourg - Kehl. Ils ont été construits en 1883 et sont constitués de deux poutres maîtresses de type HOWE.

Cet ouvrage était en bon état mais trop faible pour livrer passage en toute sécurité aux nouvelles charges d'exploitation.

Il a été considéré [7] que sur un vieil ouvrage en fer où l'adaptation a joué depuis de longues années, le démontage d'une diagonale à remplacer par une barre neuve est une opération à proscrire. Ainsi le renforcement a consisté en la réalisation, dans le plan moyen de chacune des poutres, d'une nouvelle poutre plate de même forme géométrique que la poutre ancienne et assemblées entre elles au moyen de fers plats soudés.

Après renforcement, les membrures et les diagonales se présentent sous l'aspect de caissons à trois âmes et les montants sous l'aspect de pièces de section cruciforme.

Les barres de renforcement sont en acier Martin. Les électrodes donnaient après fusion un métal ayant les caractéristiques :

- R : 46,7 kg/mm²
- E : 33,5 kg/mm²
- A % : 25,8
- Kuf : 10,1 daj/cm²

Ces articles ne détaillent pas l'aspect soudabilité métallurgique ou opératoire lié à ces opérations de renforcement.

Le détail du renforcement pour les deux ouvrages est :

- poids de l'ossature métallique avant renforcement : 430 t,
- poids des éléments de renforcement : 130 t,
- poids du métal d'apport : 2,75 t.

L'article de M. LANG signale en outre le renforcement par soudure à l'arc de 4 ponts de chemin de fer en arc construits en 1883 et du pont sur la route nationale de Strasbourg vers l'Allemagne construit en 1889.

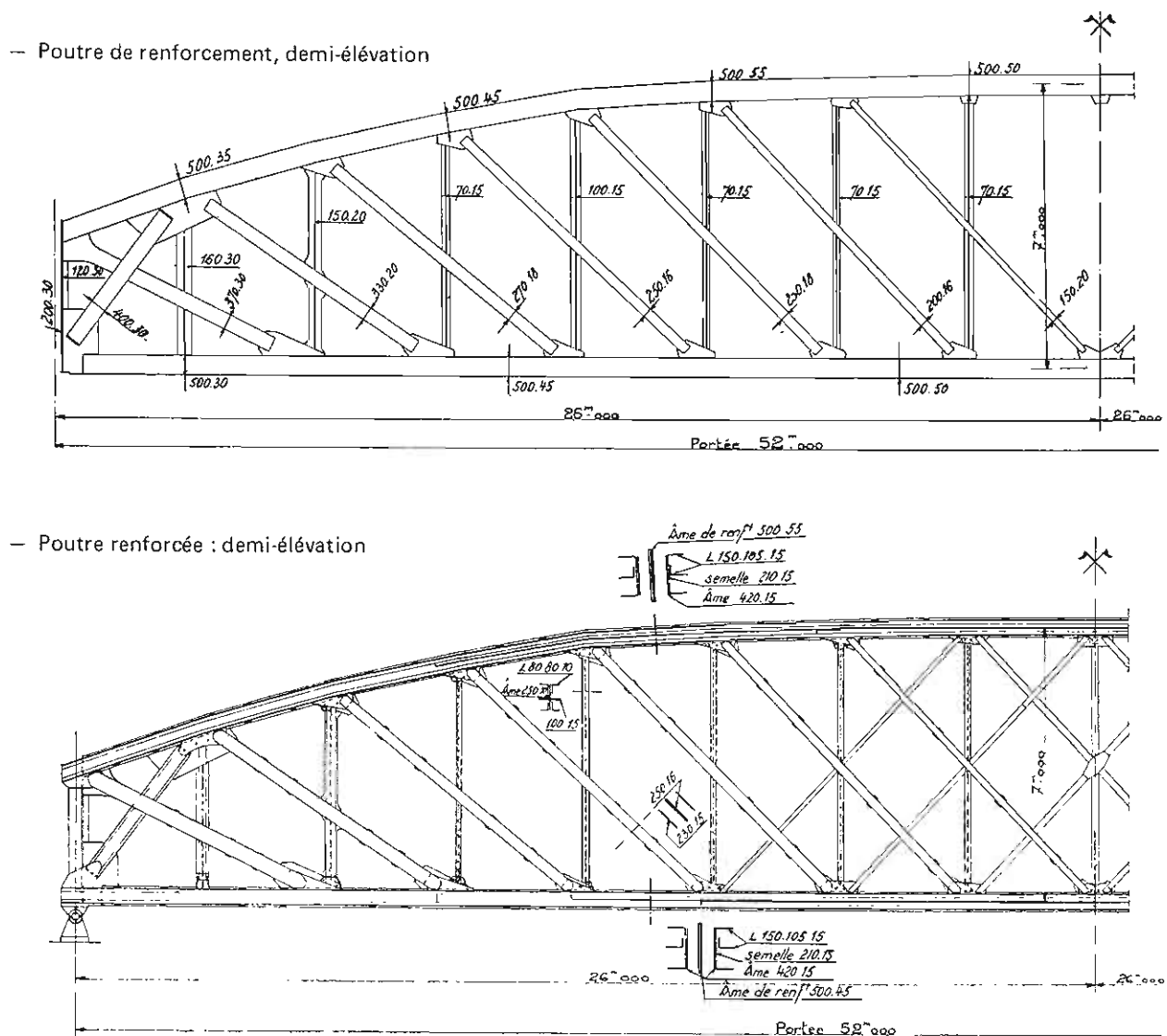


Figure 3 – Pont sur l'Ill – Principe de renforcement.

c. Reconstruction du pont d'Oissel sur la Seine [8] (1947)

Le pont d'Oissel (SNCF) sur la ligne Paris - Le Havre a été fortement endommagé lors de la dernière guerre mondiale. Les études de remise en service ont conduit à examiner la réparation par soudure.

Les travaux étaient à exécuter entièrement sur chantier et sur fer puddlé, métal non ductile. Ce matériau était feuilleté et présentait en moyenne un allongement de 11 % dans le sens du laminage et nul en travers.

Cet article, avec une douzaine d'années de recul, présente les expériences signalées ci-dessus comme des réussites de cette technique de soudure acier sur fer puddlé.

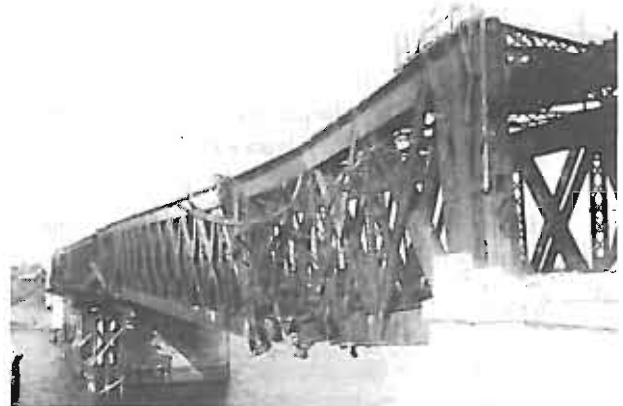


Figure 4 – Pont d'Oissel après destruction (octobre 1944).

Dans le cas du pont d'Oissel, la SNCF prescrit d'employer des soudures à libre dilatation ; ainsi l'attache des tronçons de membrures a été étudiée par soudure à une des extrémités et par rivure à l'autre, afin d'être certain d'éviter tout effet de retrait de la soudure sur un métal non ductile. De plus, pour les joints soudés bout à bout, les joints d'âme et de semelle sont prévus décalés.

L'article de MM. VALLETTE et GOELZER détaille l'aspect soudabilité métallurgique et opératoire lié à l'opération.

L'analyse chimique réalisée sur divers prélèvements donne les résultats :

- Carbone : 0,048 %
- Manganèse : 0,08 %
- Phosphore : 0,38 %
- Soufre : 0,04 %
- Silicium : 0,18 %

Le phosphore ne se trouve pas réparti uniformément dans la masse, mais concentré dans les scories interposées entre les lamelles de fer pur. Le fer pur se soudant parfaitement, la difficulté ne vient pas de la composition chimique, mais de la structure lamellaire.

L'essai de contrôle retenu par la SNCF comme présentant une garantie certaine est l'essai de pliage qui permet de mettre en évidence le plus ou moins bon accrochage de la soudure sur les lamelles de fer. La figure ci-après indique la forme des éprouvettes.

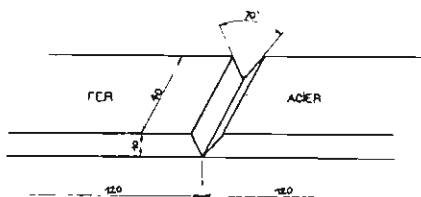


Figure 5 – Forme et dimensions de l'éprouvette de pliage.

Les essais ont été réalisés en courant alternatif avec des électrodes C 40 et L 40.

Celles-ci ne sont plus fabriquées depuis 20 ans environ. Leur enrobage était de type ilménite (FeTiO_3) proche des enrobages type rutile actuel.

Ces électrodes donnaient au métal déposé des caractéristiques élevées telles que citées dans le cas du renforcement des ponts sur l'Ill.

- Charge de rupture R : 46 kg/mm²
- Limite d'élasticité E : 33 kg/mm²
- Allongement A : 25 %
- Résilience KUF : 10 daJ/cm²

L'auteur insiste sur les phénomènes de fragilité ou refroidissement entre 600 et 400 °C déjà présentés par M. LEBRUN [6]. C'est pourquoi le principe de l'opération a été fixé comme suit :

« On procède à un rechargement préalable sur une longueur de 20 mm environ à la surface du fer contre le chanfrein. Le cordon de soudure ne s'effectue qu'après refroidissement complet de ce premier dépôt ; on se trouve alors dans les meilleures conditions possibles. En effet, le rechargement protège le fer sous-jacent et l'empêche d'atteindre la température critique ; de plus, la soudure exerce une grande partie de son retrait sur la première couche déposée dans le sens des lamelles ».

Dans les premiers essais, le rechargement a été exécuté complètement par passes transversales alternativement de gauche à droite et de droite à gauche.

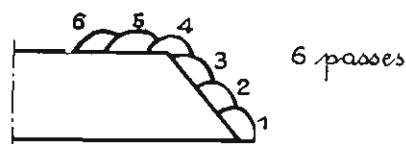


Figure 6 – Beurrage du chanfrein.

Chaque passe chevauchant la précédente, elle était piquée et brossée avant exécution de la suivante. Le joint entre la partie fer ainsi préparée et la partie acier était réalisée par quatre passes larges superposées. Ensuite, on exécutait une reprise à l'envers (R). (figure 7).

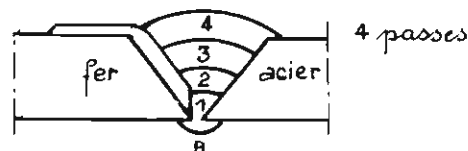


Figure 7 – Principe de soudage.

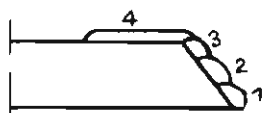
Les résultats des essais préliminaires sont consignés dans le tableau 2 ci-après :

Tableau 2 – Pont d'Oissel – Essais préliminaires

Type d'électrodes	Diamètres des électrodes	Passes	Intensité du courant de soudure	Résultat des essais de pliage
C 40	3,25	1 à 6	110 A	Angle de pliage : 30 ° Cassure dans la soudure- éprouvette C ₁ effort : 2 300 kg Angle de pliage : 47 ° Cassure de la jonction Côté fer – éprouvette C
	3,25	1 à 4	110 A	
L 40	3,25	1 à 6	110 A	Angle de pliage : 30 ° Cassure à la jonction côté fer – eff. 2 000 kg
	3,25	1	120 A	
	3,25	2 à 4	110 A	

Or, les essais de pliage sur éprouvettes non soudées donnent un angle de 30 ° avant l'apparition des premières criques. Ces valeurs sont analogues à celles obtenues pour les essais du Pont de Brest en 1934-1936. Pour le viaduc d'Oissel, les résultats des essais de pliage ont été amélioré en procédant de la manière suivante :

1. Exécution de 3 passes transversales se chevauchant, mais le glacis supérieur sur la partie fer étant réalisé par un mouvement de va et vient de l'électrode dans le sens longitudinal.



Éprouvettes utilisées pour les deuxièmes essais préliminaires

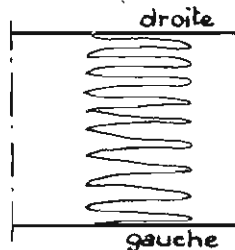


Figure 8 – Méthode de beurrage du chanfrein.

Le dépôt ainsi obtenu évite toute amorce de cisaillement transversal sur la première couche de fer.

2. Refroidissement d'un quart d'heure entre passes 1 - 2 - 3 - 4 - sur le fer.
3. La soudure de la partie fer sur la partie acier est exécutée comme précédemment, par de larges passes superposées.

Le métal remplissant le chanfrein ainsi obtenu est un métal affiné à grain fin dans les passes 1, 2 et 3 ; il offre une grande ductilité, est très sain, et les tensions résiduelles sont faibles ; ce qui est important pour des préparations de pièces existantes souvent bridées.

Le tableau 3 donne les résultats obtenus :

Tableau 3 – Pont d'Oissel – Résultats d'essais

Types d'électrodes	Diamètres des électrodes	Passes	Intensité indiquée au poste	Intensité moyenne à la pièce	Résultats des essais de pliage
C 40	3,25	1 de g. à dr.	110	95	Angle de pliage : 57 ° Cassure dans la soudure Eff. 2 250 kg
		2 de dr. à g.	110	95	
		3 de dr. à g.	110	95	
		4 de dr. à g.	110	95	
C 40	3,25	1	120	100	Angle de pliage : 78 ° Cassure dans la soudure Eff. 3 200 kg
	4	2	160	145	
	4	3	160	145	
	4	4	140	130	
	3,25	4	130	115	
L 40		1 de g. à dr.	115	95-100	Angle de pliage : 76 ° Cassure dans la soudure Eff. 2 600 kg
		2 de dr. à g.	115	95-100	
		3 de dr. à g.	115	95-100	
		4 de dr. à g.	45	95-100	

Dans la deuxième série d'essais, les résultats de pliage sont nettement améliorés. Ainsi, ces conditions ont été retenues.

A titre d'exemple, la figure 9 représente l'ensemble du joint soudé ; les soudures d'âme et de semelles sont obliques afin d'avoir le maximum de sécurité dans le cas du fer puddlé.

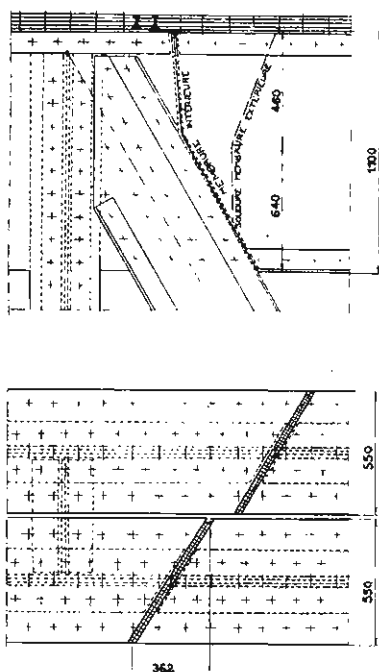


Figure 9 - Principe de soudage - Extrémité supérieure du montant 35.

Les figures 10 à 12 indiquent respectivement la coupe des cordons de soudure pour l'âme dans la partie courante, la partie contre diagonale tendue, la partie au droit des cornières.



Figure 10 - Coupe des cordons de soudure pour l'âme dans la partie courante.

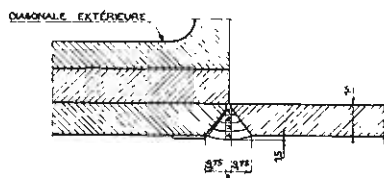


Figure 11 - Coupe des cordons de soudure de la partie contre la diagonale tendue.

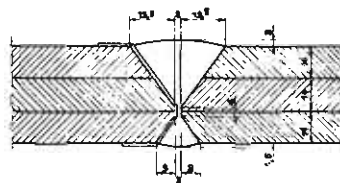


Figure 12 - Coupe des cordons de soudure de la partie au droit des cornières.

Les figures 13 et 14 donnent la coupe des cordons pour les semelles dans la partie courante et à travers les cornières.

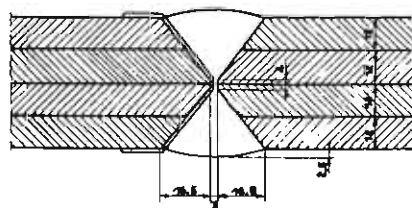


Figure 13 - Coupe des cordons de soudure pour les semelles, dans la partie courante.

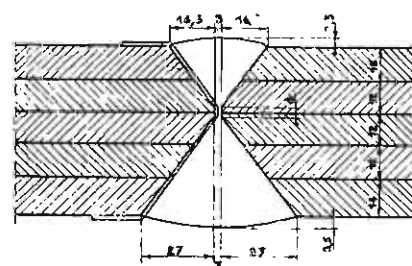


Figure 14 - Coupe des cordons de soudure pour les semelles à travers les cornières.

Les réparations de l'ouvrage se sont terminées en 1947 (essais officiels le 15 juin) : aucun incident n'est signalé.

d. Renforcement du pont de Douarnenez [9]

Cet ouvrage construit en fer puddlé en 1883-85 comporte essentiellement deux poutres maîtresses continues à treillis triple, en trois travées égales d'une portée de 58 m chacune.

L'inspection détaillée de 1941 permis de constater une légère déformation permanente de six montants des poutres maîtresses et le cisaillement de plusieurs rivets. Une limitation de circulation fut imposée. C'est lors de l'inspection de 1947 que de nouveaux cisaillements de rivets furent observés et par suite que le

renforcement fut décidé. Les contraintes admissibles dans le fer puddlé furent ici limitées à $10,5 \text{ kg/mm}^2$ pour l'étude du renforcement.

Bien que le procédé employé sur le pont de Brest n'ait donné lieu à aucun mécompte, il fut décidé d'adopter une amélioration au pont de Douarnenez dans le cas des assemblages en T.

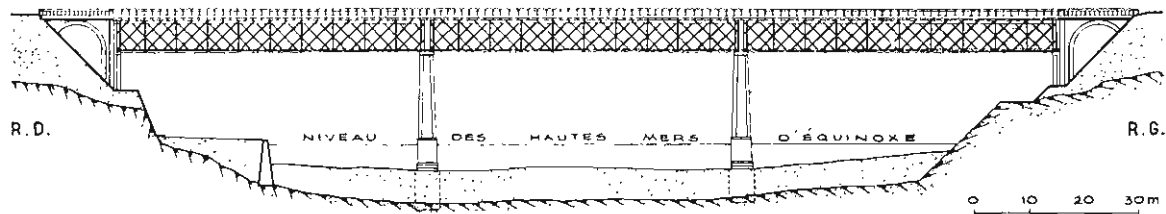
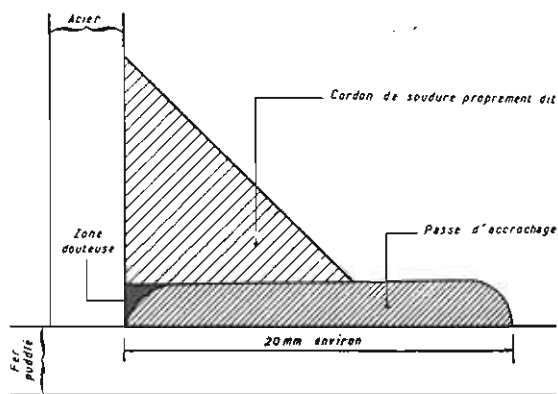
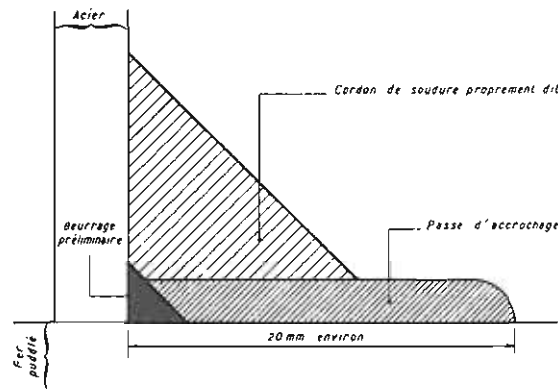


Figure 15 – Pont de Douarnenez – Élévation générale.



– Schéma d'un cordon de soudure (pont de Brest).

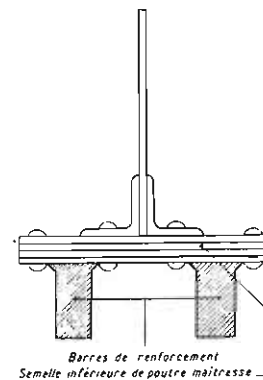


– Schéma d'un cordon de soudure (pont de Douarnenez).

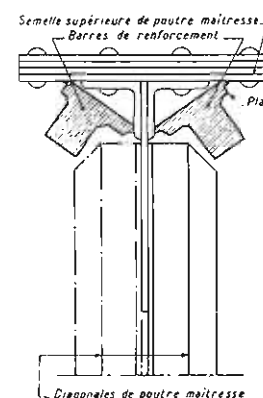
Figure 16

On voit en effet, qu'entre la pièce d'acier et la passe d'accrochage peut exister un résidu de laitier créant une zone de qualité douteuse dans le cordon. Pour parer à cet inconvénient, la technique adoptée consiste dans l'exécution d'un beurrage préliminaire dans l'angle des pièces à assembler, beurrage à la suite duquel était réalisée la passe d'accrochage. Le risque d'existence d'une zone douteuse fut ainsi supprimé.

Le renforcement des membrures des poutres maîtresses s'opéra par pose entre les files de rivets, de barres à section rectangulaire en ce qui concerne les membrures inférieures. Pour les membrures supérieures, le renforcement fut effectué par dessous, grâce à des plats de 170×30 à 170×45 renforcés suivant les zones de barres de section rectangulaire 60×60 à 100×80 soudées sur les plats après pose de ceux-ci.



– Schéma de renforcement des membrures inférieures des poutres maîtresses.



– Schéma du renforcement des membrure supérieures des poutres maîtresses.

Figure 17

4. Exploitation des caractéristiques des fers puddlés

A partir des analyses chimiques réalisées au Laboratoire de Nancy, nous établissons une exploitation des différentes compositions chimiques et caractéristiques mécaniques obtenues sur les ouvrages examinés par les L.P.C.

Les fourchettes de composition chimique et de caractéristiques mécaniques sont :

- Carbone : 0,01 à 0,05 %
- Manganèse : 0,01 à 0,12 %

- Phosphore : 0,03 à 0,55 %
- Soufre : 0,03 à 0,07 %
- Silicium : 0,05 à 0,30 %
- Limite élastique* : 230 à 334 MPa
- Charge de rupture* : 266 à 413 MPa
- Allongement
 - sens long. : 10 à 20 %
 - sens travers : ≈ 2 %

* Caractéristiques selon le sens de laminage.

5. Essais de soudabilité métallurgique sur fer puddlé

Dans les assemblages soudés, le risque de fissuration à froid est dû à trois facteurs essentiels : l'existence de contraintes s'appliquant au joint soudé, la présence d'hydrogène introduit lors de l'opération de soudage dans la zone thermiquement affectée et la présence de structures de trempe.

Ce dernier facteur est le seul dépendant exclusivement du matériau de base. L'essai de simulation des structures [10] permet une prévention de la dureté sous cordon et des structures métallographiques formées dans la zone affectée thermiquement d'une soudure. Cet essai, dérivé de l'essai de trempabilité Jominy, permet de relier la distance à l'extrémité trempée au critère de refroidissement et par suite, à l'énergie de soudage pour les épaisseurs considérées.

La phase de chauffage de l'éprouvette, constituée par un cylindre de 6 mm de diamètre du métal à tester, est réduite à 10 secondes par l'utilisation d'un four à générateur haute fréquence. Le refroidissement est réalisé par trempé à une extrémité. La recherche des structures de trempé est effectuée par mesure de dureté selon les génératrices de l'éprouvette.

La figure 19 représente les courbes de dureté obtenues pour deux échantillons de fer puddlé en fonction des trois paramètres :

- distance à l'extrémité trempée
- critère de refroidissement $\Delta t \begin{smallmatrix} 800 \\ 500 \end{smallmatrix}$

- énergie de soudage en kJ/cm pour une épaisseur de 20 mm.

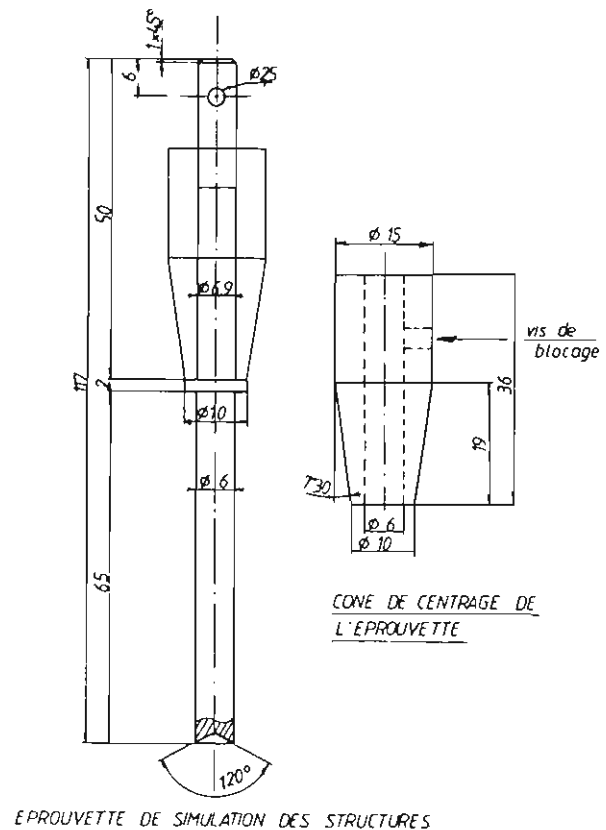


Figure 18

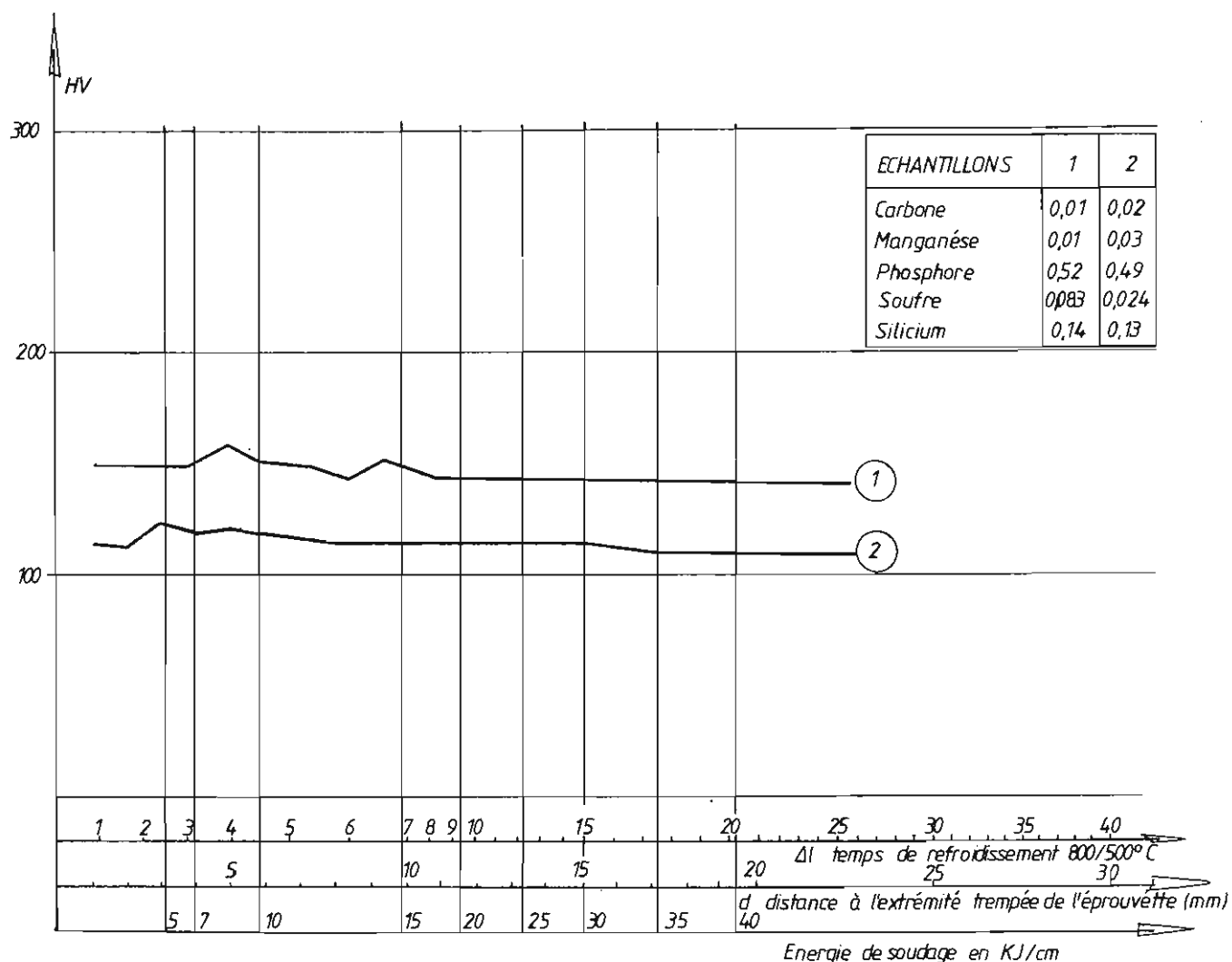


Figure 19 – Essai de simulation des structures.

Ces courbes de dureté, comme il était prévisible au vu de la composition chimique, sont plates et ne font pas apparaître de structures de trempe. Ce résultat corrobore les mesures de dureté réalisées sur assemblages soudés.

Du fait de l'absence de structure de trempe, ce matériau est insensible à l'effet de l'hydrogène et par suite au phénomène de fissuration à froid.

6. Essais sur assemblages soudés

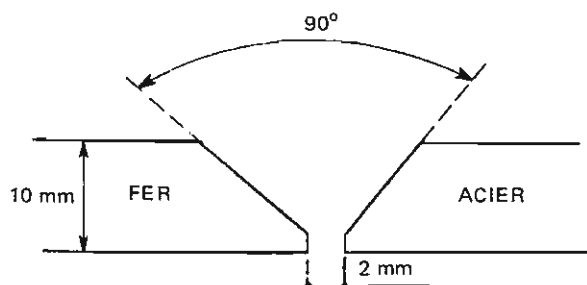
Les essais sont réalisés à partir d'assemblages fer puddlé sur acier de nuance E 24.

La composition chimique du fer puddlé est :

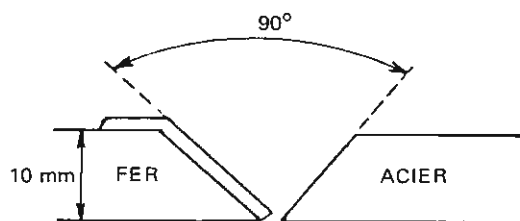
- Carbone : 0,02 %
- Manganèse : 0,03 %
- Phosphore : 0,49 %
- Soufre : 0,024 %
- Silicium : 0,13 %

Les assemblages sont constitués avec et sans beurrage (type Oissel) sur une préparation à chanfrein en V à 90° au moyen d'électrodes de 4 mm de diamètre SAFER N 56 de type normalisé E 534 B 24.

Le métal déposé par ces électrodes est indiqué par le producteur comme peu sensible à l'influence du soufre, du phosphore, de l'azote et d'autres impuretés du métal de base. Le soudage est effectué en 4 passes plus reprise envers.



Type d'éprouvette sans beurrage.



Type d'éprouvette avec beurrage.

Figure 20

6.1. — Essais mécaniques

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 4.

Tableau 4 — Essais mécaniques sur assemblages soudés bout à bout fer-acier.

Éprouvette	Beurrage intensité en Amp.	Soudage intensité en Amp.	TRACTION		PLIAGE	
			Charge de rupture en MPa	Position de la rupture	Mandrin ϕ 20 angle de rupture	Charge appliquée en N
Référence non soudée			310		40 °	28 000
1	—	160	305	dans le fer	—	—
2	—	160	309	dans le fer	—	—
3	—	160	309	—	endroit : 30 °	25 000
4	—	160	309	—	endroit : 50 °	25 500
5	—	160	309	—	envers : 60 °	25 000
6	—	160	309	—	envers : 40 °	25 000
7	120	160	312	dans le fer	—	—
8	120	160	305	dans le fer	—	—
9	120	160	305	—	endroit : 120 °	32 000
10	120	160	305	—	endroit : 110 °	32 000
11	120	160	305	—	envers : 90 °	31 000
12	120	160	305	—	envers : 90 °	30 000

Les essais de traction font apparaître une rupture systématique dans le fer puddlé, donc la réalisation d'une bonne continuité au niveau de la soudure.

Pour les essais de pliage nous avons toujours obtenu une rupture de l'éprouvette à la jonction fer-soudure. L'effet de beurrage et sensible, il permet un gain considérable de la ductilité du joint, principalement en pliage endroit.

Malgré le faible nombre de résultats, du fait du peu de matériau disponible, ceux-ci corroborent les valeurs obtenues dans le cadre des réparations des grands ouvrages présentées ci-dessus.

6.2. — Examen métallographique

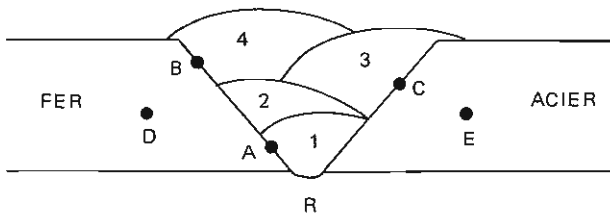
Par examen métallographique, la distinction du fer et de la soudure est immédiate, il n'est pas observé de zone affectée par la chaleur ; on distingue une tendance au grossissement du grain ferritique dans le métal de base affecté thermiquement.

A la jonction fer soudure, on observe une transformation en globules des inclusions allongées dans le sens du laminage.

Dans la zone sous cordon, les mesures de dureté sont très dispersées (135 à 178 HV₅) et aléatoires. Elles ne représentent pas un durcissement structural, seul l'effet des inclusions peut expliquer ces variations brutales de ductilité. Cet élément est en faveur d'un processus avec beurrage dans le but d'améliorer la ductilité de cette zone.

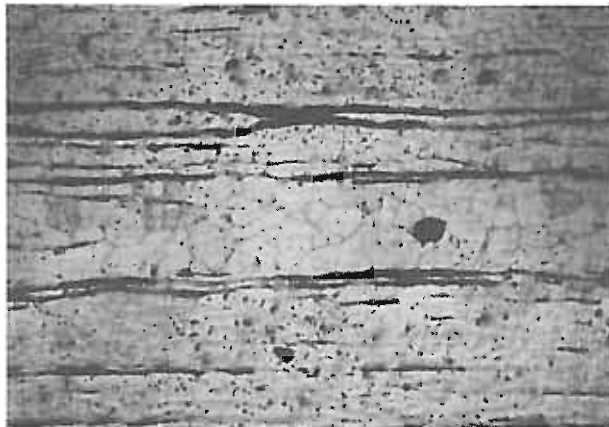
Figure 21 – Examen métallographique.

Schéma de soudure sans beurrage.



Repère B

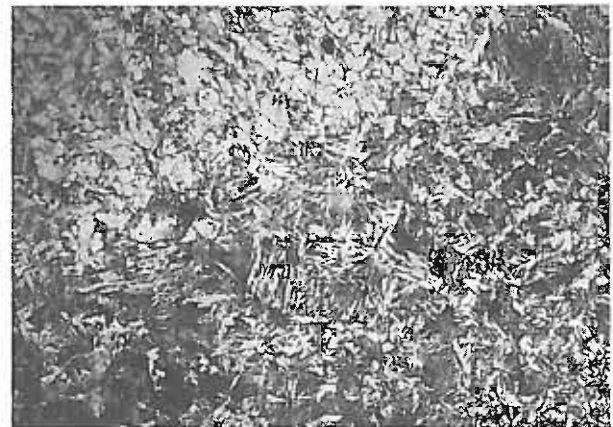
Zone de liaison soudure - fer attaque Nital X 200



Repère D.

Structure fer puddlé attaque Nital X 200

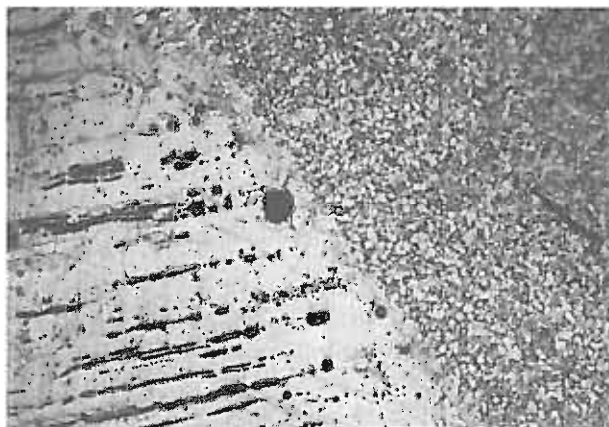
Dureté $HV_5 = 153$



Repère C

Zone de liaison soudure - acier attaque Nital X 200

Dureté dans la zone de liaison $HV_5 = 190$



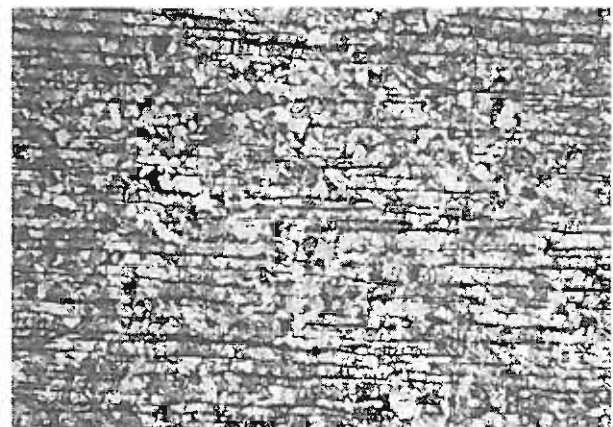
Repère A

Zone de liaison fer-soudure attaque Nital X 200

Inclusions sous forme de globules.

Dureté dans la zone de liaison $HV_5 = 150$

Dureté du métal déposé $HV_5 = 165$



Repère E

Structure métal de base - acier attaque Nital X 200

Dureté $HV_5 = 150$

7. Caractérisation du matériau sur ouvrages en service

Avant d'entreprendre un projet de réparation ou de renforcement, il convient de caractériser le matériau constitutif de l'ouvrage.

Cette caractérisation doit se faire en deux temps :

- Prélèvements d'échantillons pour analyse chimique et examen métallographique. Ces prélèvements doivent être effectués sur des pièces représentatives de l'ouvrage, en extrémité de pièce, au-delà de la dernière ligne de rivets par exemple. Un volume de 3 cm³ environ suffit à la réalisation de ces 2 essais. L'analyse chimique des cinq éléments (carbone, manganèse, soufre, phosphore, silicium) caractérise le matériau ; l'examen métallographique complète cette information et donne la densité et la répartition des inclusions.

Trois ou quatre prélèvements donnent un élément d'appréciation de l'homogénéité du matériau employé.

- l'unicité du matériau sera vérifiée en place par mesure de dureté et ce, en comparaison aux échantillons prélevés. En cas de doute sur des pièces principales, des examens métallographiques in situ par méthode de réplique sont réalisables.

8. Recommandations pour le soudage des fers puddlés

Dans le cadre d'une réparation ou d'un renforcement, après caractérisation du matériau constitutif de l'ouvrage, l'emploi de la soudure à l'arc sur fer puddlé est tout à fait admissible à la condition d'appliquer certaines conditions opératoires adaptées par suite de la structure lamellaire et de la forte teneur en impuretés.

Le chapitre « Soudage du fer puddlé » du cours de l'ESSA [5] prescrit deux précautions par suite de la faible cohésion entre feuillettes et du grand nombre d'inclusions.

- intéresser une étendue relativement importante des fibres du métal.
- souder « assez froid » pour éviter la séparation thermique des feuillettes.

Le choix des électrodes sera réalisé de façon à donner une ductilité élevée du joint soudé. On utilisera des électrodes de références normalisées (NF A 81-309) situées dans la zone hachurée du tableau ci-dessous ; par exemple, le type E 43 est adapté, les caractéristiques du métal déposé étant supérieures à celles du fer puddlé.

Bien qu'il n'y ait pas de risque de fissuration à froid, dans le cadre de réparation d'ouvrages d'art et du fait des teneurs en impuretés soufre et phosphore élevées, nous retiendrons le choix des électrodes à enrobage basique. Pour éviter les soufflures, les électrodes seront étuvées.

De plus, le laitier formé, plus froid, contrebalance la fluidité du fer puddlé et facilite ainsi l'exécution des cordons dans certaines positions difficiles.

Les électrodes à enrobage rutile ne semblent pas à proscrire totalement et peuvent être utilisées pour des travaux secondaires. En effet le dynamisme de l'arc, supérieur à celui d'une électrode à enrobage basique, intéresse un plus grand nombre de feuillettes de fer puddlé.

Les épaisseurs à souder sont généralement faibles (de l'ordre de 6 à 10 mm), le diamètre d'électrode le plus courant est donc le 3,15 mm, dans certains cas on utilisera le 2,25 ou 4 mm.

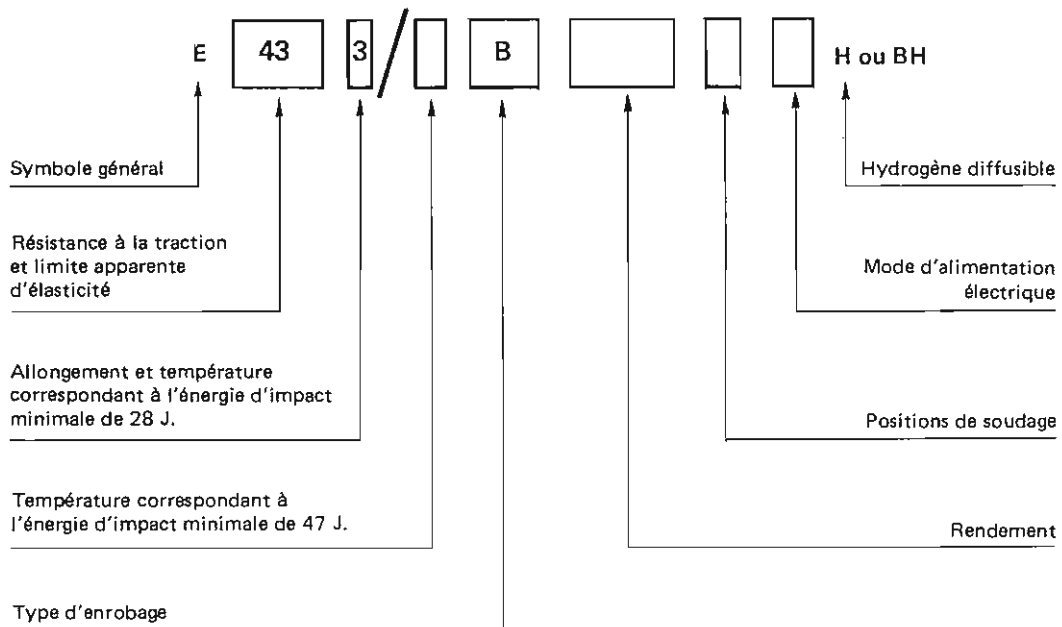
Les dessins des assemblages seront établis de façon à intéresser une étendue, la plus importante possible, des fibres du métal et doivent permettre la réalisation de joints à faible bridage, les joints, qui sollicitent le métal selon le sens perpendiculaire au laminage, seront interdits.

Par suite de l'hétérogénéité des fournitures, il convient de procéder à une éprouvette de convenance sur un ou plusieurs échantillons représentatifs du métal de la structure.

Tableau IV
Symbole relatif aux caractéristiques mécaniques
du métal déposé (NFA 81-309 Déc. 75).

Désignation de l'électrode	Traction			Flexion par choc
	Résistance à la rupture R_m (4) 1	Limite apparente d'élasticité minimale R_e 2	Allongement minimal sur $L = 5 d$ A % 3	Température correspondant à une énergie d'impact minimale de $KV = 28 J$ (6) 4
	N/mm^2 (5)	N/mm^2 (5)	%	$^{\circ}C$
E 43 0	430 à 510	320	—	—
E 43 1	430 à 510	320	20	+ 20
E 43 2	430 à 510	320	22	0
E 43 3	430 à 510	320	24	— 20
E 43 4	430 à 510	320	24	— 30
E 43 5	430 à 510	320	24	— 40
E 51 0	510 à 610	360	—	—
E 51 1	510 à 610	360	18	+ 20
E 51 2	510 à 610	360	20	0
E 51 3	510 à 610	360	22	— 20
E 51 4	510 à 610	360	22	— 30
E 51 5	510 à 610	360	22	— 40

(4) Une tolérance : +40 N/mm^2 est admise sur la limite supérieure.
(5) 1 $N/mm^2 = 1 MPa = 0,102 kgf/mm^2$.
(6) 1 J = 0,102 kgf.m. Un niveau d'énergie de 28 J correspond à une résilience KCV de 3,5 daJ/cm².



Nous retiendrons les dispositions déjà employées qui ont donné totale satisfaction dans les conditions de chantier :

Soudures bout à bout : réalisation d'un beurrage puis soudure en 4 passes avec reprise à l'envers sur chanfrein en V à 70°. Le beurrage et la soudure étant réalisées selon la répartition ci-après.

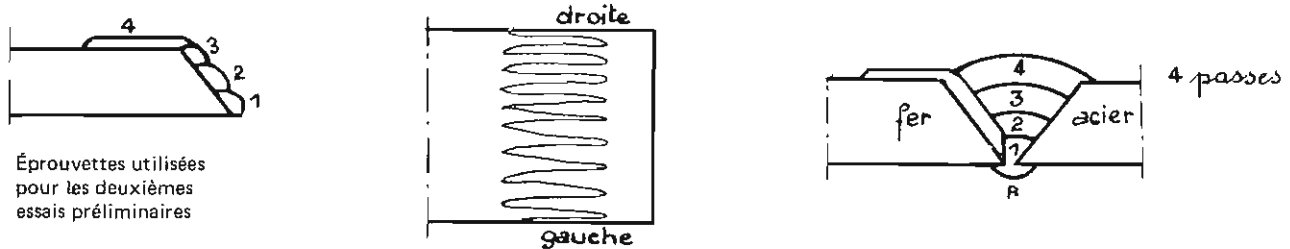


Figure 22 – Exécution des assemblages bout à bout

Pour les soudures d'angle, il peut y avoir formation de caniveaux provoquée par la présence d'un dédoubleage à faible profondeur sous la peau [5]. Sous l'effet de la tension superficielle, le métal fondu peut former un sillon latéral le long du cordon de soudure.

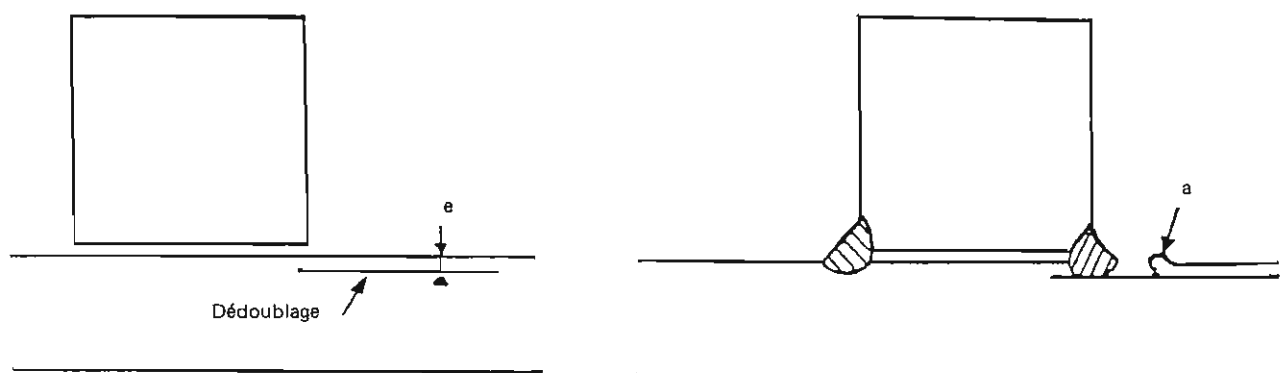


Figure 23- Soudure d'angle - Formation du caniveau

Pour remédier à cette difficulté, deux dispositions constructives peuvent être retenues :

Réalisation d'une saignée étroite à la meule (disque de 3 mm d'épaisseur) puis dépôt dans celle-ci d'un cordon de soudure avec une électrode de petit diamètre (2,5 mm).

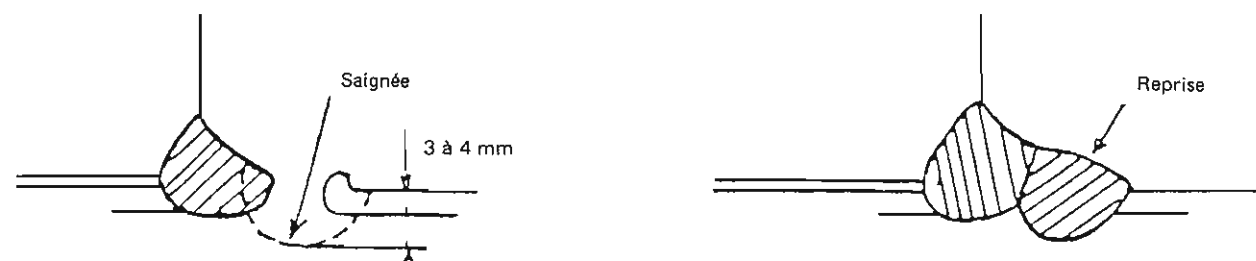


Figure 24- Soudure d'angle - recommandation (Essai)

La réalisation du sillon permet d'intéresser une épaisseur plus grande de métal, ce qui a pour effet de faire participer au soudage un nombre plus important de feuillets.

Réalisation d'une passe d'accrochage avec beurrage préliminaire comme présenté dans le cadre du renforcement du pont de Douarnenez. Cette passe d'accrochage permet d'intéresser une plus grande surface de métal.

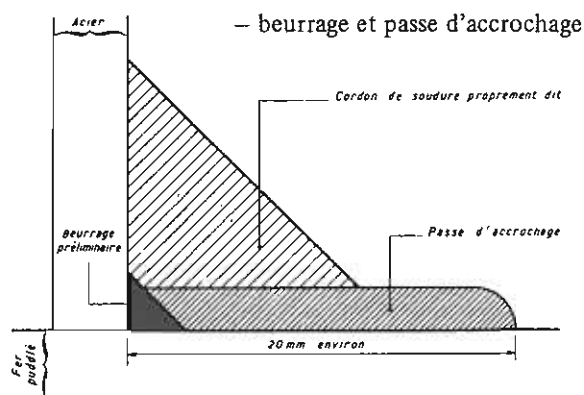


Figure 25 — Exécution d'un assemblage d'angle.

9. Conclusion

Le fer puddlé est un matériau à faible teneur en carbone et manganèse présentant de nombreuses inclusions d'oxydes de fer, silicium et phosphore, orientées dans le sens de laminage, ce qui lui confère une structure lamellaire.

Par suite de la faible teneur en carbone, le fer puddlé ne présente pas de risque de trempe : le fer pur est éminemment soudable.

La structure lamellaire et l'état inclusionnaire nécessitent, pour améliorer la sécurité des assemblages, quelques adaptations de soudabilité opératoire qui sont regroupées au paragraphe précédent.

Les exemples de réparations ou renforcements par soudage cités, exécutés entre 1936 et 1953 dont certains sont encore en service, montrent la bonne tenue dans le temps des assemblages.

Bibliographie

- [1] GRATTESAT — Conception des ponts — Éditeur EYROLLES.
- [2] Règlements du — 8 février 1858 — 15 juin 1869 — 7 mai 1870 — 29 août 1891 — 8 janvier 1915.
- [3] Courrier technique de l'OTUA n° 5 — « Quels sont les problèmes que posent le renforcement ou la réparation des ossatures métalliques datant des années 1900 ? » — R. JOLLIOT — OTUA.
- [4] Conférence de M. PIETTE à l'École des A.M. de Lille le 19 février 1929.
- [5] Cours de l'École Supérieure de la Soudure Autogène 1982.
- [6] L'Application de la Soudure Autogène au renforcement des ponts métalliques — M. LEBRUN. Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France — 1941.
- [7] Renforcement de tabliers métalliques à proximité de Strasbourg — M. Henri LANG — Science et Industrie — Édition Travaux — Juillet 1937.
- [8] L'Emploi de la Soudure dans la reconstruction du pont d'Oissel sur la Seine — R. VALETTE et A. GOELZER — Association Internationale des Ponts et Charpentes — Troisième Congrès — Liège 13-18 septembre 1948.
- [9] Renforcement par soudure du pont de Douarnenez — M. Paul BASTARDI — Annales de l'ITBTP — Octobre 1953.
- [10] Soudabilité des aciers de construction métallique — mise au point d'un essai de simulation des structures. — J. FUCHS — J.P. PERSY — Bulletin de liaison des LPC - n° 102 - Juillet-Aout 1979.

Surfaçage des tôles de platelage

par P. MEHUE

Ingénieur Divisionnaire des Travaux Publics de l'État au SETRA

1. Introduction

Bien que les tôles de platelage des couvertures métalliques présentent une surface beaucoup plus régulière que celle des dalles en béton, ce qui facilite notablement l'exécution des couches d'étanchéité et de circulation, certaines précautions doivent néanmoins être prises au niveau de leur conception et de leur fabrication pour améliorer encore cette régularité.

En effet la tenue d'un revêtement dépendant pour une bonne part des caractéristiques de son support, et notamment de son uni, il convient de veiller à ce que ce dernier présente après mise en œuvre une surface aussi continue et aussi plane que possible. D'où la nécessité de limiter la hauteur des éléments pouvant former saillie et de prévoir des tolérances de déformation, ceci bien évidemment en fonction du type d'ouvrage projeté et de l'épaisseur du revêtement choisi.

2. Revêtements minces

Ce sont des revêtements faisant généralement appel à des produits à base de résines, et dont la faible épaisseur (6 à 10 mm pour les plus courants) constitue l'atout majeur lorsque l'on recherche la minceur ou la légèreté du tablier (ponts très élancés, ponts

mobiles de tous types, passerelles piétonnes ou cyclables, etc.) ou du platelage (modification de la couverture d'ouvrages dont on cherche à conserver la structure en en diminuant les charges permanentes).

Ils ont en revanche l'inconvénient :

1. de ne permettre d'absorber aucune irrégularité marquée de la tôle de platelage,
2. de n'autoriser aucun rattrapage vis-à-vis du profil en long ou du profil en travers,

ce qui oblige à ne les utiliser que sur des couvertures dont la tôle est d'épaisseur pratiquement constante, présente une bonne planéité et ne comporte que des joints d'assemblage réalisés par soudure bout à bout, de manière à satisfaire aux dispositions suivantes.

2.1 — Variation d'épaisseur de tôle

Les variations d'épaisseur de la tôle de platelage qui, pour des raisons de facilité de fabrication des poutres et notamment de traçage des âmes, s'effectuent généralement par l'extérieur, c'est-à-dire du côté de la face supérieure, doivent :

1. être au plus égales à 2 mm,
2. être réalisées au moyen d'un chanfrein dont la déclivité ne sera pas supérieure à 8 %,

comme indiqué sur la figure 1, la variation totale d'épaisseur tout au long de l'ouvrage ne devant pas excéder non plus 2 mm.

A signaler toutefois que l'épaisseur minimale de la tôle de platelage, fixée à 12 ou 14 mm pour des raisons de conservation, de tenue du revêtement ou de confort des usagers (1), conduit généralement, eu égard à la largeur des plates-formes, à des sections

(1) cf. Bulletin « Ponts métalliques » n° 9. p. 72.

surabondantes vis-à-vis du calcul, de sorte qu'il n'y a souvent en fait aucun changement d'épaisseur sur la longueur du tablier.

2.2 — Planéité

Afin de garantir une mise en œuvre correcte du revêtement, et d'éviter en particulier des manques ou excès d'épaisseur prononcés, les déformations de la tôle de platelage, qui n'est évidemment jamais plane au sens géométrique du terme, doivent être limitées, en imposant par exemple que la hauteur « f » mesurée sous règle rigide soit, dans les zones où la tôle de platelage est d'épaisseur constante, inférieure à :

- 3 mm sous la règle de 1 m,
- 4 mm sous la règle de 3 m,
- 5 mm sous la règle de 5 m.

dans quelque sens que ce soit (figure 2).

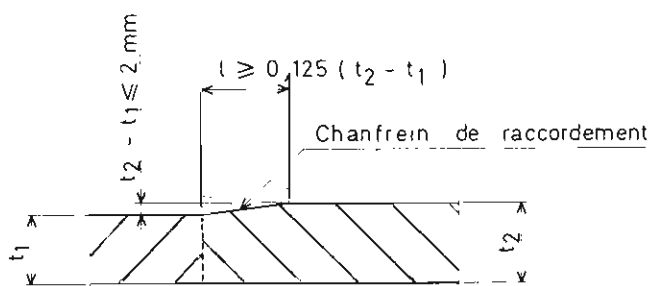
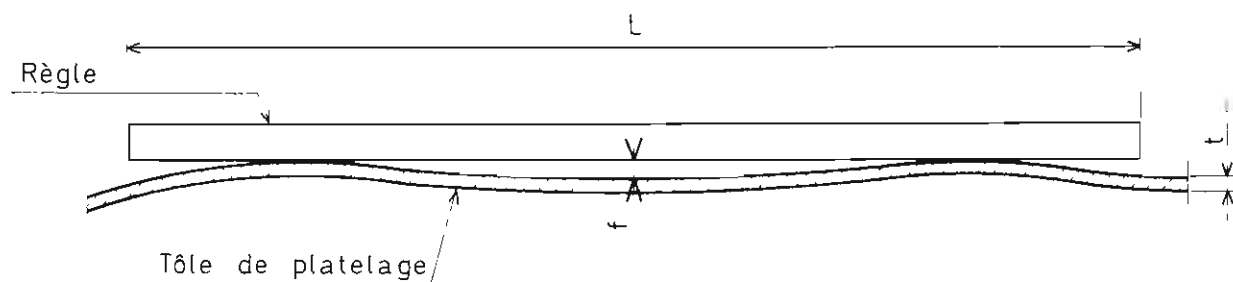


Figure 1 — Variation d'épaisseur des tôles de platelage devant recevoir un revêtement mince.



$f < 3 \text{ mm}$	pour	$L = 1 \text{ m}$
$f < 4 \text{ mm}$	pour	$L = 3 \text{ m}$
$f < 5 \text{ mm}$	pour	$L = 5 \text{ m}$

Figure 2 — Tolérances de planéité pour tôles de platelage devant recevoir un revêtement mince.

2.3 – Cordons de soudure

Les cordons de soudure de raboutage, dont la présence est inévitable, peuvent, s'ils font par trop saillie, diminuer localement l'épaisseur du revêtement (figure 3)

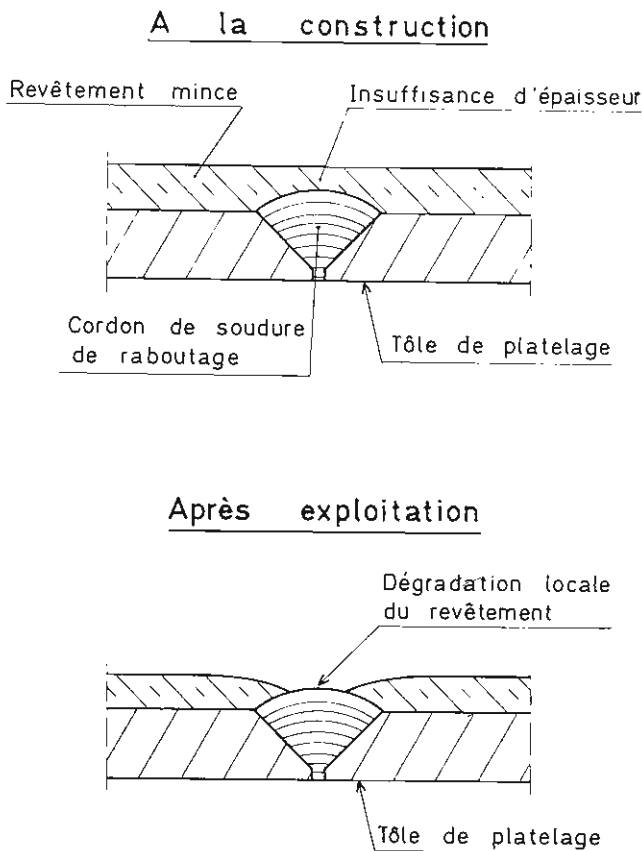


Figure 3 – Nécessité de l'arasement des cordons de soudure de raboutage devant être recouverts par un revêtement mince.

et créer dans ce dernier un point faible susceptible d'en affecter la résistance et par conséquent la bonne tenue ultérieure en service (figure 4).



Figure 4 – Dégradation locale d'un revêtement mince due à l'absence de meulage des cordons de soudure de raboutage.

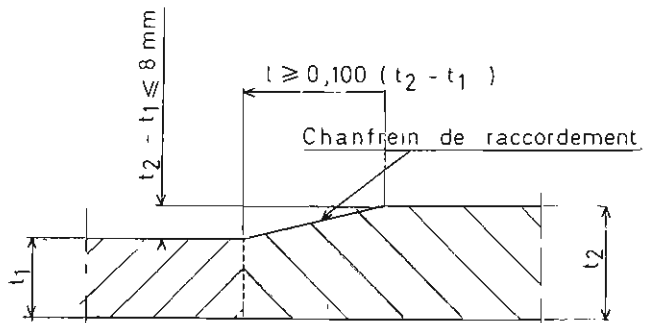


Figure 5 – Variation d'épaisseur des tôles de platelage devant recevoir un revêtement épais.

3. Revêtements épais

L'épaisseur nominale de ces revêtements (couche d'étanchéité et couche de circulation) est fixée à 7 cm au moins, de manière que, compte-tenu des sujétions normales d'exécution, l'épaisseur réelle soit en tout point au moins égale à 6 cm.

Dans ce cas il est possible d'envisager d'absorber de petites irrégularités de surface et de rattraper de légers défauts de profil en travers ou de profil en long, ce qui fait que les dispositions concernant l'état du support peuvent être moins sévères.

3.1 – Variation d'épaisseur de tôle

Les variations d'épaisseur de la tôle de platelage doivent :

1. être inférieures à 8 mm,
2. s'effectuer au moyen d'un chanfrein dont la déclivité ne sera pas supérieure à 10 %,

comme indiqué sur la figure 5 (page précédente).

Bien entendu, si la variation totale d'épaisseur de la tôle de platelage tout au long de l'ouvrage excède 10 mm, il devra en être tenu compte dans le choix de l'épaisseur nominale du revêtement qui passera à 8 cm au moins. Mais la remarque faite précédemment dans le cas des revêtements minces sur la surabondance de la tôle de platelage en matière de calculs reste valable.

3.2 – Planéité

La hauteur « f » mesurée sous règle rigide doit, dans les zones où la tôle de platelage est d'épaisseur constante, être inférieure à :

- 5 mm sous la règle de 3 m, dans quelque sens que ce soit,

- 18 mm sous la règle de 10 m dans le sens longitudinal,

de façon à obtenir une planéité suffisante mais restant compatible avec les différents procédés de montage et de mise en place des éléments de charpente métallique (figure 6).

3.3 – Cordons de soudure

Si les cordons de soudure de rabouillage formant saillie peuvent à priori paraître présenter moins d'inconvénients lorsqu'ils sont recouverts par un revêtement épais, il convient néanmoins d'en exiger également l'arasement systématique par meulage soigné de façon à obtenir une meilleure régularité de la couche d'étanchéité qui risquerait sans quoi de comporter des insuffisances d'épaisseur analogues à celles évoquées plus haut pour les revêtements minces.

En outre cette disposition offre l'avantage de faciliter l'enlèvement ultérieur du revêtement lors des opérations de réfection et d'éviter que les engins utilisés (benne, godets, lames, etc.) n'accrochent les cordons en saillie, risquant ainsi de causer à la tôle des blessures difficiles à réparer.

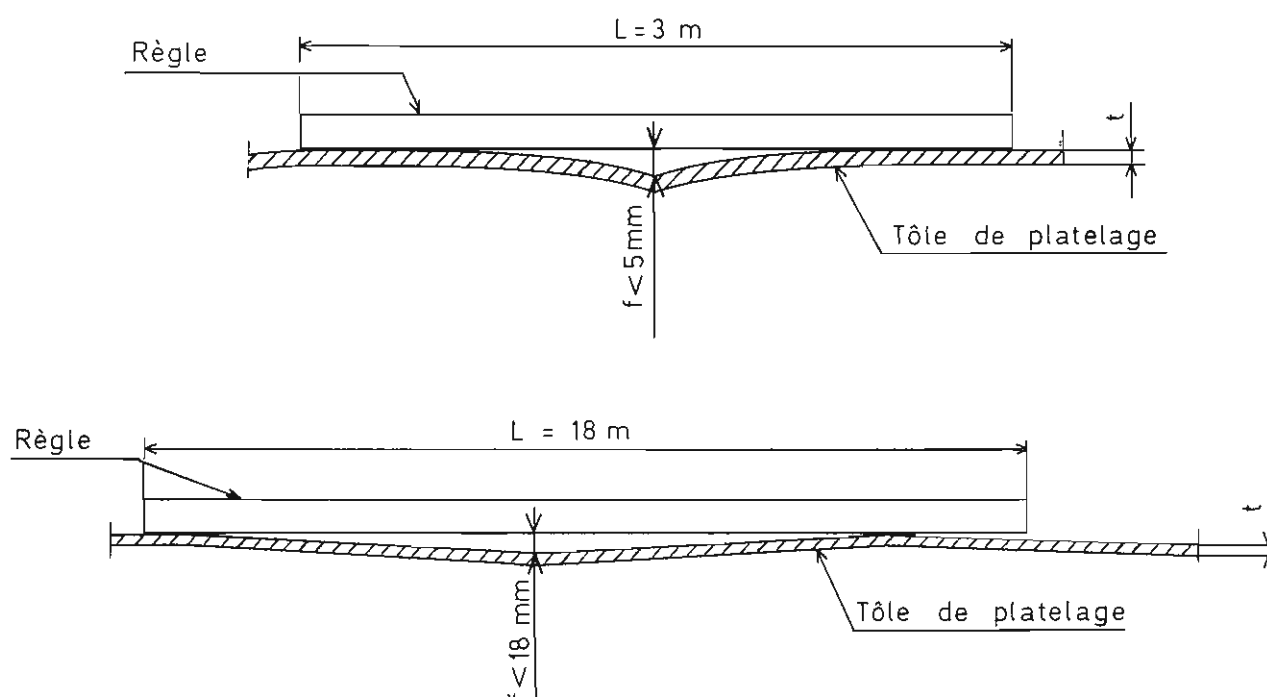


Figure 6 – Tolérances de planéité pour tôles de platelage devant recevoir un revêtement épais.

4. Conclusion

Les dispositions données, qui constituent évidemment des sujétions non négligeables pour les constructeurs métalliques, dépendent, comme on le voit, étroitement du type de revêtement qu'il est prévu de mettre en œuvre et dont le choix a par conséquent une grande importance pour la mise au point du projet, les diverses exigences devant bien entendu figurer dans le dossier de consultation des entreprises.

Dans la pratique, il ne pourra valablement être fait appel aux revêtements minces que pour les ouvrages comportant un petit nombre de tronçons de montage, de façon que les déformations provenant des joints soudés sur chantier puissent être reprises sans dépense

excessive ; ce qui limite la longueur des tabliers à une soixantaine de mètres et leur largeur à une quinzaine de mètres, le nombre de joints de montage ne devant pas excéder quatre.

Dans tous les autres cas, et notamment pour :

- les ouvrages de grandes dimensions dont les joints de montage sont souvent plus nombreux,
- les couvertures dont la tôle de platelage présente des variations d'épaisseur nombreuses, ou importantes, ou comporte des points singuliers,

il conviendra de recourir aux revêtements épais.

BIBLIOGRAPHIE

Bulletin thématique « Revêtements de chaussée sur platelages métalliques » du Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées (1981).

Revêtements épais de chaussées sur platelages métalliques. Où en est-on après 10 ans ?

par A.M. AJOUR

Ingénieur au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

par G. BICHERON

Ingénieur au Laboratoire Régional Aix-en-Provence

et par G. HAMEAU

Ingénieur au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Jusqu'en 1970 peu de ponts à dalles orthotropes avaient été construits en France et lorsque tel était le cas, la solution retenue pour le complexe étanchéité/roulement avait le plus souvent été empruntée à la technologie étrangère : procédé Wildeboer pour le viaduc de Saint Ambroix, procédé Teerbau pour le pont de Kernours, le pont de Chaumont sur Loire, l'ouvrage PL 09 sur l'Autoroute A6 à Arcueil.

Dans les années 1971-1972, plusieurs ouvrages importants ont été réalisés : pont de Cornouaille, d'Autreville, viaduc de Martigues, ou devaient recevoir un revêtement neuf : pont de l'Europe sur le Rhin, pont d'Asnières, pont de Richemont

Depuis, d'autres revêtements ont été mis en œuvre sur ouvrages neufs : pont sur le canal St-Félix à Nantes, pont de St-Nazaire, pont Mathilde, ou en réfection : pont basculant de Martigues.

La plupart de ces ouvrages — par suite notamment de la présence de nombreux joints de montage ou de variations importantes de la planéité du platelage — ont reçu un revêtement du type épais (5 à 7 cm).

Les solutions proposées par les entreprises françaises comportent généralement une couche de roulement en béton bitumineux de 5 à 7 cm dont le liant est un bitume modifié par des polymères, mis en œuvre en une couche compactée ou coulée, sur la tôle préalablement protégée par un vernis bitumineux. La liaison entre la tôle et la couche de roulement, ainsi que l'étanchéité, sont assurées par une couche de liant polymère, éventuellement chargé, de quelques millimètres d'épaisseur.

Seul cas particulier : le pont basculant de Martigues où le liant utilisé était un brai résine pour répondre à la condition de tenue en position verticale.

1. Problèmes posés par la dalle orthotrope

Les dalles orthotropes sont particulièrement déformables sous l'action des charges concentrées que constituent les roues des véhicules. En particulier, dans le sens transversal, les déformations locales de la tôle peuvent se superposer aux déformations d'ensemble du platelage. A ces déformations correspondent des contraintes de flexion élevées.

De plus, certaines zones sont soumises — suivant la position des charges — à des sollicitations de flexion

alternativement positive et négative accentuant le phénomène de fatigue.

Le revêtement doit donc présenter une grande souplesse pour suivre les mouvements du support ainsi qu'une bonne adhérence, tout en gardant les caractéristiques habituelles de rugosité superficielle et de bonne résistance à l'orniérage.

Enfin, l'étanchéisation du support doit être assurée pour le protéger de l'action des eaux de pluie.

2. Les divers revêtements utilisés

Après un bref descriptif des complexes utilisés au cours des dix dernières années, nous analyserons leur comportement en tenant compte évidemment des conditions de circulation qui leurs sont propres.

Tous les complexes étanchéité/roulement ont été appliqués sur la tôle décapée (en général au niveau SA 2 — 2,5 de l'échelle suédoise).

2.1. Système mis au point par la Société Française du Vialit

- couche d'étanchéité en bitume fluxé BSP L 70 comportant 35 % de thioélastomère répandu à chaud ($1,2 \text{ kg/m}^2$) et gravillonné par des granulats 10/14 concassés chauffés (15 l/m^2),
- couche d'accrochage en même liant ($0,5 \text{ kg/m}^2$),
- couche de roulement en béton bitumineux 0/10 grenu, compacté, de formule théorique :
 - . 46 % quartzite 6/10,
 - . 15 % quartzite 2/6,
 - . 38 % quartzite 0/2,
 - . 1 % chaux,
 - . 6,7 ppc bitume thioélastomère.
- enduit superficiel comportant le répandage de liant thioélastomère BSA L 5 ($1,1 \text{ kg/m}^2$) suivi d'un gravillonnage aux granulats 6/10 (10 l/m^2).

On notera que ce système se caractérise entre autres par l'absence de couche de protection de la tôle après sablage et avant mise en œuvre de la couche d'étanchéité.

2.2. Système mis au point par les Sociétés Jean Lefebvre et Mobil

- couche de vernis bitumineux mis en œuvre à froid dès la fin du décapage de la tôle ($0,3 \text{ kg/m}^2$),
- couche d'étanchéité, assurant la liaison avec la couche suivante, constituée de bitume 60/70 et d'un mélange de copolymère éthylène acétate de vinyle et de résine terpénique (2 kg/m^2),
- couche de roulement en béton bitumineux 0/10 compacté, de formule théorique :
 - . 36 à 38 % granulats 6/10,
 - . 26 à 23 % granulats 2/6
 - . 26 à 25 % granulats 0/2
 - . 9 à 10 % sable de dune
 - . 3 à 4 % fines calcaires
 - . 6,4 à 6,8 ppc liant polymère identique à celui de la couche d'étanchéité (Granulats de basalte ou diorite suivant les chantiers).

2.3. Système réalisé par la Société SCREG

- couche de vernis bitumineux ($0,150 \text{ kg/m}^2$),
- couche de mastic d'étanchéité légèrement sablé (4 kg/m^2),
- couche de protection et de reprofilage en sable enrobé 0/4 mm,
- couche de roulement en béton bitumineux coulé 0/10 peigné, de formule théorique :
 - . 50 à 55 % laitier concassé 5/10
 - . 30 à 35 % sable concassé 0/4

- . 13 à 15 % fines calcaires
- . 8,5 à 9,5 ppc bitume 40/50
- . 0,4 à 0,5 ppc émulsion de latex.

2.4. Système mis au point par la Société Colas

(Cas particulier d'un pont basculant où la tôle de platelage a une épaisseur de 16 mm contrairement aux autres ouvrages dont l'épaisseur n'est que de 12 mm).

- couche de protection : goudron-résine époxydique (1 kg/m^2),
- couche d'étanchéité : goudron-résine époxydique (1 kg/m^2) gravillonné par de la silice 1/2 (250 g/m^2),
- couche d'accrochage : goudron-résine époxydique (500 g/m^2),
- béton bitumineux à base de goudron-résine époxydique, mis en œuvre à la main et légèrement compacté de formule :
 - . 40 % basalte 6/10
 - . 20 % basalte 2/6
 - . 40 % Durance 0,1/4
 - . 9,5 ppc liant goudron-résine.

3. Comportement

A l'exception du dernier complexe dont la fabrication et la mise en œuvre ont été effectuées par petite quantité et, par suite, de façon artisanale (l'utilisation d'un brai résine posant un problème particulier de temps de polymérisation), toutes les formules ont été fabriquées en poste d'enrobage, la mise en œuvre étant faite au finisseur avec les ateliers habituels.

Le défaut généralement rencontré est la fissuration au droit des augets. Elle apparaît plus ou moins vite suivant l'importance du trafic (après 18 mois de service pour un trafic TO).

Sur les revêtements en béton bitumineux, les joints des bandes de répandage n'ayant pas été réalisés à chaud s'ouvrent et subissent des épaufrures. Peu à peu, des fissures longitudinales apparaissent à proximité des joints.

Au cours des années, le nombre des fissures augmente, leur tracé, assez rectiligne, va de quelques dizaines de centimètres à plusieurs mètres. Elles peuvent atteindre la tôle. Sur un ouvrage, on a pu détecter un décollement des enrobés préalable à leur fissuration, avec traces de remontées de rouille dans la fissure. Après un certain temps, l'évolution tend vers un maillage, non spécifique au cas d'une dalle orthotrope. La formation de ce mailla-

ge est plus rapide sur les revêtements minces que sur les revêtements épais où on note peu de fissures transversales.

Sur le revêtement épais en enrobés à base de brai-résine, par contre, les fissurations sont essentiellement transversales. Elles sont proches des éléments verticaux de tôles qui avaient été soudés au support afin de servir « d'arrêteurs » au revêtement, le tablier basculant à la verticale pour permettre le passage maritime. L'ouverture de ces fissures, variable avec la température ambiante, très large en été, laisse supposer qu'elles sont en relation avec des dilatations différentielles tôle/revêtement. Dans ce cas, aussi, elles s'accompagnent d'un décollement du support.

Pour un grand nombre d'ouvrages, la résistance à la déformation est bonne. Les dégradations constatées sur certains semblent bien liées à la nature du revêtement, en tenant compte du type de trafic. Ce sont essentiellement :

- un orniérage important et une perte de rugosité rapide pour un béton bitumineux coulé et peigné soumis à un trafic lourd, lent et canalisé,
- une perte de rugosité plus importante que la faiblesse du trafic ne pouvait le laisser supposer pour l'enduit superficiel à base de liant thioélastomère sur béton bitumineux à base du même liant.

4. Étude en laboratoire

Parallèlement au suivi des chantiers, il nous a paru intéressant d'essayer de reproduire en Laboratoire les efforts auxquels sont soumis les revêtements de façon à pouvoir porter une appréciation sur les solutions proposées et surtout pour voir sur quels points l'amélioration doit porter.

4.1. Appareillage

Pour étudier le phénomène, on a construit un appareillage simulant cette flexion à moment négatif lors d'essais de fatigue sur des éprouvettes comportant une soudure. L'éprouvette support est fixée en son centre sur un bâti rigide pour constituer la zone de fissuration ; elle repose sur deux appuis et est reliée à une machine hydraulique produisant des sollicitations dynamiques sinusoïdales d'amplitude bien définie. L'apparition de la fissuration est signalée par des jauges collées sur le revêtement au droit des soudures, au centre de l'éprouvette. (figure 1).

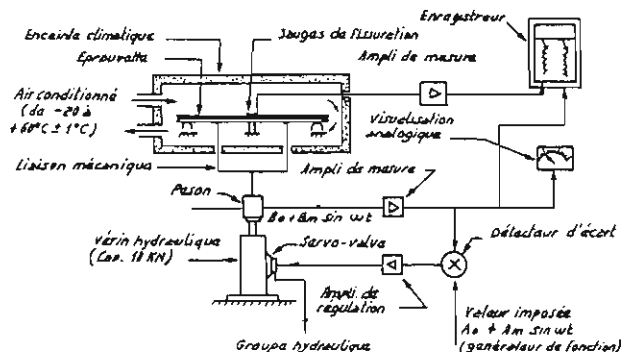


Figure 1 — Schéma de principe de l'appareillage de flexion.

La comparaison entre ces éprouvettes et une dalle réelle a fait ressortir une bonne corrélation à la fois entre les niveaux de contrainte et la localisation de celle-ci.

4.2. Étude des déformations

Le revêtement épais pouvant soit se décoller de son support, soit se fissurer en surface d'abord, puis jusqu'à la tôle, il est apparu opportun d'étudier la répartition des déformations de ce revêtement sur son support lors de chargements successifs suivant une section perpendiculaire au support. Cette section a été choisie au droit des cordons de soudure de l'âme soudée sur l'éprouvette.

Le premier système étudié sur éprouvette acier de 10 mm d'épaisseur était constitué de :

- vernis de protection à base de bitume élastomère solvaté, appliqué à raison de 300 g/m²,
- couche d'étanchéité et de liaison à base de liant élastomère, appliqué à raison de 3 kg/m²,
- enrobé bitumineux 0/10, à 6,5 % de liant élastomère, en épaisseurs de 60 mm et 48 mm

Les mesures ont été faites au moyen de jauges à fils résistants placées le long de la section verticale :

- pour la zone concernant le revêtement épais, sept jauges PL 30 (longueur active 30 mm) ont été collées tous les 8 mm,
- pour la partie concernant le support en acier de l'éprouvette, trois jauges PL 3 (longueur active 3 mm) ont été collées tous les 2,5 mm. (figure 2).

Étant donné les résultats obtenus, il a été procédé à une étude plus détaillée des influences respectives de la nature (bitume pur ou modifié par les polymères) de la couche d'accrochage (et de liaison) et du liant des enrobés.

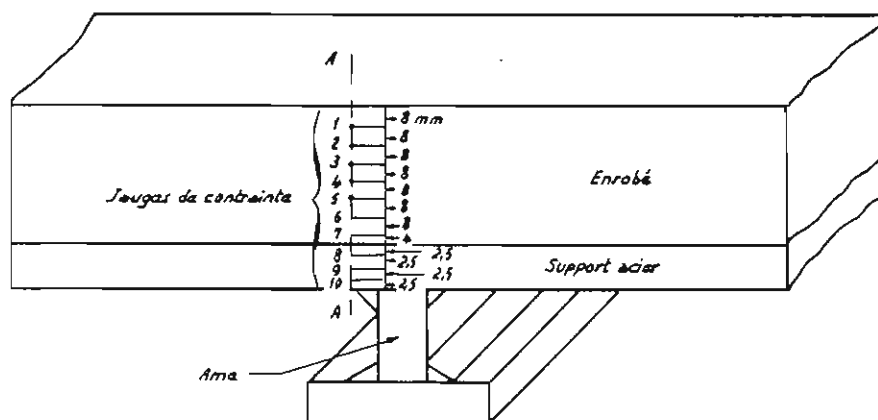


Figure 2 — Disposition des jauges.

4.3. Résultats des essais

Les conclusions principales qui ressortent des essais réalisés sur tôle de 10 mm sont les suivantes :

- la nature de la couche d'étanchéité et de liaison semble prépondérante, compte tenu du travail de cisaillement important auquel elle est soumise lors des flexions répétées.

En effet, le système composite enrobé + acier se comporte en fait comme deux poutres superposées, seulement reliées entre elles par la couche d'étanchéité qui travaille constamment en cisaillement. Cela apparaît très nettement au niveau des mesures de déformation et même visuellement en filmant au ralenti la couche d'étanchéité.

A épaisseur égale les résultats d'essais de fissuration effectués sur divers enrobés mettent bien en évidence que l'adhérence de l'enrobé sur l'acier évolue dans un rapport de 3 à 20 selon le type de liant utilisé pour cette couche de liaison. On peut dire que :

- si la couche d'étanchéité est trop rigide, quel que soit l'enrobé appliqué dessus, on constate rapidement un décollement à l'interface par décohésion du liant de l'enrobé en fatigue,
- si la couche d'étanchéité n'est pas assez cohésive, il y a également décollement mais par rupture du liant de cette couche à l'interface avec l'enrobé.

Naturellement, si le liant de la couche d'étanchéité répondait au problème, il faudrait également que celui de l'enrobé soit résistant à la fatigue pour tenir à l'interface. On peut également se demander si une couche d'étanchéité plus épaisse, dans la mesure où elle serait résistante à la fatigue, ne serait pas bénéfique pour tout le système.

- le deuxième paramètre essentiel est l'épaisseur du revêtement appliqué. Selon l'épaisseur du revêtement la répartition des contraintes est différente et la masse de celui-ci travaille de façon prédominante en traction ou en compression. Il en résulte que les déformations cumulées en surface ou à l'interface sont tantôt supérieures en surface (épaisseur 48 mm) et on aura

une fissuration, tantôt supérieures à l'interface (épaisseur 60 mm) et on aura un décollement (figure 3).

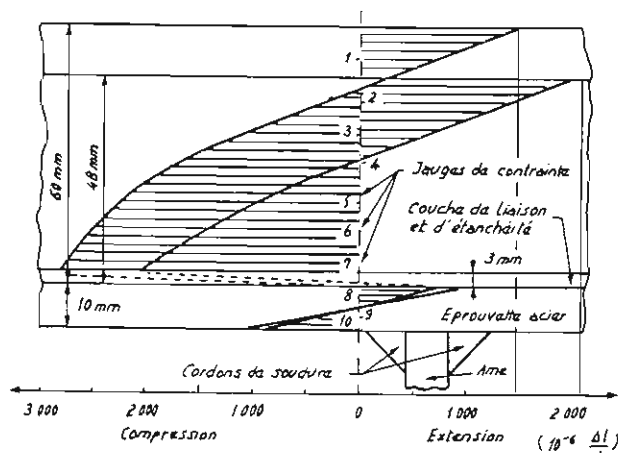


Figure 3 – Courbes de répartition des déformations selon l'épaisseur des enrobés.

Des essais ont également été effectués dans les mêmes conditions opératoires (4 Hertz, + 10 °C et charge de 11 tonnes), sur des éprouvettes de tôle de 12 mm d'épaisseur avec différents types de produits (bitume latex, asphaltes, goudron époxyde etc.).

En particulier, un enrobé 0/10 semi-grenu a été testé en deux épaisseurs (40 et 65 mm) avec deux liants différents (bitume 60/70 et même liant modifié par un élastomère).

Du fait de l'épaisseur supérieure de la tôle, la contrainte, mesurée au droit central, certes diminuée, mais les résultats obtenus ont mis en évidence que :

- à épaisseur égale, l'enrobé à base d'élastomère (même en faible teneur) avait une durée de vie d'au minimum 3 fois celle de l'enrobé à base de bitume pur.
- à formulation égale, l'enrobé appliqué en 65 mm d'épaisseur avait une durée de vie de 5 à 6 fois celle de l'enrobé en 40 mm qui, lui, se fissure très rapidement jusqu'à la tôle.

Tout ceci confirme bien l'étude de base effectuée sur une tôle de 10 mm.

5. Relation essais de laboratoire et résultats pratiques

Nous avons pu confirmer en partie, sur les chantiers, les conclusions des essais de laboratoire relatives en particulier à l'influence de la nature de la couche d'étanchéité et de liaison.

Nous avons constaté en particulier sur deux voies d'un ouvrage où le système mis en œuvre ne différait que par l'épaisseur de la couche d'étanchéité/liaison, une apparition de la fissuration beaucoup plus rapide sur les enrobés de la voie où l'épaisseur était la plus faible et où la couche se décollait du support.

6. Conclusion

On ne peut manquer de constater les progrès accomplis, qui se sont encore affirmés au cours de ces dernières années. Il existe aujourd'hui des formules de revêtements sur platelages métalliques qui donnent des résultats convenables. Les recherches se poursuivent dans le but de les améliorer. L'amélioration du comportement des revêtements épais liés à l'augmentation de leur épaisseur paraît être corroborée à la fois par les essais réalisés par les entreprises françaises et par les constatations effectuées en Allemagne.

Au cours de ces dix dernières années les connaissances dans le domaine des liants polymères ont évolué et de nouvelles formulations sont à l'étude.

Le Maître d'œuvre dispose d'un certain nombre de données pour effectuer son choix :

- pour la couche d'étanchéité, selon les cas :
 - . sa composition,
 - . sa pénétrabilité à diverses températures,
 - . son point de ramollissement bille et anneau etc.
- pour les enrobés :
 - . leur constitution,
 - . leurs caractéristiques mécaniques définies par des essais tels que ceux de compression simple, orniérage, compactibilité, traction directe, module, fatigue,
- pour l'ensemble du complexe :
 - . le comportement en flexion sous moment négatif (4 Hz, 10 °C, 12 daN/mm²).

Nous atteignons le moment où la réfection de revêtement d'ouvrages importants, tel le viaduc de Martigues, est à envisager. Compte tenu des enseignements qui ont pu être tirés des études et de l'exécution des systèmes précédents ce travail pourra être abordé dans de meilleures conditions qu'il y a dix ans.

Passage supérieur ou inférieur à poutrelles ajourées et précontraint transversalement

par H. GRELU
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées

et J.C. JEHAN
Ingénieur au Département des Ouvrages d'Art du SETRA

Le Bulletin Ponts Métalliques n° 7 rend compte, sous la signature de l'un d'entre nous, d'un procédé destiné à améliorer la compétitivité des ponts à poutrelles enrobés.

Elle était obtenue en remplaçant les laminés courants du commerce par des poutrelles ajourées, liées au béton par une précontrainte qui permet d'écarter largement les poutrelles et d'alléger la partie métallique de la structure.

L'évolution divergente des coûts de la main d'œuvre et de la fourniture de l'acier laminé non ouvré au cours de la décennie, a conduit à reconsidérer le problème. En effet, jusqu'en 1970 il était financièrement intéressant de découper des profilés pour les ressouder après les avoir décalés, le gain étant particulièrement net pour les gros profils ; en 1984 ceci n'est plus aussi net.

Par contre, l'équipement des usines avec des perceuses à commande numérique permet de percer les gros laminés plus économiquement qu'auparavant.

Compte tenu de ces éléments, pouvait-on continuer à utiliser la précontrainte pour unir les poutrelles au béton ? Pour les ponts droits, c'est-à-dire disposés perpendiculairement sur leurs appuis, c'était encore possible, pour les ponts biais, et surtout très biais, on ne pouvait plus bénéficier de l'avantage procuré par la grande dimension des vides créés dans les âmes par la construction des poutrelles ajourées ; il fallait donc trouver autre chose si on voulait continuer à utiliser la précontrainte et bénéficier ainsi de l'accrois-

sement d'écartement des profils que la précontrainte autorise.

*
* *

La solution a été trouvée en adoptant un procédé qui permet d'obtenir une précontrainte toujours perpendiculaire aux poutres quels que soient :

- l'écartement des poutres,
- la force de précontrainte,
- le biais qui n'est pas limité et peut être aussi aigu que ceux qu'on rencontre quelquefois au franchissement des voies ferrées.

En outre, le procédé permet de simplifier les ancrages des câbles de précontrainte.

Il a fait l'objet d'un brevet d'invention déposé conjointement au nom du SETRA et de l'OTUA et pour lequel les recherches d'antériorités ont donné des résultats favorables. Il a été délivré, sa publication est prochaine.

Le procédé permet d'utiliser les laminés courants du commerce.

Tout comme dans les ponts qui comportaient l'utilisation des poutrelles ajourées, la mission principale des profilés est de se porter eux-mêmes ainsi que le béton pendant le coulage ; le pont devient mixte dès que la précontrainte agit.

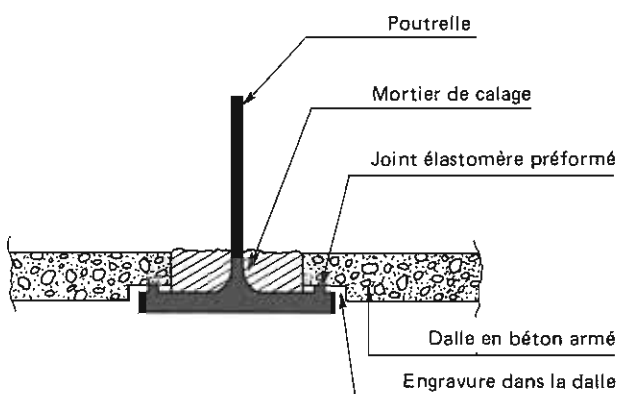
Le procédé breveté permet d'assurer la continuité des tabliers sans gêne pour passer les câbles de précontrainte qui traversent les appuis biais.

1. Description du tablier

Les coupes transversales (figures 1,2 et 3 pages 82 et 83) illustrent les dispositions retenues.

1.1 — Les poutrelles métalliques constituant l'ossature du tablier sont des laminés du commerce, de la série HE, de préférence en acier E 36. Ces poutrelles sont percées suivant des espacements calculés pour chacun des ponts en fonction du biais géométrique, de l'espacement des poutrelles et de l'écartement des unités de précontrainte. La partie non enrobée de l'aile inférieure est protégée contre la corrosion par un système agréé.

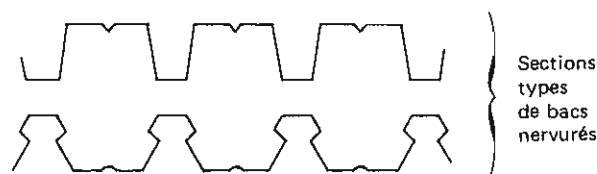
1.2 — Les poutres reçoivent sur leurs ailes inférieures des fonds de coffrage qui peuvent être soit des dalles préfabriquées en béton armé, soit des coffrages métalliques collaborants (type COFRASTRA, HI-BOND, TOITESCO, etc.), en acier galvanisé, voire prélaqué en sous-face. Les dalles en béton, du fait de leur poids élevé, doivent être mises en place à la grue, et peuvent limiter l'espacement des poutrelles sous peine d'avoir une épaisseur trop importante. Par contre, l'étanchéité lors du bétonnage peut être facilement réalisée par interposition d'un joint élastomère préformé entre la dalle et l'aile de la poutrelle, comme indiqué sur la figure ci-dessous :



Le faible poids des bacs métalliques en tôle nervurée (environ 10 kg/m^2) autorise une manutention plus aisée, mais nécessite une fixation par clouage au pistolet sur les poutrelles au fur et à mesure de leur pose pour une double raison : sécurité sous circulation du personnel et prévention du risque de soulèvement dû au déplacement d'air occasionné par le passage d'un véhicule lourd sous le tablier en construction.

D'autre part, cette solution oblige à un bétonnage en deux phases, la première phase ayant pour objet de réaliser la dalle qui supportera par la suite le reste

du poids du béton frais. Cette première phase n'est pas en elle-même un inconvénient, car, sous réserve que cette prédalle ait une épaisseur hors tout suffisante (environ 15 cm), elle constitue une parade au risque de déversement des poutrelles lors du bétonnage. Enfin, pour empêcher toute coulure de béton en sous-face de dalle, il est nécessaire d'obturer les extrémités des nervures soit par des closoirs métalliques, soit par des bouchons en mousse alvéolaire prédécoupés.



Largeur variant de 0,60 m à 0,75 m

1.3 — La précontrainte transversale est assurée par des câbles traversant les profilés dans les trous prévus à cet effet. La perpendicularité des câbles aux poutrelles est assurée quels que soit le biais et l'écartement des poutrelles. Cette disposition permet aux ancrages de s'appuyer sur les âmes des poutres latérales, sans interposition de cales biaises. D'autre part, les angles très aigus peuvent être précontraints transversalement jusqu'à l'extrémité de la poutre adjacente à la poutre extérieure. Nous préconisons l'usage de monotorons T 15, graissés sous gaine plastique : la souplesse de ces unités permet une mise en œuvre relativement aisée sans qu'il soit besoin de prévoir un dispositif latéral de circulation de personnel comme pour la mise en place d'une barre rigide.

1.4 — Le béton d'enrobage recouvre l'aile supérieure des poutrelles sur une épaisseur moyenne de 12 cm. Ce peut être avantageusement un béton léger de densité sèche $1,5 \text{ t/m}^3$ qui permet d'obtenir une résistance caractéristique à la compression à 28 jours de 20 MPa, en général suffisante dans ce type d'ouvrage.

1.5 — Dans le cas d'ouvrages à plusieurs travées, la continuité est assurée sur appui intermédiaire par des joints assemblés par boulons hr, complétés par des armatures passives longitudinales (figure 3).

Dans ce cas, le fond de coffrage est supprimé localement, sur la longueur du couvre-joint, au profit d'un coffrage traditionnel reposant sur la pile. Cette disposition permet en outre d'augmenter localement la hauteur de béton participante.

Ce mode de réalisation de la continuité implique des tolérances très réduites sur la hauteur des poutrelles et l'épaisseur des semelles et des âmes, plus sévères que les tolérances généralement admises. En pratique, les différents tronçons d'une poutrelle continue devront être issus du même coupon de laminage.

2. Construction du tablier

Les poutrelles arrivent sur chantier entièrement parachévées, avec les pièces annexes de contreventement et la boulonnerie nécessaire. En particulier, les poutrelles ont été percées, grenillées, cintrées suivant les contre-flèches de calcul, et les parties visibles des ailes inférieures ont reçu leur système de protection en atelier. Dans l'attente de leur mise en œuvre, elles sont stockées sur une aire propre, isolées du sol par des madriers en bois.

2.1 — Les poutrelles sont mises en place sur leurs appuis définitifs à l'occasion d'interruptions momentanées des flux de circulation.

Les opérations de montage sont résumées par les schémas ci-dessous.

La pose commence sur une travée de rive par paire de poutrelles solidement entretoisées. Ces paires sont reliées entre elles, à l'aplomb des culées par des cornières prévues à cet effet. Chaque poutrelle est munie à son

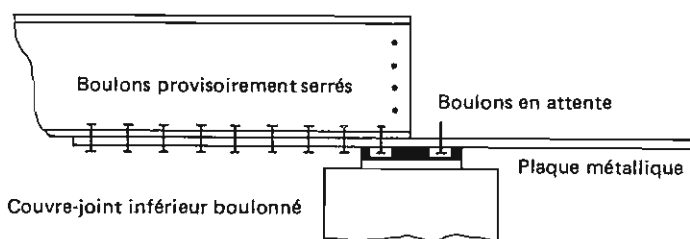
1.6 — Les corniches peuvent être soit des coquilles préfabriquées servant de coffrage au béton dit de dernière phase et portant les dispositifs de retenue, soit des bandeaux en acier ou en aluminium fixés sur les poutrelles latérales, soit coulées en place. Le paragraphe 3 ci-après décrit quelques solutions possibles d'équipement latéral du tablier.

autre extrémité du couvre-joint de semelle inférieur, fixé provisoirement.

Les poutrelles peuvent être mises en place une par une quand il est possible de dévier la circulation quelques heures, par exemple de nuit, et sous réserve d'une vérification de leur stabilité latérale. Dans ce cas le contreventement est mis en place à l'avancement.

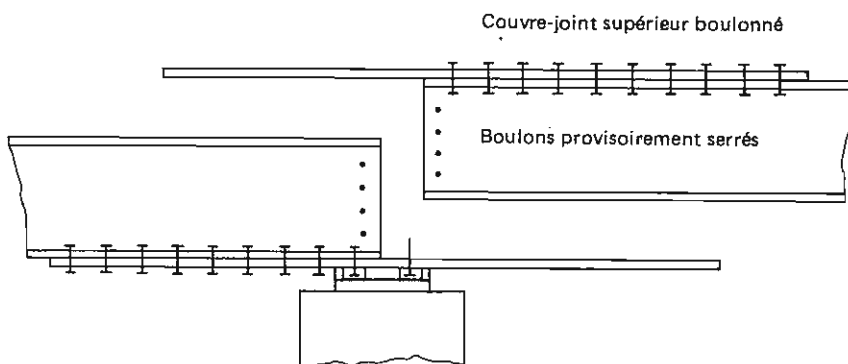
Les poutrelles de la travée adjacente sont alors amenées, munies du couvre-joint de semelle supérieur, fixé provisoirement. Après brochage des parties de couvre-joint en attente sur les semelles, les éclisses d'âme sont fixées définitivement.

Après desserrage des boulons, les couvre-joints intérieurs des semelles sont mis en place et l'ensemble des couvre-joints définitivement fixé. Le boulonnage est en principe terminé à la clef dynamométrique. Toutefois, il peut être admis un serrage avec un matériel automatique préalablement étalonné.



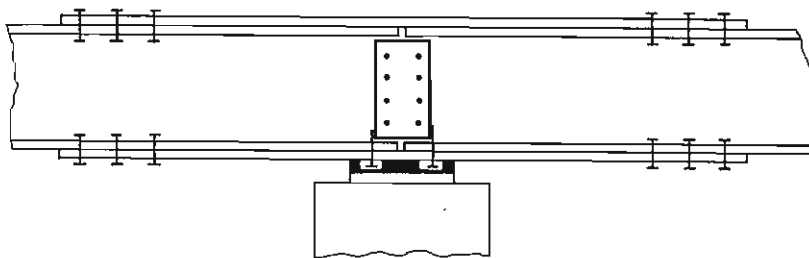
Phase 1

1. Mise en place des poutrelles d'une travée de rive munie des couvre-joints inférieurs (boulons HR non bloqués).



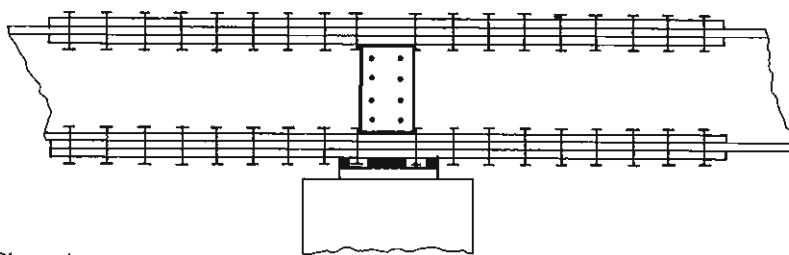
Phase 2

2. Présentation d'une poutrelle de la travée adjacente munie de son couvre-joint supérieur (boulons HR non bloqués).



Phase 3

3. Mise en place de la poutrelle puis des broches et éclissage définitifs des âmes.



Phase 4

4. Mise en place des couvre-joints inférieurs des semelles et serrage définitif des boulons.

2.2 — Les fonds de coffrage sont ensuite mis en place. Les bacs métalliques sont cloués sur les ailes inférieures au fur et à mesure de leur pose. Les dalles préfabriquées en béton sont calées au mortier sec.

2.3 — L'entrepreneur procède ensuite à la mise en œuvre de tout ou d'une partie du ferrailage passif ou coule la première couche de béton dans le cas d'utilisation de coffrage métallique. Dans ce dernier cas, le ferrailage est mis en place après coulage de la première couche liée au reste du béton par des connecteurs.

2.4 — Les câbles de précontrainte sont ensuite mis en place, puis le complément de ferrailage en face supérieure de la dalle.

2.5 — Le bétonnage du tablier se fait selon un programme préalablement établi. En particulier, le bétonnage a lieu sur toute la largeur de la travée afin d'éviter des flèches différentielles entre poutrelles d'une même travée.

2.6 — La mise en tension des câbles a lieu environ 48 heures après la fin du bétonnage, sous réserve que le béton ait acquis la résistance requise.

2.7 — La confection du béton de dernière phase, support des dispositifs de retenue, et la pose ou la confection des corniches peut commencer dès la fin de la mise en tension.

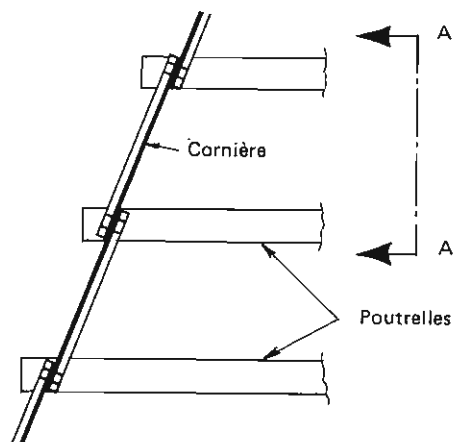
3. Dispositions constructives

3.1 — Contreventement

Il convient de se prémunir contre tout risque de basculement accidentel d'une poutrelle lors du montage et de déversement sous le poids du béton frais. On est ainsi amené à prévoir un dispositif de contreventement assuré par des cornières ou fers en U boulonnés sur les ailes supérieures des poutrelles.

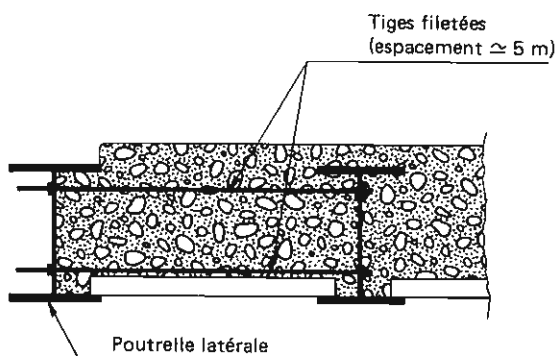


Coupe A-A



Le nombre de lignes de contreventement est déterminé par le calcul (art. 19 du fascicule 61 titre V). En tout état de cause, il est nécessaire de prévoir une file de cornières sur chaque culée et au moins une file dans chaque travée. Ces files pourront être reliées par des diagonales de façon à former un système indéformable.

D'autre part, la poussée, non équilibrée, du béton frais sur une poutrelle latérale est répartie entre cette dernière et la poutrelle voisine par l'intermédiaire de tiges filetées reliant ces poutrelles.



Ces tiges peuvent par ailleurs servir à la fixation des corniches lorsque celles-ci sont préfabriquées.

3.2 – Dispositifs de sécurité latéraux

La figure 4 illustre une solution au problème de l'implantation du dispositif de sécurité pendant les travaux et du coffrage latéral du béton de dernière phase.

3.3 -- Équipement latéral du tablier

Nous proposons dans ce qui suit, trois types de solutions à l'équipement latéral du tablier.

3.3.1 – Corniches coulées en place

Cette solution présente l'inconvénient de devoir être coffrée. Le coffrage peut être porté par un dispositif s'appuyant sur l'ouvrage et pouvant se déplacer sur celui-ci. La corniche est alors coulée en plusieurs tronçons consécutifs. Cette technique demande un délai de réalisation assez long.

Le coffrage peut être également porté par un dispositif accroché à la sous-face du tablier (voir le dossier ROPE 1 de la SNCF).

Ces techniques présentent l'inconvénient d'engager temporairement le gabarit de la voie franchie.

3.3.2 – Corniches préfabriquées en béton

Dans ce cas, les parements des corniches sont seuls préfabriqués en éléments d'environ 1,25 m et servent de coffrage au béton coulé en place (figure 5). Cette solution nécessite l'utilisation d'un dispositif de fixation sur les poutrelles latérales qui permette, de plus, des possibilités de réglage.

3.3.3 – Corniches métalliques.

Cette solution est plus légère et plus facile à mettre en œuvre. En contrepartie, elle nécessite une protection de l'âme de la poutrelle latérale et la protection des ancrages de précontrainte par capots remplis de graisse, fixés sur les âmes de poutrelles (figures 6 et 7).

Nota : Cette coupe représente le tablier après bétonnage de la section résistante,
Les figures 6-7 ci-après présentent quelques types de corniches.

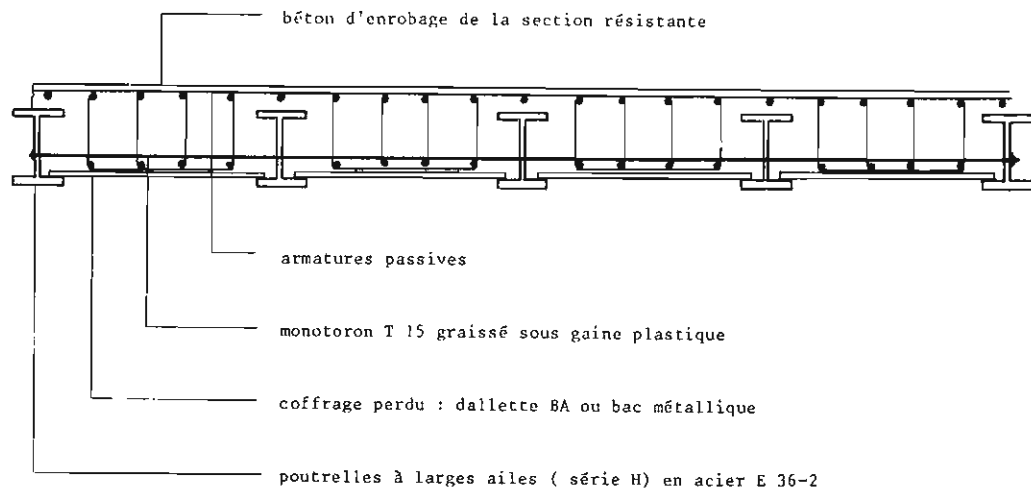


Figure 1 – Coupe transversale de principe.

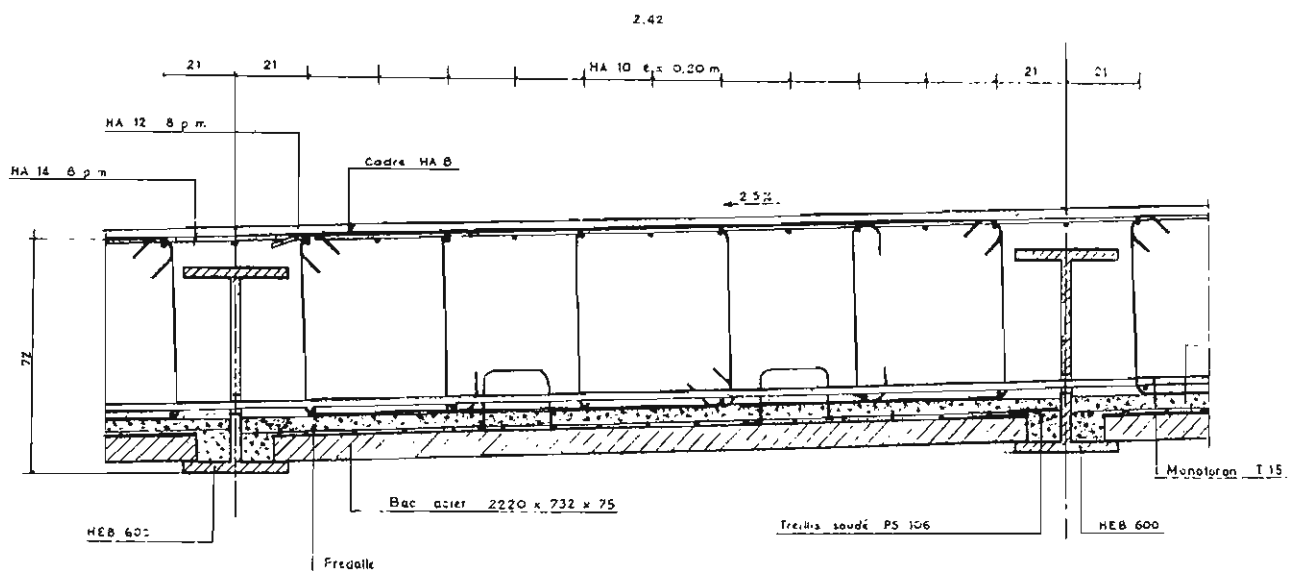


Figure 2 – Détail en travée.

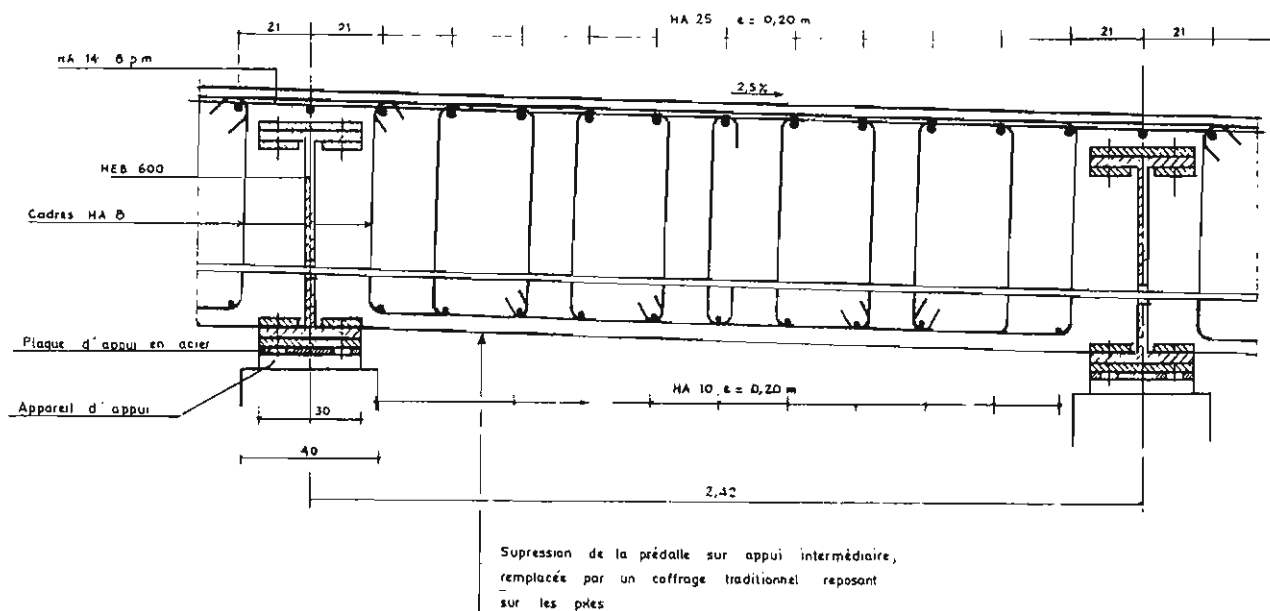


Figure 3 – Détail sur appui.

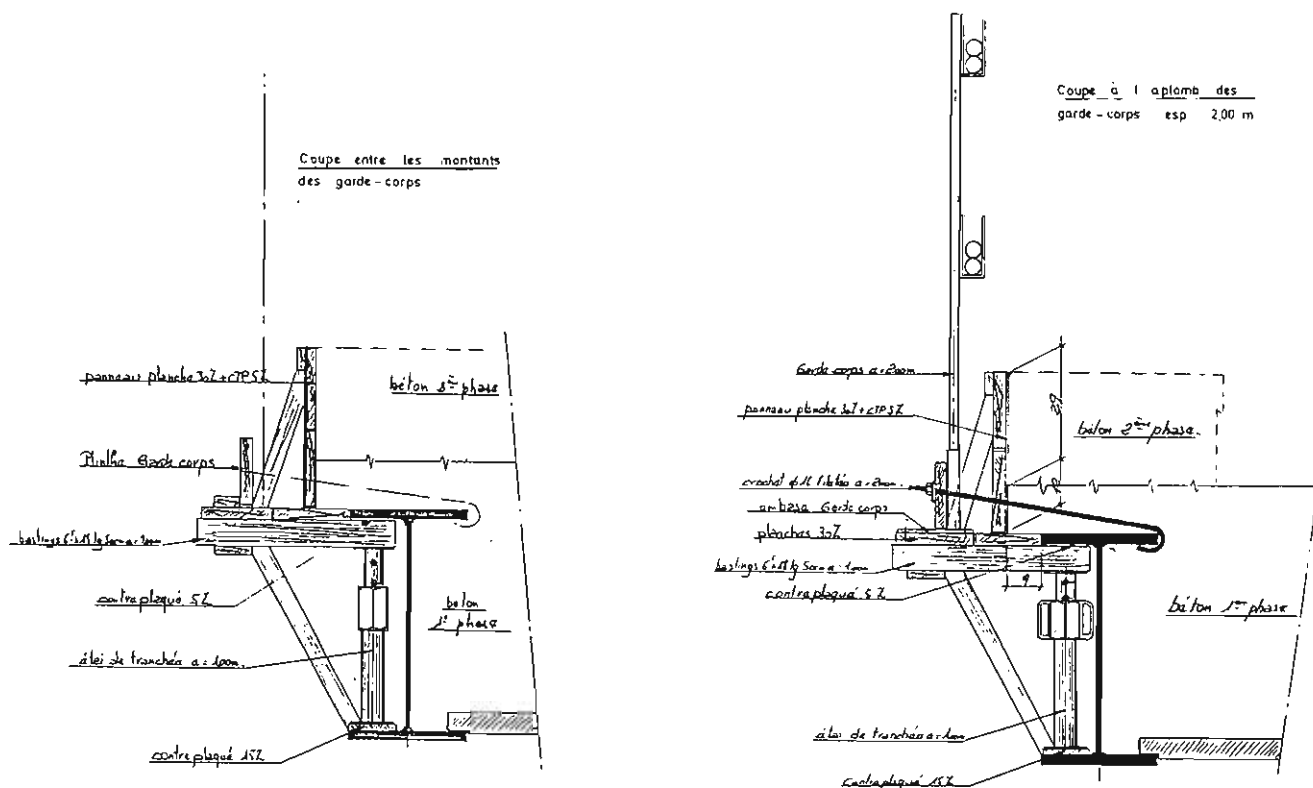
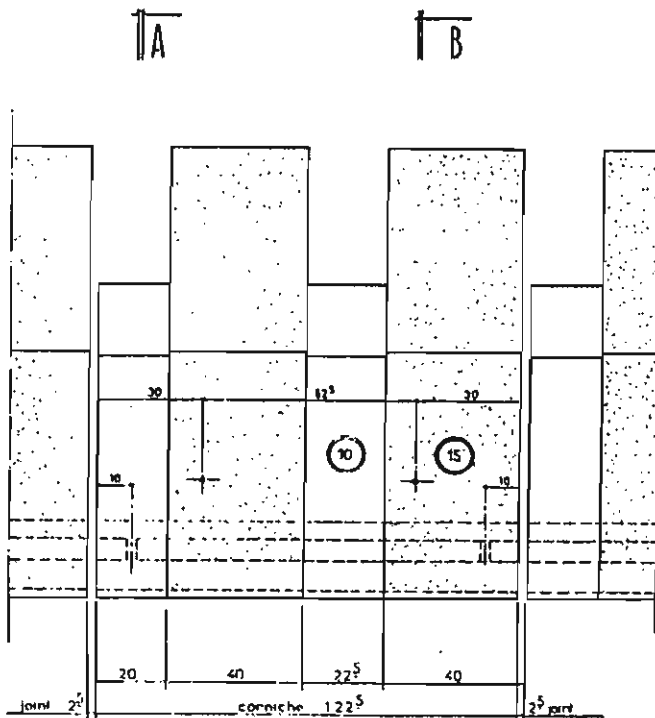


Figure 4 -- Dispositif de sécurité pendant travaux (exemples).



ELEMENT DE CORNICHE
Exemple de l'OA 10 de G 12

élévation

A B

Coupe AA

Coupe BB

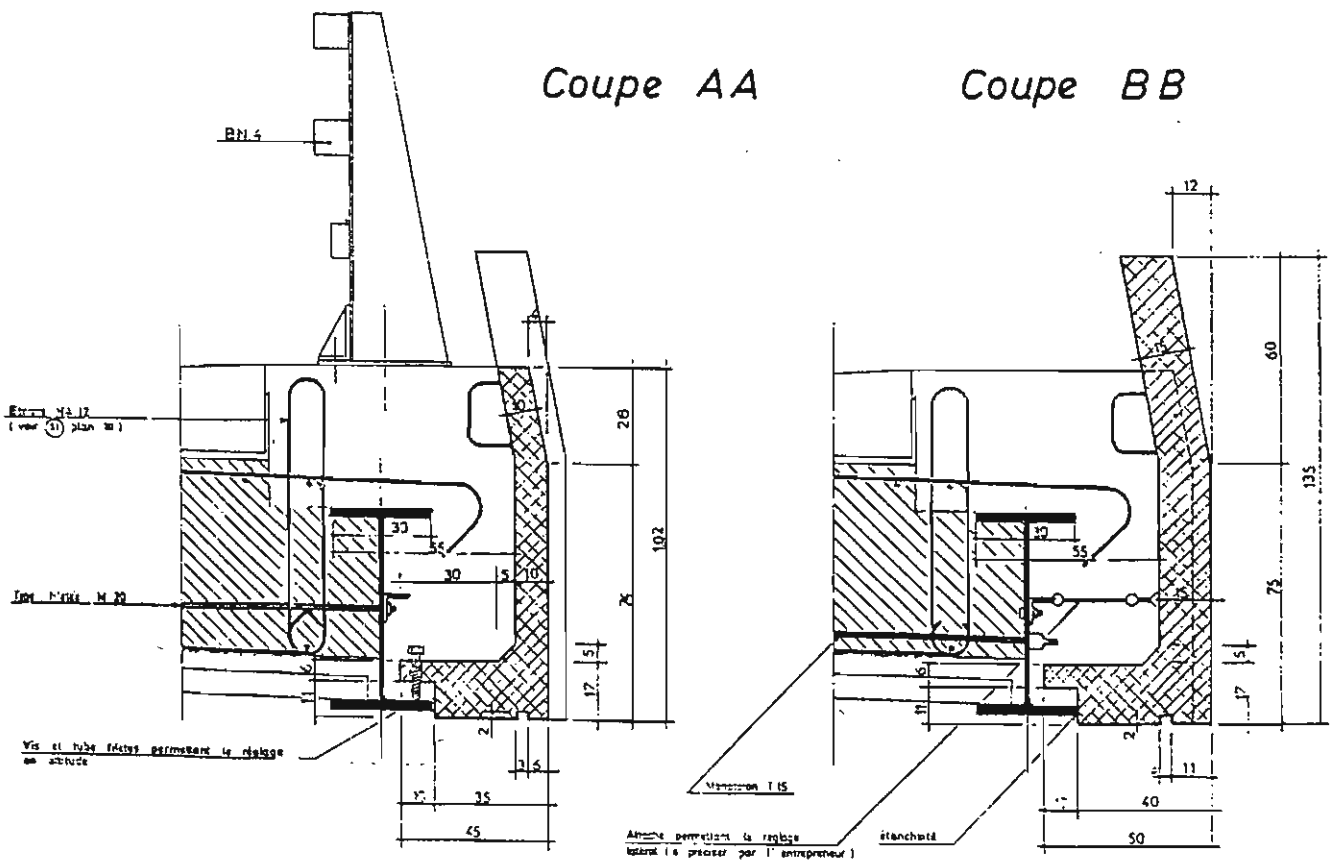


Figure 5 – Corniche préfabriquée en béton.

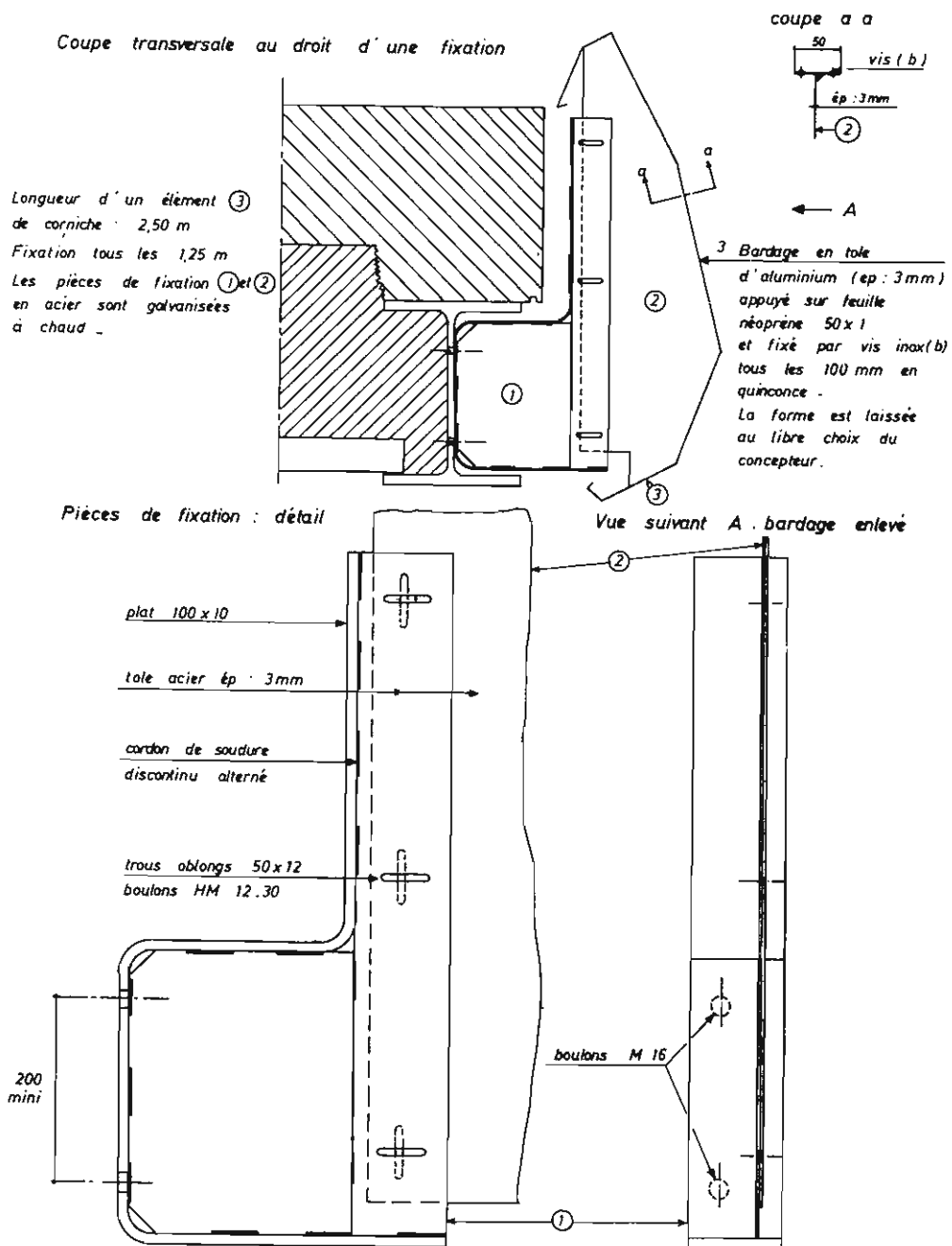
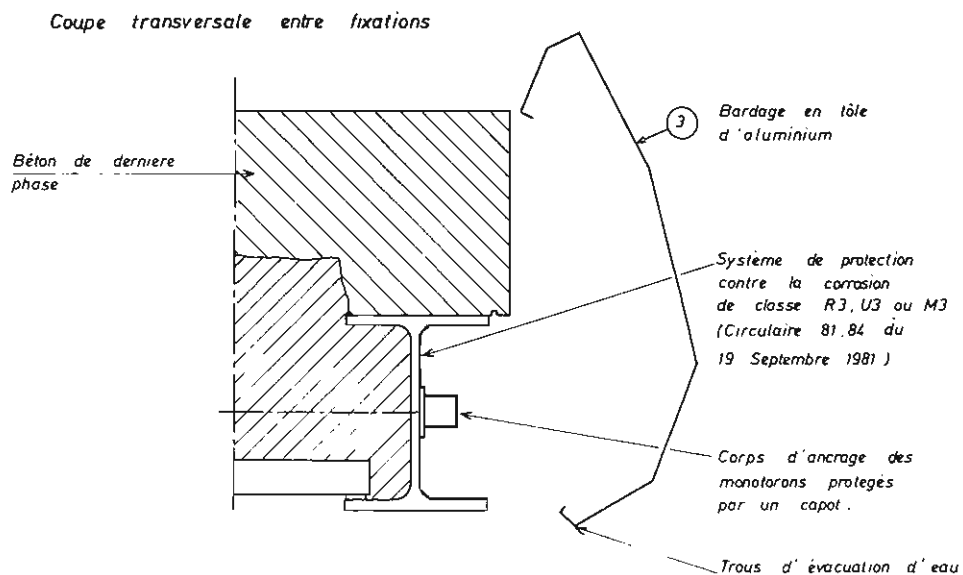


Figure 6 – Corniche métallique.



Protection des corps d'ancrage détails

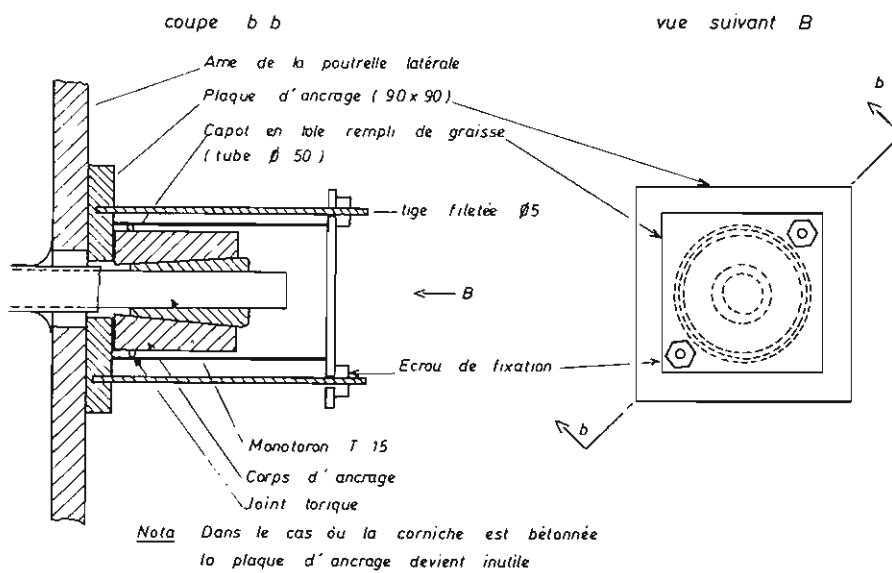


Figure 7 – Corniche métallique (suite).

Pont mixte courbe et biais.

Franchissement par le C.D. 39 du canal de Roanne à Digoin dans le département de la Loire

par A. DEMARE
Ingénieur des T.P.E.

1. Genèse et caractéristiques fonctionnelles du pont

Dans la partie septentrionale du Département de la Loire, le C.D. n° 39 relie l'Allier et la Saône-et-Loire.

Dans la commune de Mably, banlieue Nord de Roanne, il permet plus particulièrement les échanges entre la R.N. n° 7, le C.D. n° 43 et le C.D. n° 482.

C'est là également qu'il franchit le canal de Roanne à Digoin.

Ce canal, qui aboutit dans la zone industrielle de Roanne, est emprunté par des péniches qui demandent un gabarit de 5,20 m x 3,70 m.

L'un des impératifs de la construction d'un pont moderne était la non interruption de la circulation tant routière que fluviale.

Le franchissement était assuré, comme bien souvent autrefois, par un ouvrage nécessitant des méthodes de calcul et de construction simples : Un pont droit métallique de 15 m de portée à 2 poutres latérales, supportant une dalle de béton armé et appuyé sur deux culées en maçonnerie.

Ce pont ne comportait qu'une seule voie de circulation.

De ce fait, le tracé de l'ex-route présentait au droit du canal un virage en S très serré pour le franchir perpendiculairement.

A la suite d'une récente dégradation de son tablier, ce ponceau avait été interdit aux véhicules de plus de deux tonnes de P.T.C.A.

La nécessité de rétablir le transit des véhicules lourds par le nord de Roanne, d'améliorer la desserte de la zone industrielle de Mably a décidé de l'aménagement du C.D. n° 39 entre les C.D. n° 43 et C.D. n° 482.

La construction de l'actuel ouvrage en a constitué la première tranche.

Cependant, le tracé routier n'a pu être rectifié que dans des limites géométriques très strictes. Il conserve en plan l'allure d'un S très étiré et par rapport au canal un biais très prononcé. Il décrit une courbe de 200 m de rayon et de ce fait présente un dévers de 5 %.

L'ouvrage actuel est implanté au centre du S. Il supporte une chaussée d'une largeur roulable de 7,50 m et deux trottoirs larges de 1,00 m.

Par la même occasion, l'entreprise comprenait au droit de l'ouvrage le recalibrage de la voie d'eau par un rideau de palplanches et la reconstitution des chemins de halage, ce qui donnait une brèche à franchir de largeur droite minimale égale à 15,25 m.

Le projet de définition comportait un ouvrage de conception audacieuse pour s'adapter au mieux au tracé routier : un pont mixte à biais différents à chaque culée, courbe, déversé à 5 %.

C'est celui qui a été retenu finalement et qui est décrit plus en détail par la suite.

Les variantes majeures de conception autorisées étaient les suivantes :

- la possibilité de réaliser des poutres rectilignes métalliques ou en béton précontraint et de réaliser des encorbellements de largeur variable pour suivre la courbure de la chaussée.
- la possibilité de réaliser un pont dalle en béton précontraint ce qui aurait nécessité la construction d'un cintre à poutres latérales métalliques à cause de la circulation du canal.

Les travaux ont été dévolus après un appel d'offres restreint en date du 3/6/1981. A l'ouverture des plis, l'ordre des solutions était le suivant :

1. Solution de base proposée par l'Entreprise G.T.F. (Grands Travaux du Forez) avec comme sous-traitant pour la charpente l'Entreprise A.C.C.M.A. (Atelier de Chaudronnerie et de Construction Métalliques Autunois).
2. Variante en dalle précontrainte courbe : + 1,5 %/S.B.
3. Variante en poutre précontrainte : + 8 %/S.B.

Après l'examen des offres, les travaux ont été attribués à l'Entreprise G.T.F.

La maîtrise d'œuvre a été assurée par la Direction Départementale de l'Équipement de la Loire avec la collaboration du S.E.T.R.A.

2. Particularités géométriques de la charpente nuances, qualités, répartition des aciers laminés

POUTRES	Poutre intérieure côté Roanne	Poutre extérieure côté Digoin
Longueurs totales développées	28,950 m	27,060 m
Portées circulaires	27,753 m	26,095 m
Longueurs des cordes entre axes des appareils d'appui	27,730 m	26,076 m
Portées angulaires	0,141239 rad = 8,0924 deg	0,128229 rad = 7,3469 deg
Flèches maximales des âmes en plan	490 mm	418 mm
Rayons des âmes en plan.	196,50 m	203,50 m
Biais côté Bonvers	31,83 deg	34,87 deg
Biais côté Malby	39,92 deg	42,22 deg
Hauteurs totales	1 120 mm	1 350 mm
Ames	1 045 x 14/E 36.4	1 285 x 14/E 36.4
Semelles supérieures.	500 x 25/E 36.4	500 x 25/E 36.4
Semelles inférieures	600 x 50/E 355 R (600 x 30/E 36.4 sur 1,60 m aux abouts)	600 x 40/E 355 R
Contre-flèches maximales d'atelier	140 mm	95 mm

PIÈCES DE PONT	About côté Bonvers	About côté Mably	« Courantes »
Longueurs entre-âmes des poutres	12 728 mm profilé reconstitué soudé	10 653 mm profilé reconstitué soudé	— Profilés HEA 600 — de Mably vers Bonvers : - 4 187 mm - 7 000 mm x 6 fois - 4 683 mm - 2 374 mm — Radiales, espacées de 3,50 m environ - E 36.4
Semelles supérieures et inférieures	300 x 30 en E 36.4		
Ames	- Hauteur variable 1 285 mm à 1 045 mm (croisements des semelles des poutres et des entretoises). - épaisseur 10 en E. 36.4		

— Connecteurs :

- goujons Nelson KD 22-275 en E 36.
- distribution sur les poutres donnée par l'état limite de fatigue.
- poids total sur les poutres et les pièces de pont : 1 tonne.

— Poids total de la charpente :

- 44 000 kg.

« une optimisation plus poussée de la structure aurait sans doute permis de gagner quelques tonnes, notamment sur les semelles inférieures des poutres (mais le coût des calculs nécessaires aurait atteint celui de l'acier économisé !) ».

3. Particularités de la dalle

- épaisseur moyenne : 22 cm
- largeur des encorbellements : 1,20 m
- largeur totale participante : 9,40 m
- volume de béton : 65 m³

- poids de toutes les armatures : 12 500 kg soit 192 kg/m³
- béton dosé à 400 kg/m³

4. Particularités des appareils d'appui

Coté Bonvers :

- angle aigu : tétron D 3 T 325 fixe
- angle obtus : tétron D 3 E 200 multidirectionnel

Coté Mably :

- angle obtus : tétron D 3 F 200 monodirectionnel.
- angle aigu : tétron D 3 E 160 multidirectionnel

5. Assemblage et mise en place de la charpente

La géométrie complexe de la charpente a nécessité la construction en atelier d'un gabarit de très grande taille (12 m x 40 m environ d'emprise au sol), qui a permis sa mise en forme et l'assemblage définitif par soudage de deux demi-charpentes transportables verticalement.

Seules les pièces de pont ont été définitivement réunies en leur milieu sur le site (avant le levage de la charpente et sa dépose sur les culées), leurs semelles inférieures et âme par couvre-joints et boulons HR 10.9 et leur semelle supérieure par soudage.

Chaque semelle des poutres ayant été découpée selon sa courbure en plan, les âmes l'ont été selon leur contre-flèche puis courbées à froid, maintenues à la bonne courbure par pointage sur les semelles puis soudées définitivement.

L'ouvrage a été sablé et peint sur ce même gabarit.

Après séchage, la charpente a été rescindée en 2 parties pour le transport. Les éléments ont été transportés avec les pièces de pont verticales reliées en elles par des HEA 120 afin d'éviter les déformations.

6. Les calculs du tablier

Les calculs d'exécution de l'Entreprise et les calculs de contrôle du S.E.T.R.A. ont été réalisés à l'aide de « programmes à barres ».

Au S.E.T.R.A., le S.T.R.U.D.L. a été utilisé (129 nœuds, 226 barres).

Il a permis notamment la génération automatique de la géométrie, celle des inerties, celle des cas de charges et la vérification visuelle de la géométrie sur console à écran.

Des modélisations minutieuses ont été faites, tant pour la structure résistante dans toutes les étapes de sa construction que pour les étalements provisoires utilisés lors du bétonnage de la dalle.

Les difficultés majeures ont été dues au choix des largeurs de dalle participante à associer aux barres, au choix des inerties de flexion et de torsion des barres (Les théories afférentes sont exposées dans bien des ouvrages et il n'est pas question ici d'en faire état), enfin au positionnement des convois pour obtenir les enveloppes des efforts tranchants et des moments fléchissants.

La conclusion essentielle est qu'un tel tablier mixte dont les poutres sont cependant souples en flexion, ne peut absolument pas se prédimensionner à l'aide de méthodes manuelles non rigoureuses.

Il faut, lors de l'établissement du D.C.E., compiler tous les renseignements possibles sur des ouvrages analogues et optimiser une première esquisse à l'aide

de nombreux calculs automatiques. Un tel D.C.E. est donc d'un coût non négligeable.

Les calculs justificatifs s'appuient sur les prescriptions des textes réglementaires suivants :

- Pour les calculs justificatifs de la dalle vis-à-vis de sa fonction de répartition des charges permanentes et des surcharges vers les éléments porteurs métalliques, le « CCBA 68 » objet du titre VI du fascicule 61.
- Pour les calculs justificatifs de la dalle vis-à-vis de sa fonction de « semelle supérieure » des poutres et pièces de pont mixte, ainsi que pour les calculs justificatifs de l'acier laminé de ces dernières, le règlement de calcul des ponts mixtes acier-béton objet du fascicule spécial n° 81-31 bis.
- Pour les calculs justifiant la stabilité élastique des éléments métalliques constituant la charpente lors de sa construction, son transport, le bétonnage, c'est-à-dire dans la vie non mixte du tablier, le titre V du fascicule 61.

Les moments fléchissants dans la dalle sont calculés à l'aide des abaques du BT. n° 1 du SETRA pour les parties courantes.

Les zones triangulaires des extrémités du tablier sont justifiées à l'aide d'un calcul manuel utilisant la méthode des lignes de rupture.

Angles en radians

$$\theta_0 = 0,583\,079$$

$$\theta_1 = 0,555\,494$$

$$\theta_2 = 0,608\,662$$

$$\theta_3 = 0,696\,733$$

$$\theta_4 = 0,736\,891$$

$$\theta_5 = 0,717\,394$$

Δy sur le hordis terminé en mètres

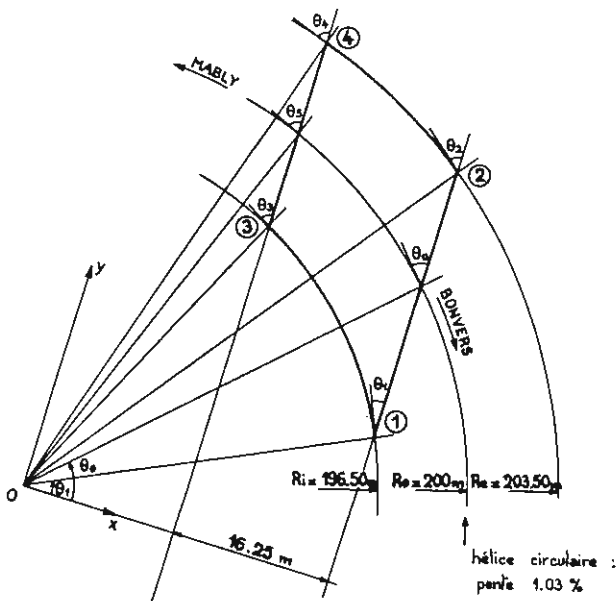
$$y_2 - y_1 = 0,4595$$

$$y_4 - y_2 = 0,2641$$

$$y_3 - y_1 = 0,2909$$

$$y_4 - y_3 = 0,4327$$

$$y_4 - y_1 = 0,7236$$



Longueurs :

Pièces de pont :

- côté Bonvers : 12,7283 m

- côté Mably : 10,6525 m

Poutres :

- extérieure : 26,0946 m

- intérieure : 27,7530 m

Pentes sur le hordis terminé

- suivant la p.de p. côté Bonvers

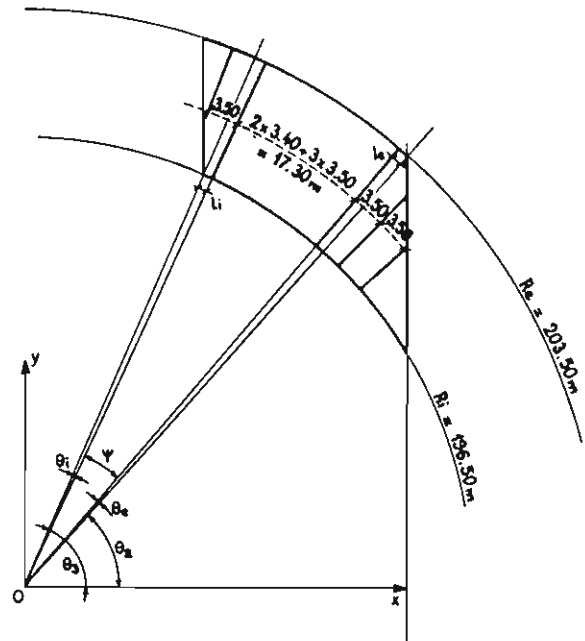
3,61 %

- suivant la p. de p. côté Mably

4,06 %

- suivant chaque p.de p. courante

5,00 %



$$\ell_i = R_i \theta_i = \ell_e = R_e \theta_e$$

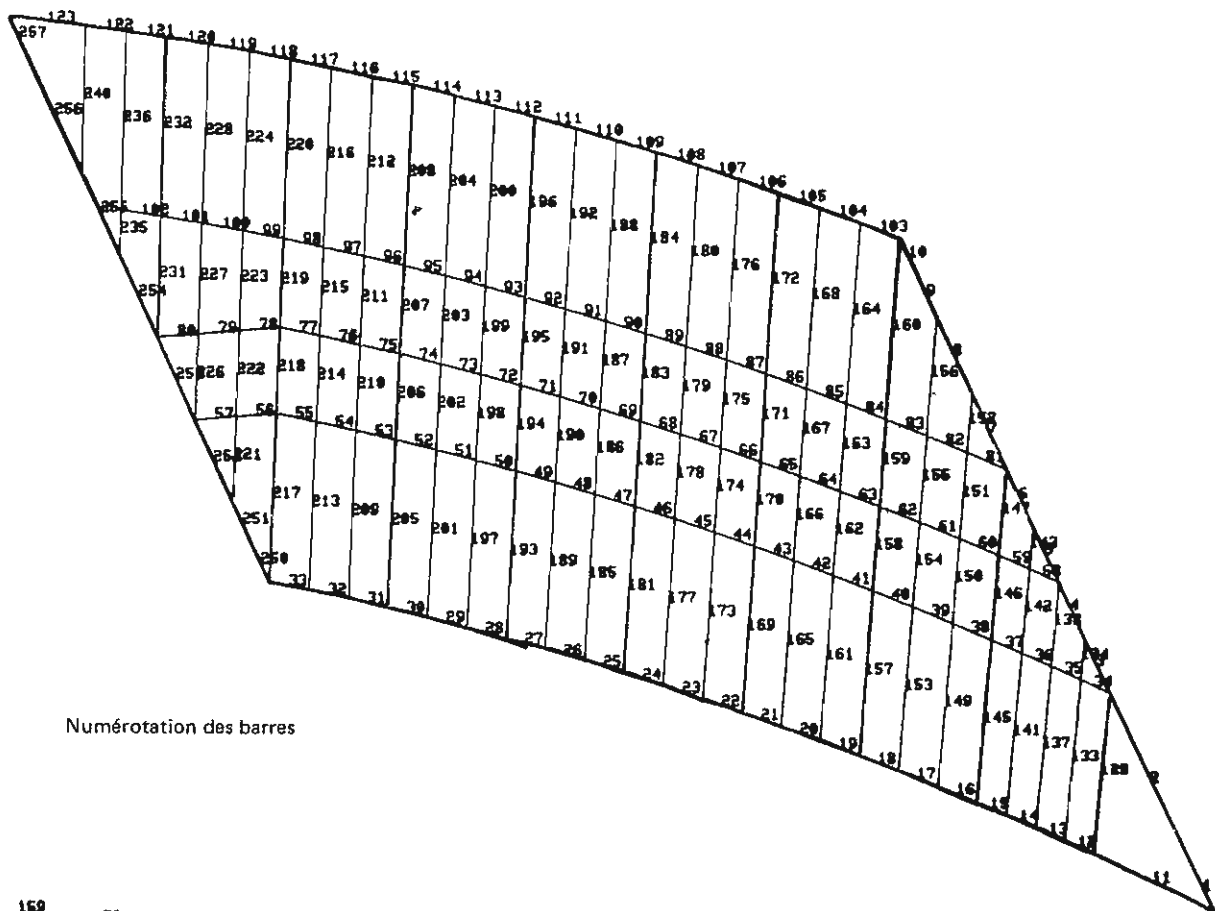
$$\psi + \theta_i + \theta_e = \theta_3 - \theta_2 = 0,696733 - 0,608662 = 0,088071 \text{ radian}$$

$$\psi = \frac{17,300}{200} = 0,086500 \text{ radian}$$

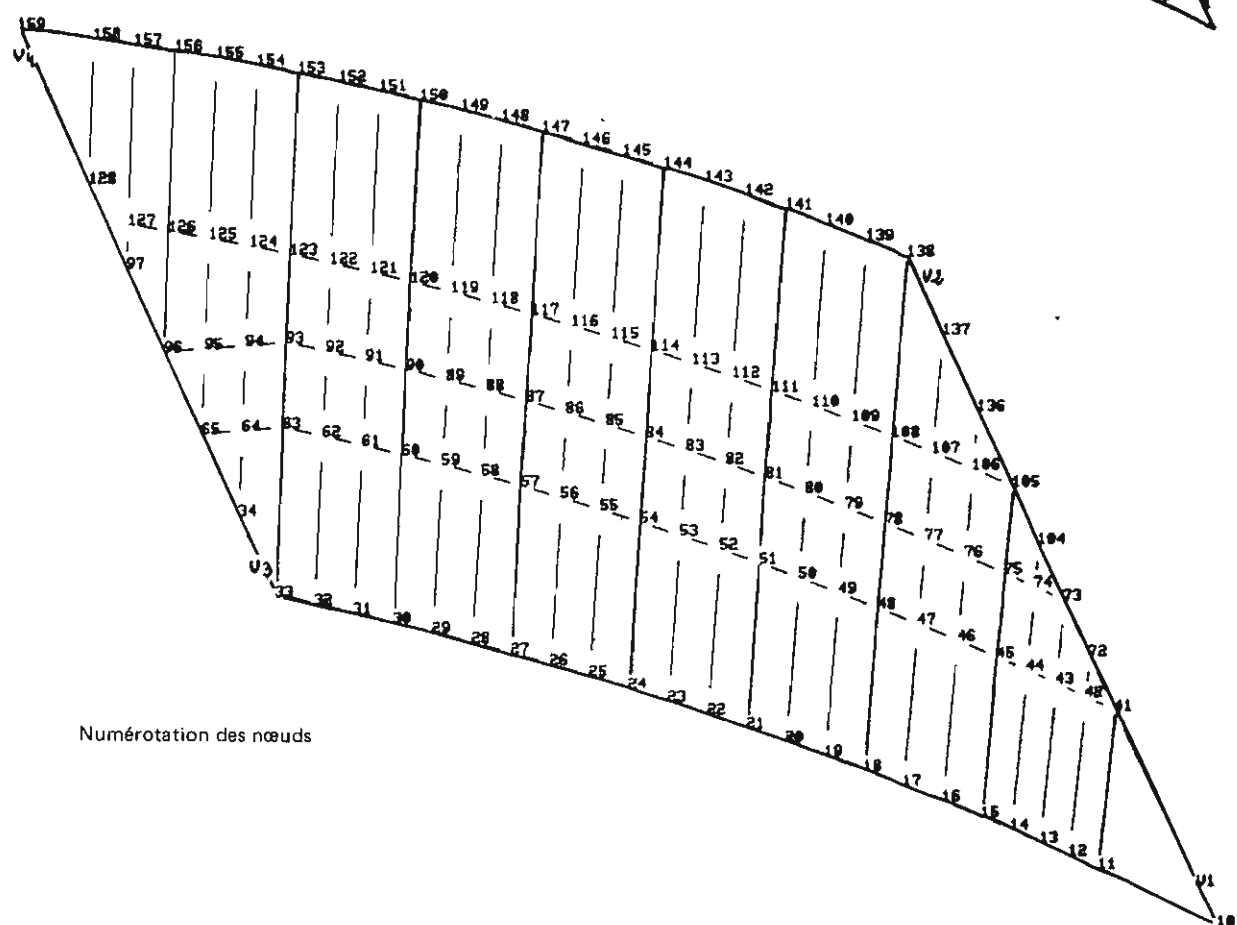
$$\theta_i + \theta_e = 0,001571 \text{ radian}$$

$$\ell_i = \ell_e = \frac{R_e R_i}{R_e + R_i} (\theta_i + \theta_e) = 0,15705 \text{ mètre}$$

— Épure établie par le maître d'œuvre pour la définition géométrique de l'ouvrage au stade du D.C.E.
Ces mêmes épure sont les données de base de la génération automatique de la géométrie par le programme S.T.R.U.D.L.



Numérotation des barres

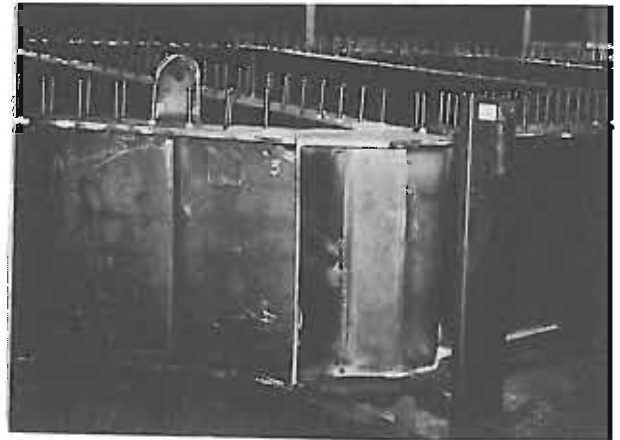


Numérotation des nœuds

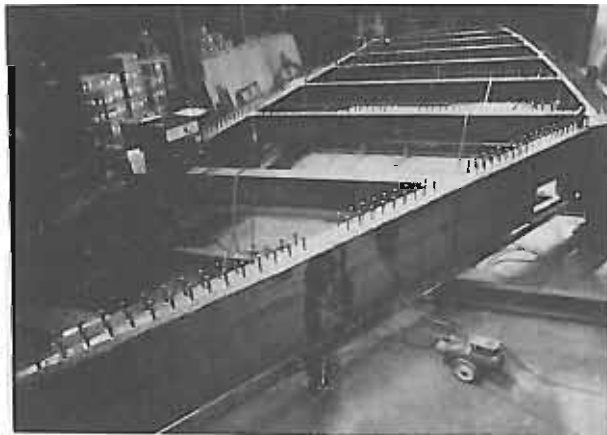
– Visualisation de la géométrie par le programme S.T.R.U.D.L. du S.E.T.R.A.



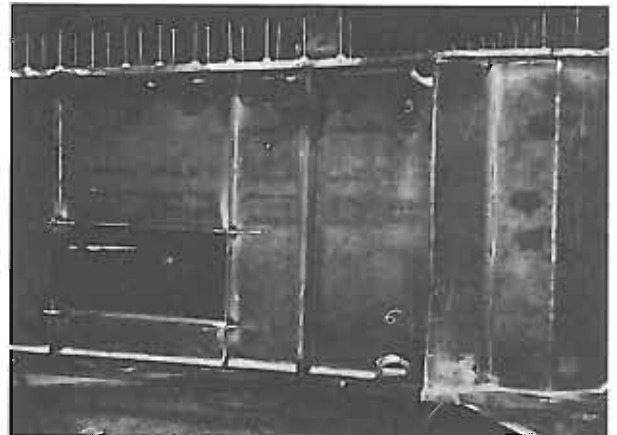
– Gabarit de montage – Demi charpente terminée.



– Détail d'un angle obtus de la poutraison. Les montants d'appui sont des profils fermés pour éviter la rétention d'eau pluviale.



– Montage à blanc de l'ensemble de la charpente.



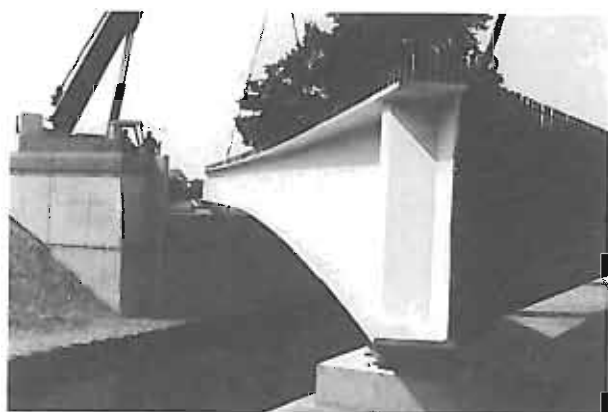
– Détail d'une pièce de pont d'extrémité. Percement pour canalisation $\phi 360$ ext.



– Montage à blanc de l'ensemble de la charpente.



– Transport d'une moitié de charpente.



– Scènes de la mise en place.

– Scènes de la mise en place.

Reconstruction du viaduc de Fourmies

par Marc CHOQUET
Ingénieur Principal Adjoint au Département des Ouvrages d'ART SNCF
Direction de l'Équipement

1. Généralités

Les deux voies principales de la ligne électrifiée de Fives à Hirson franchissent, au km 109,279, à Fourmies, la rivière l'Helpe mineure et 2 chaussées de la voie routière transversale Est-Ouest au moyen d'un viaduc.

2. Description de l'ouvrage existant

L'ouvrage existant a été construit à la suite de la destruction en 1914 par l'armée française d'un viaduc en maçonneries datant de l'origine de la ligne (arches de 16,50 m d'ouverture, voir photo 1).

L'armée allemande remplaça d'abord cet ouvrage par un pont en bois, assurant ainsi, en déviation, le franchissement de la brèche (voir photo 2).

En 1917, elle mit en place, au droit de la voie 2, six tabliers métalliques indépendants reposant sur des piles, également métalliques, et, en 1918, elle rétablit la circulation sur la voie 1 en disposant six nouveaux tabliers métalliques indépendants, les piles étant alors remaniées et consolidées par un enrobage de béton avec chemisage en briques.



Photo 1.



Photo 2.

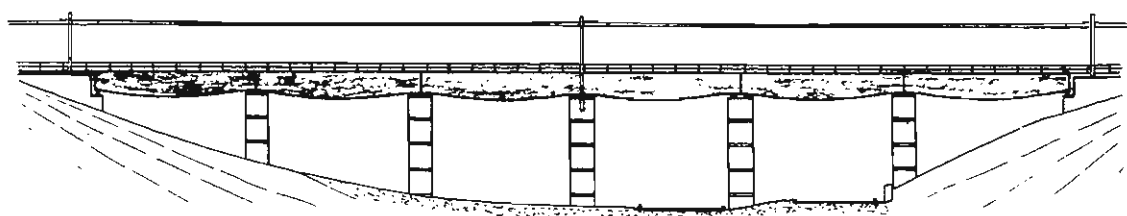
L'ouvrage comprenait ainsi : (figure 1 et photo 3).

- sous voie 2 : six tabliers, de 17,70 m de portée, composés de 2 poutres à membrure inférieure parabolique (hauteur 2 m aux appuis et 2,90 m dans l'axe) espacées de 2 m,
- sous voie 1 : six tabliers, de 17,00 m de portée, composés de 2 poutres de hauteur constante (1,60 m) espacées de 1,70 m.

Les tabliers « voie 1 » et « voie 2 » furent reliés en 1927 par un contreventement horizontal ; la pose de voie directe sur traverses étant alors renforcée.



Photo 3.



ancien viaduc avant remplacement

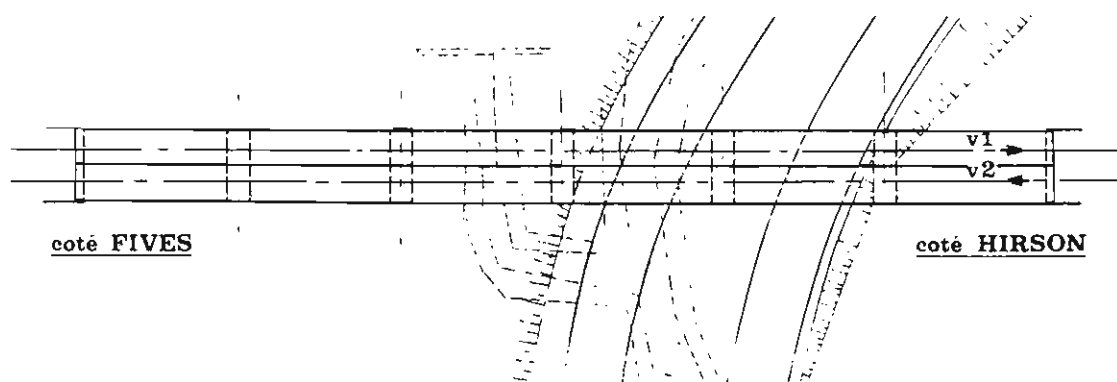


Figure 1.

3. Causes du remplacement

Il résulte notamment :

- de la conception et de l'âge de tabliers mis en place *en provisoire* depuis plus de 60 ans, entraînant notamment une tenue de voie difficile,
- de la limitation à 80 km/h de la vitesse de franchissement de l'ouvrage,
- de la faible rigidité de certains éléments des tabliers (contreventements en particulier),
- de l'altération des appareils d'appui, au remplacement difficile,
- de l'esthétique déplorable de l'ouvrage en site urbain.

4. Ouvrage nouveau

Il consiste en 2 tabliers à une voie posée sur ballast, à 3 travées continues, juxtaposés et indépendants, construits à l'emplacement de l'ouvrage existant et reposant sur 2 piles intermédiaires nouvelles et sur les 2 culées existantes, remaniées à leur partie supérieure. (voir figure 2).

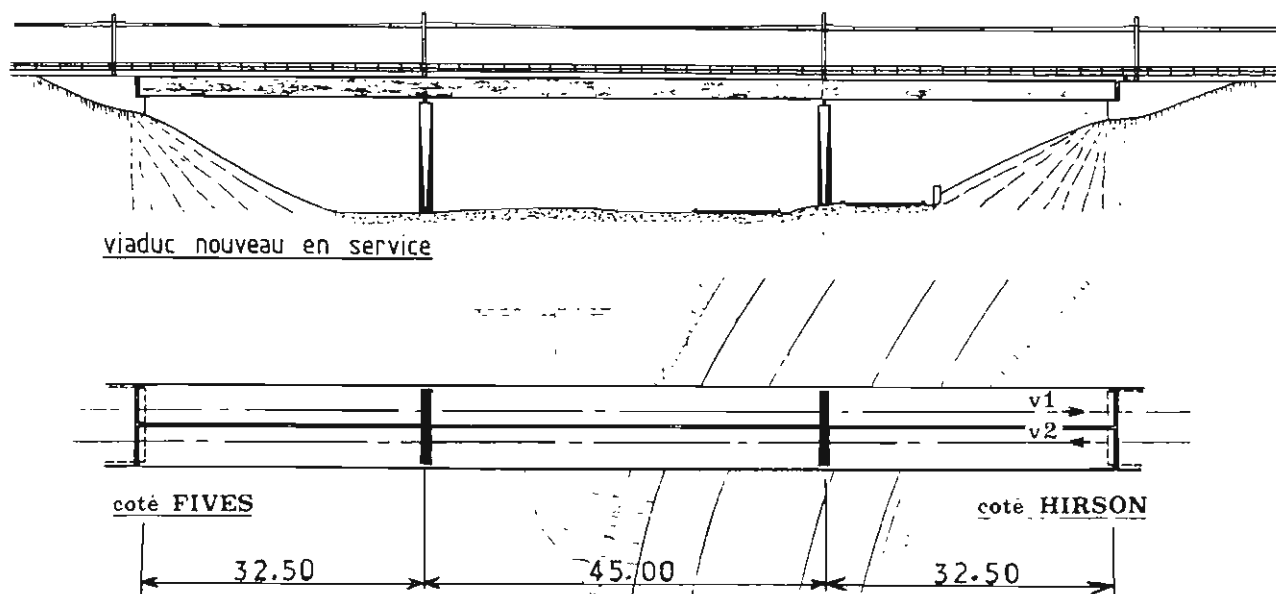


Figure 2.

4.1. — Choix du type de tablier sous voies ferrées

La structure mixte acier-béton a été retenue pour les tabliers.

Elle satisfaisait aux conditions :

- géométriques :
 - . tracé et profil en long de la voie,
 - . portées de 32,50 m - 45,00 m - 32,50 m imposées par la présence de l'Helpe mineure et des chaussées autoroutières,
 - . entraxe des voies de 3,70 m.
- d'utilisation :
 - . voies posées sur ballast (meilleure maîtrise du profil et du tracé, entretien plus facile, diminution sensible des nuisances acoustiques),
- d'exécution :
 - . exigüité du chantier à proximité de voies électrifiées en service et au-dessus de voies routières en circulation,
 - . gabarits de transport et de chantier.

De plus, elle assurait :

- une bonne garantie sur le plan technique
- un moindre coût
- une meilleure esthétique résultant d'une épaisseur réduite de tablier.

4.2. — Description de la structure (voir figure 3)

Les tabliers, de structure mixte acier-béton, ont été calculés suivant les prescriptions du titre V du fascicule 61 (fascicule spécial 78-9 ter, circulaire 78-33 du 18.02.1978) et du titre 6 du Livret 22-56 des CPC de la SNCF, les charges d'exploitation étant celles du train type 1944 à essieux de 25 tonnes.

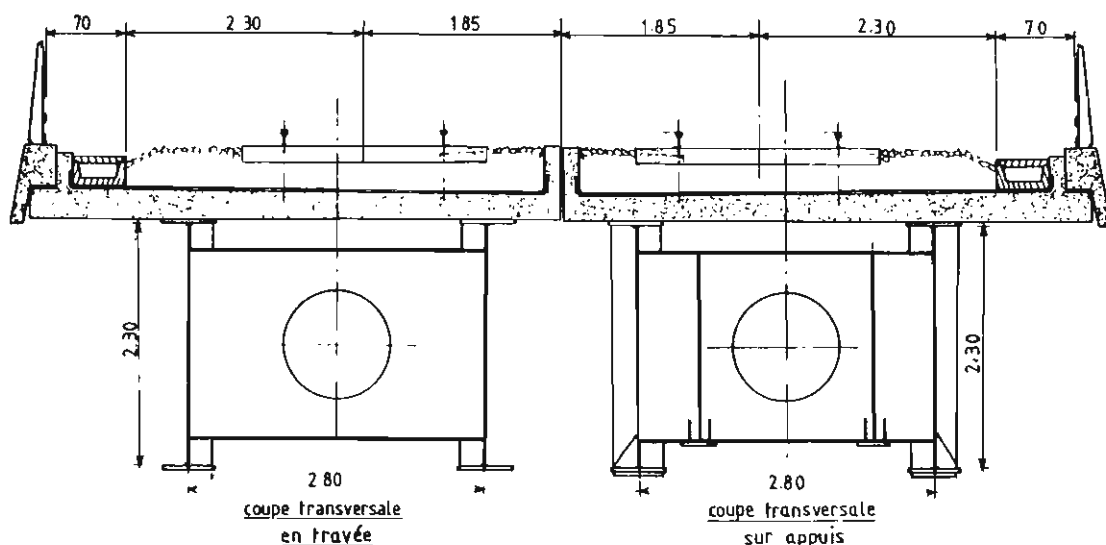


Figure 3.

4.2.1 – Ossature métallique

L'ossature métallique est constituée, pour chaque tablier, par 2 poutres principales par-dessous, à âme pleine, distantes de 2,80 m d'axe en axe, reliées par des cadres d'entretoisement espacés de 8 m environ et contreventées à leurs parties supérieure et inférieure.

Les âmes des poutres principales ont une hauteur de 2,30 m et sont découpées suivant la contre-flèche de fabrication définie à la Notice Générale BF 9 C 1 n° 1 de la SNCF. Les semelles ont une largeur de 0,50 m. Ames et semelles sont d'épaisseur variable. Les semelles supérieures sont munies de connecteurs en cornières.

L'ossature métallique de chaque tablier comprend 5 tronçons soudés, réalisés en atelier à partir d'éléments en acier laminé E 36.4 et E 26.4, les cadres d'entretoisement étant constitués d'éléments en acier laminé E 26.3 en travée et E 36.4 sur appuis, les barres de contreventement consistant en profilés en acier E 26.3 assemblés par boulons HR.

Des éléments en caillebotis galvanisés forment le platelage de la passerelle intérieure. Celui-ci prend appui sur des cornières filantes fixées à l'ossature métallique.

4.2.2 – Dalle en béton armé

Bétonnée, en plusieurs phases, sur estacade de montage, la dalle sous voie de chaque tablier, en béton B1, de 0,25 m d'épaisseur moyenne, est solidarisée à l'ossature métallique par des connecteurs en cornières. Des

massifs pour supports caténaires sont aménagés au droit des piles intermédiaires et dans l'alignement des corniches préfabriquées. Les corniches sont liées à la dalle par des relevés et sont pourvues d'un garde-corps de type VM9.

L'évacuation des eaux pluviales, est assurée, sur chaque tablier, par :

- un pentage transversal de 0,01 amenant les eaux vers la bordure intérieure,
- une demi-buse perforée permettant le drainage longitudinal,
- des trous d'écoulement répartis tous les 15 m environ.
- un tuyau longitudinal amenant les eaux au droit des appuis pour y être recueillies.

L'étanchéité de la dalle est assurée par une chape souple type Mistral B renforcée par une armature rilsan, auto-protégée par une finition sablée en usine et par une contre-chape en asphalte porphyre d'épaisseur 25 mm.

Sous encorbellement extérieur, la dalle supporte des profils HEA 180 permettant la suspension d'une passerelle amovible destinée à la visite et à l'entretien de l'ouvrage.

4.3 – Appuis

Les tabliers reposent, par l'intermédiaire d'appareils d'appui métalliques sur 2 piles intermédiaires nouvelles en béton armé (figure 4) fondées sur barrettes en parois moulées, et sur 2 culées existantes remaniées à leur partie supérieure et consolidées par injections.

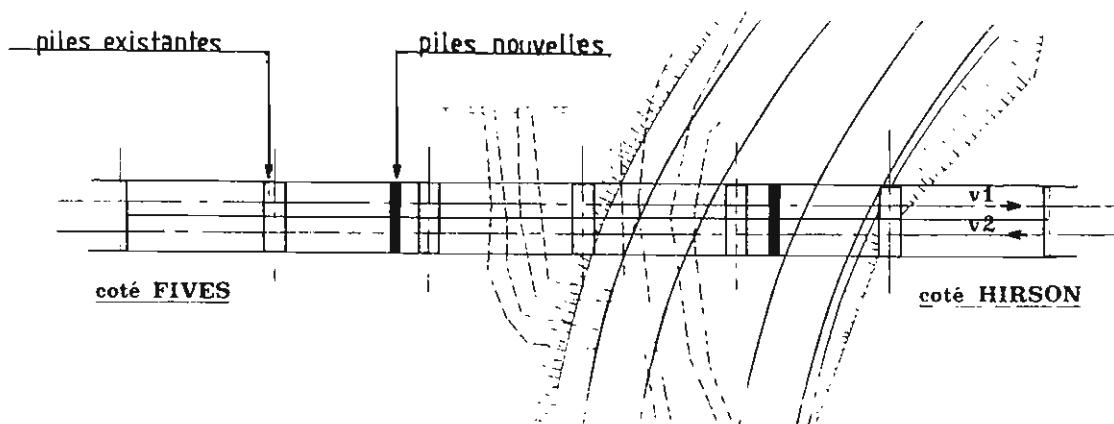


Figure 4.

Les appareils d'appuis sont :

- fixes :
 - . sur culée côté Hirson sous V1,
 - . sur culée côté Fives sous V2,
- mobiles :
 - . sur culée côté Hirson sous V2,
 - . sur culée côté Fives sous V1,
 - . sur piles intermédiaires.

4.4 — Montage des tabliers (figure 5)

L'ossature métallique a été réalisée en atelier en 10 tronçons (5 par tablier) d'une longueur de 22 m. Après *présentation à blanc*, ces éléments ont été transportés sur wagons en gare de Fourmies.

Les 2 tronçons constituant les parties extrêmes de chaque tablier, alors assemblés par soudure, ont été acheminés par wagon sur l'ouvrage existant pour être

ripés, à l'aide de portiques spéciaux et à la faveur d'une interruption totale de circulation, sur les estacades provisoires aménagées de chaque côté du viaduc et constituées par des palées anglaises disposées de part et d'autre des piles 1, 2, 4 et 5 anciennes.

Le tronçon central, amené par route, hissé au moyen de 2 grues routières, a été alors disposé, avec précaution, entre les tronçons encadrants ; l'assemblage des 3 éléments étant ainsi réalisé par soudure après réglage.

Toutes les soudures ont donné lieu à un contrôle de compacité interne par ultrasons avec radiographie.

Il a été procédé ensuite au coffrage, au ferrailage et au bétonnage de la dalle en béton armé, à la pose des caniveaux et corniches préfabriqués et à la réalisation de l'étanchéité pour chacun des tabliers.

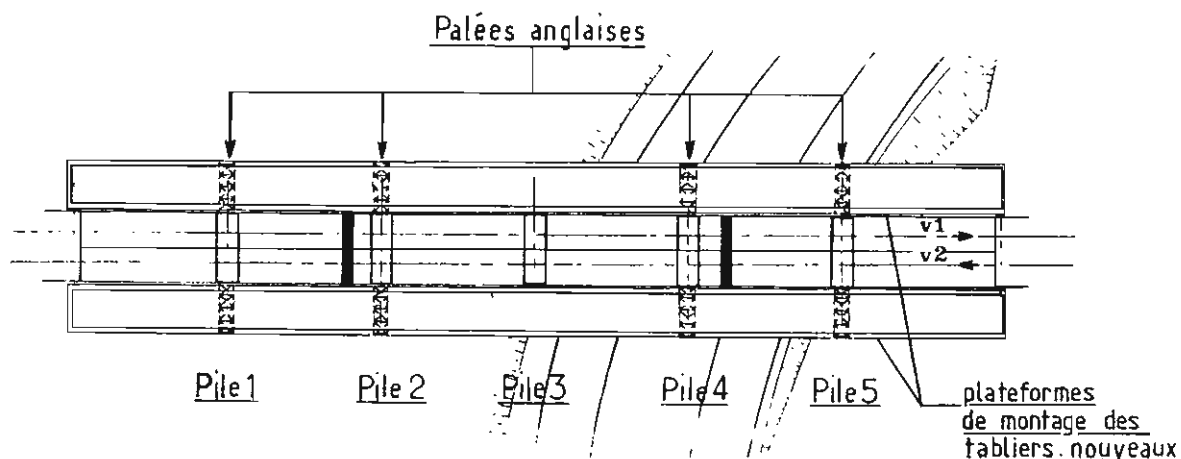


Figure 5.

4.5 — Travaux de mise en place

Les tabliers existants « voie 1 » ont été démontés et chargés sur wagons disposés sur voie 2 à l'aide d'un portique reposant, par l'intermédiaire de calages, sur les dalles des tabliers nouveaux ; ce portique étant placé successivement à l'aide de grues routières au droit des tabliers à déposer.

Après remaniement de la partie supérieure des culées et des piles existantes et la consolidation par injection des parties sous-jacentes des culées, le tablier nouveau « voie 1 » (ossature métallique et dalle) a été ripé par poussage à la faveur d'une interruption totale de circulation.

Il a été procédé ensuite au réglage et au scellement des appuis et aux travaux de voie et de caténaires.

Après mise en service de la voie 1, les mêmes opérations ont été répétées côté voie 2 (voir figure 6).

En fin de chantier, il a été procédé à la démolition des piles anciennes, au démontage des palées anglaises et à l'aménagement des abords de l'ouvrage.

La mise en place d'un tronç commun temporaire sur l'une et l'autre voie a permis d'assurer la circulation des trains avec une gêne minimale.

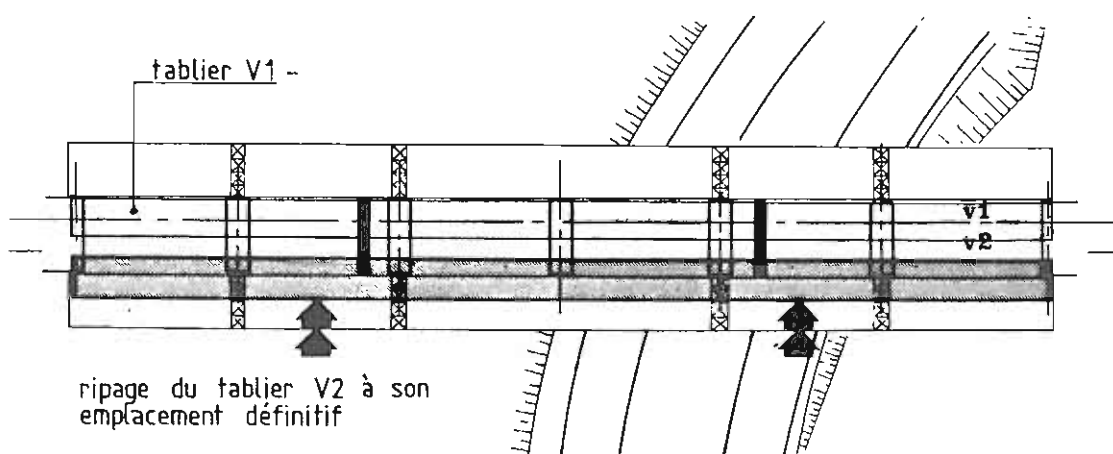


Figure 6.

4.6 — Protection contre la corrosion

Elle a consisté :

- pour les éléments principaux des tabliers, en l'application, après décapage, de 4 couches de peinture oléoglycérophthalique :
 - . 1 couche primaire de peinture au minium de plomb,
 - . 1 couche de renforcement de peinture au minium de plomb,
 - . 1 couche intermédiaire de peinture anti-rouille gris foncé,
 - . 1 couche de finition de peinture anti-rouille gris clair,
 - . 1 couche d'habillage couleur « cuir de Russie » sur les faces extérieures des poutres de rive.

- pour les éléments secondaires, (tels que passerelle intérieure, rails de suspension, support du système d'évacuation des eaux,) en une galvanisation à chaud.



5. Réalisation

- Maître d'ouvrage : SNCF — Région de Lille,
- Maître d'œuvre : Département des Ouvrages d'Art SNCF à Paris et Division de l'Équipement SNCF à Lille.
- Entreprises :
 1. Travaux de génie civil : Société Delbecque à Maubeuge,
 2. Travaux de construction métallique : Établissements J. Richard-Ducros à Alès.

6. Quantités mises en œuvre

Tabliers :

- ossature métallique : 292 tonnes d'acier, soit 1,32 t par ml de tablier,
- dalle B.A. : 300 m³ de béton,
- armatures H.A. de la dalle : 66 tonnes, soit 220 kg par m³.



L'autopont de Guizah

par J. COMPAGNION

Dans tous les pays du monde, l'augmentation continue du parc automobile nécessite l'adaptation constante du réseau routier aux problèmes de circulation.

Cette constatation préliminaire s'applique bien à l'ÉGYPTÉ et en particulier à la ville du CAIRE et à ses environs. En effet, la circulation automobile y est particulièrement dense et celui qui n'a pas séjourné pendant quelques jours au CAIRE ne peut se rendre compte de l'importance du trafic. Ajoutez à cela qu'à part quelques axes routiers qui ont été aménagés, la plupart des rues sont assez étroites. Enfin, le parking s'effectue régulièrement sur deux files, ce qui n'est pas pour arranger les choses.

C'est pourquoi le gouvernement du CAIRE a été très sensible aux propositions faites par la COMPAGNIE FRANÇAISE D'ENTREPRISES MÉTALLIQUES (CFEM) pour équiper d'AUTOPONTS certains carrefours

très encombrés. Les premiers autoponts fournis par la CFEM furent installés au carrefour formé par les rues SALAH SALEM et RAMSES et au carrefour des avenues EL MALEK - EL SALEH.

Devant les améliorations substantielles apportées à la circulation par ces deux ouvrages, le Gouvernorat de GUIZAH demanda à la CFEM d'étudier une solution pour améliorer la circulation au droit du Carrefour de GUIZAH situé sur la route qui joint la Ville du CAIRE aux Pyramides et qui est un carrefour particulièrement encombré.

*
* *

Avant de faire la description détaillée de l'ouvrage de GUIZAH, il nous semble nécessaire de rappeler les caractéristiques principales de l'Autopont CFEM.

Qu'est-ce donc que l'autopont

L'Autopont est un système standardisé de construction d'ouvrages provisoires ou définitifs destinés à améliorer la circulation au droit de carrefours encombrés et dangereux par la création d'une circulation routière à deux niveaux.

• AVANTAGES DE L'AUTOPONT

- Technique 100 % française comportant plusieurs brevets,
- Rapidité et souplesse d'exécution,
- Gabarits entièrement dégagés,

- Esthétique,
- Prix de revient et rentabilité.

Technique 100 % française comportant plusieurs systèmes brevetés

Mis au point définitivement en 1969 par la CFEM, ce système a reçu sa consécration par la signature de deux conventions nationales passées en 1970 et 1973 par le Ministre français de l'Équipement. A la fin de l'exécution des marchés de l'État, la CFEM étendit son domaine d'action aux pays étrangers. En septembre

1983 plus de 130 ouvrages de ce type étaient en service en FRANCE et à l'étranger (ALGÉRIE, ARGENTINE, ARABIE SAOUDITE, ÉGYPTE, VÉNÉZUELA, ALLEMAGNE, YOUGOSLAVIE, GRÈCE...).

Rapidité et souplesse d'exécution

Mise en place ultra-rapide

La mise en place d'une travée ne nécessitant que la pose de deux axes et le nombre des appuis d'un ouvrage étant relativement réduit, les opérations de montage sont très rapides (la cadence moyenne est de 10 à 12 éléments par jour ou unité de travail).

Préfabrication totale

Les éléments fabriqués en série sont livrés sur le chantier entièrement terminés, le système de protection anti-corrosion et le revêtement de chaussée étant appliqués en atelier.

Nombre réduit d'éléments standardisés

- Les éléments standardisés comprennent :
- 5 travées droites (9,8 m - 12,8 m - 18,8 m - 24,8 m - 30,8 m).
 - 3 travées courbes (12,8 m - 18,8 m - 24,8 m)
 - Bute-roues de 0,20 m et 0,50 m
 - Palées pour ouvrages à 1, 2, 3, 4 ... voies.

Éléments courbes à la demande

Pour s'adapter au tracé en plan des ouvrages, la CFEM livre des éléments courbes « à la demande ».

Profil en long continu

L'utilisation de travées droites cintrées dans le plan vertical permet d'obtenir en cas d'ouvrages droits des profils en long continus sans rupture de pente entre éléments successifs.

Liaison parfaite entre les éléments

Les axes d'articulation assurent une parfaite liaison entre les travées successives et de ce fait la dilatation est reportée aux extrémités des ouvrages, ce qui supprime tout joint intermédiaire source de bruit et d'inconfort.

Souplesse d'implantation

Grâce au montage Cantilever, chacun des tabliers peut être employé :

- soit comme une poutre sur deux appuis,
- soit avec un porte-à-faux maximum de 3,400 m, dans ce cas, chaque élément peut porter au bout du porte-à-faux un élément de longueur égal à lui-même.

Cette possibilité confère à l'autopont une très grande souplesse d'implantation qui facilite la construction et la rentabilisation des ouvrages.

Gabarits entièrement dégagés

Aucune limitation en largeur

Chaque travée standard porte une chaussée de 3,50 m ou de 3 m de largeur. En mettant côte à côte des travées standard il est possible de constituer des ouvrages à plusieurs voies.

Aucune limitation en hauteur

Contrairement aux solutions souterraines, il n'y a aucune limitation de gabarit en hauteur sur l'ouvrage du fait de la dénivellation de la circulation.

Le gabarit nécessaire à la circulation sous l'ouvrage peut être facilement dégagé en donnant la hauteur désirée aux palées supportant les travées.

Aucune limitation de charge

Aucune limitation de charge ne vient réduire la capacité de l'itinéraire sur lequel l'ouvrage est installé.

Tous les éléments standard ont été calculés sous les surcharges des spécifications françaises et vérifiés sous les spécifications anglaises, allemandes, ...

Esthétique

Il faut mentionner les points principaux suivants :

- . Profil en long continu sans rupture de pente.
- . Absence de raidisseurs extérieurs.
- . Possibilité de peinture en polychromie.
- . Possibilité de monter sur l'ouvrage :
 - soit un bandeau latéral en tôle laquée,
 - soit un habillage complet également en tôle laquée.

Prix de revient et rentabilité

Travaux de génie civil réduits

Se limitant à la construction de massifs en béton armé.

Réduction d'entretien résultant de la constitution des éléments

Les éléments standardisés (palées et travées) sont simples et ne posent aucun problème particulier d'entretien.

L'entretien peut encore être réduit par l'emploi d'aciers « auto-patinables » pour la fabrication des travées et des palées.

Réemploi facile

Grâce à l'adjonction ou au retrait de certains éléments, l'autopont peut être facilement réutilisé dans une disposition différente de sa première utilisation.

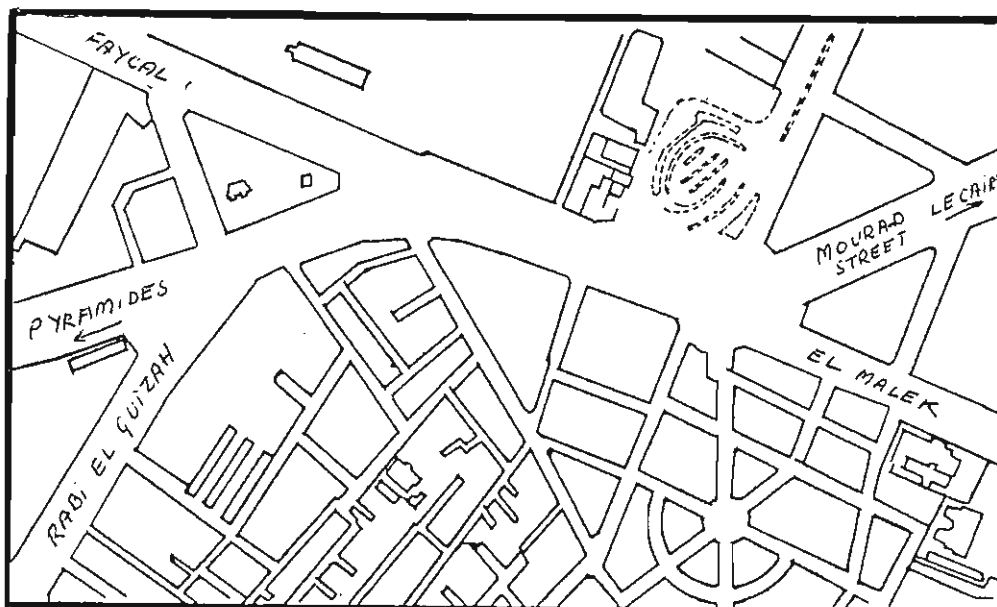
Rentabilité

En prenant pour base de calcul le temps gagné par l'utilisateur, l'amortissement d'un autopont est très

rapide, la durée d'amortissement d'un autopont se situant entre 1 et 2 ans.

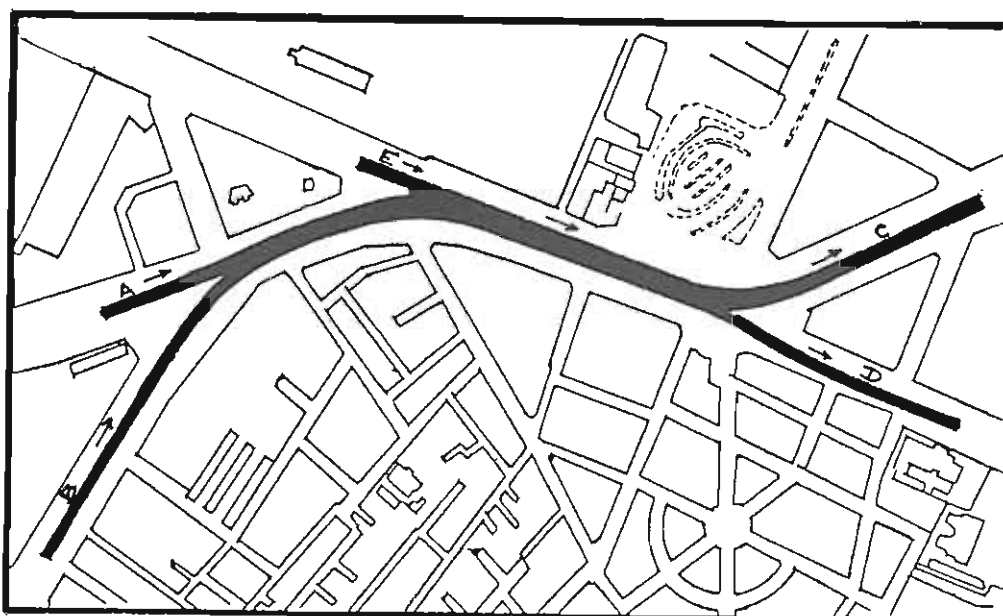
*
* *

Voyons maintenant comment l'« autopont » a permis d'améliorer la circulation au droit du carrefour de GUIZAH. Ce carrefour est situé sur la route qui relie le centre du CAIRE aux Pyramides et est le point de rencontre de plusieurs voies très importantes.



Après plusieurs études, la solution définitive choisie fut celle d'un ouvrage à sens unique dénivellant toute

la circulation allant vers le CAIRE.



Il se compose essentiellement :

- d'un ouvrage central,
- d'une branche A reliant l'ouvrage central à la rue de Pyramides,
- d'une branche B reliant l'ouvrage central à la rue RABI EL GUIZAH,
- d'une branche C reliant l'ouvrage central à la rue MOURAD,
- d'une branche D reliant l'ouvrage central à la voie EL MALEK,
- d'une branche E reliant l'ouvrage central au pont FAYCAL (ouvrage réalisé en béton armé).

A — TRAVÉES

Ouvrage central

Cet ouvrage comporte une partie à 4 voies formée par :

- 4 travées courbes de 24,80 m pente 0,9 %
- et une partie à 5 voies formée par :
- 3 travées droites de 24,80 m pente 0,9 %,
 - 1 travée droite de 24,80 m cintrée dans le plan vertical,
 - 1 travée droite de 24,80 m pente 0,9 %,
 - 1 travée droite de 9,80 m pente 0,9 %,
 - 1 travée droite de 30,80 m pente 1,26 %.

Rampe A

Cette rampe porte deux voies de circulation et est formée par :

- 3 travées droites de 18,80 m pente 4,5 %,
- 1 travée courbe de 12,80 m pente 4,5 %,
- 1 travée droite de 24,80 m cintrée dans le plan vertical,
- 1 travée courbe de 12,80 m pente 1,3 %,
- 1 travée courbe de 24,80 m pente 0,6 %.

Rampe B

Cette rampe porte deux voies de circulation et est formée par :

- 2 travées droites de 18,80 m pente 4,5 %,
- 2 travées droites de 24,80 m pente 4,5 %,
- 1 travée droite de 24,80 m cintrée dans le plan vertical,
- 5 travées courbes de 24,80 m pente 0,3 %.

Rampe C

Cette rampe porte trois voies de circulation et est formée par :

- 1 travée courbe de 24,80 m pente 1,62 %,
- 1 travée courbe de 24,80 m pente 1,98 %,
- 1 travée courbe de 24,80 m pente 2,34 %,
- 1 travée droite de 24,80 m cintrée dans le plan vertical,
- 4 travées droites de 18,80 m pente 5 %.

Rampe D

Cette rampe porte deux voies de circulation et est formée par :

- 1 travée courbe de 24,80 m pente 1,62 %,
- 1 travée courbe de 24,80 m pente 1,98 %,
- 1 travée courbe de 24,80 m pente 3 %,
- 1 travée courbe de 24,80 m pente 4 %,
- 2 travées droites de 24,80 m pente 5 %.

Rampe E

Cette rampe porte deux voies de circulation et est formée par :

- 1 travée spéciale de 24,80 m de portée de forme trapézoïdale pente 0,9 %,
- 1 travée spéciale de 33,80 m pente 0,9 %.

Il est important d'indiquer que les ouvrages réalisés en EGYPTÉ sont généralement plus longs que ceux réalisés en EUROPE car les services techniques égyptiens limitent les pentes des rampes d'accès. Les pentes maximales admises sont 4 ou 4,5 % pour les rampes montantes et 5 % pour les rampes descendantes.

B — PALÉES

Les travées extrêmes de toutes les rampes reposent sur des culées en béton armé par l'intermédiaire d'appareils d'appui mobiles à rouleaux. Intermédiairement les travées reposent sur des palées métalliques qui en général sont constituées par des fûts verticaux parallèles reliés par une traverse horizontale, l'ensemble fûts-traverse formant des portiques articulés aux pieds dans le sens transversal et agissant comme des pendules dans le sens longitudinal.

Certaines des palées sont munies de jambes de force inclinées. Ces palées forment des points fixes et sont destinées à reprendre les efforts longitudinaux agissant sur l'ouvrage tels que le freinage.

La longueur totale de l'ouvrage étant de 700 mètres environ, il n'était pas question de reporter toute la dilatation aux extrémités. Aussi un joint de dilatation supplémentaire fut prévu au droit d'une palée intermédiaire. Cette palée est une palée spéciale en forme de V inversé.

Le gabarit dégagé au droit des travées franchissant les voies inférieures est de 5 m.

C — ÉQUIPEMENTS

Les chaussées, qu'elles soient à deux, trois, quatre ou cinq voies, sont bordées sur chaque face par des bûtes-roues de 0,200 m de largeur et par des protections verticales formées par :

- des montants verticaux régulièrement espacés,
- une lisse supérieure tubulaire continue,
- une ligne de glissières de sécurité.

Un bandeau en tôle laquée de couleur claire a été fixé sur les faces extérieures de l'ouvrage au niveau des bute-roues latéraux.

D — ÉCLAIRAGE

L'éclairage des chaussées est assuré par des candélabres de 9 m de hauteur qui sont localisés au droit des appuis inférieurs.

Un certain nombre de luminaires ont également été prévus sous l'ouvrage pour assurer l'éclairage des voies franchies.

Toutes les lampes sont des lampes à vapeur de sodium de façon à assurer un éclairage moyen de 50 lux. Ces candélabres et luminaires ont été fournis par la société TRINDEL.

E — REVÊTEMENT DE CHAUSSÉE

Le revêtement de chaussée a été appliqué en atelier en fin de fabrication et avant expédition.

Ce revêtement à base de brai-époxy est un revêtement bicouche de 7 millimètres d'épaisseur formulé et appliqué par la SCREG.

F — QUALITÉ DES ACIERS

Les aciers qui furent utilisés pour la construction de tous les éléments sont des aciers « auto-patinables »

de marque INDATEN ou CORTEN, ce qui a permis d'éviter l'application d'un système de protection anti-corrosion.

Le poids des aciers mis en œuvre est de 3 000 t environ.

G — CALCULS

Tous les éléments ont été vérifiés en faisant application des spécifications anglaises et en tenant compte du passage sur l'ouvrage du convoi spécial égyptien dont le poids total est de 90 tonnes pour une longueur de 14,5 m.

H — EXECUTION

Tous les éléments de l'ouvrage ont été fabriqués dans l'usine CFEM de BLANC-MISSERON près de VALENCIENNES.

Le transport depuis l'usine jusqu'au port d'embarquement se fit par voie ferrée en convoi spécial. La totalité des éléments fut transportée en trois bateaux de DUNKERQUE à PORT-SAID, puis par route de PORT-SAID au chantier.

I — MONTAGE

Après exécution des fondations par la société égyptienne ARAB CONTRACTORS, c'est en trente jours — dont seulement 17 nuits pour la mise en place des palées et des travées — que le Département Montage d'ARAB CONTRACTORS, assisté d'un superviseur CFEM, termina l'installation du tablier prêt pour la mise en service.



Il faut signaler que la CFEM doit monter au CAIRE dans les mois à venir :

- une voie surélevée constituée également d'éléments d'autopont ; cet ouvrage très important d'un poids de 5 500 t est situé dans la rue EL AZHAR une des voies les plus encombrées de la ville historique ;
- un autopont d'un poids de 1 350 t au carrefour EL FANGARI sur la route reliant le CAIRE à l'aéroport d'HELIOPOLIS.

L'expérience acquise par la CFEM dans la construction de très nombreux ouvrages d'art lui a permis d'étudier et de mettre au point cette solution « tout acier », de fabrication répétitive, rapide à monter, permettant de résoudre simplement le problème de la circulation, crucial pour les grandes capitales de notre époque et toutes les agglomérations en cours de croissance accélérée.

Liste d'ouvrages métalliques terminés en 1982

1. Ponts routes

Désignation de l'ouvrage	Maître d'ouvrage	Maître d'œuvre	*	Longueur	Poids	Dispositions constructives
P.I. 204	Ministère des Transports	DDE du Nord	R.D.	103 m	520 t	2 poutres en I sous chaussée. Entretoises tous les 4 m. Dalle BA collaborante.
Barrage de Villerest : Pont de PRESLE Pont de PINAY Pont de la VOURDIAT	Institution Inter-départementale pour la protection des Vals de Loire contre les inondations	DDE de la Loire	R.D.	Ouvrage à travées continues 56, 94, 94, 56 m 45, 75, 75, 45 m 32, 72, 60, 72, 36 m	640 t 400 t 440 t	2 poutres en I sous chaussée. Dalle collaborante.
Pont de VAURES sur la Loire	Département	DDE de la Haute-Loire	ARN	2 x 56 m	122 t	Poutres principales latérales. Treillis Warren.
Pont de MABLY sur le canal de Roanne à Digoin.	Département	DDE de la Loire	ACCMA	27,60 m	44 t	Ouvrage courbe et biais. 4 appuis à niveaux différents. 2 poutres en I sous chaussée. Pièces de pont tous les 3,5 m. Dalle BA collaborante.
Pont d'Alençon	Département	DDE de l'Orne	F.B.	—	38 t	3 poutres en I sous chaussée. Entretoises. Dalle BA collaborante.
Pont de THIELOUZE	État	DDE des Vosges	R.D.	20 m	44 t	4 poutres en I sous chaussée. Entretoises à mi-hauteur. Dalle BA collaborante.
Pont SAINT-OURS	Département de la Nièvre	DDE de la Nièvre	R.D.	31 m	67 t	3 poutres en I sous chaussée. Entretoises à mi-hauteur. Dalle BA non collaborante.

* Légende des constructeurs :

R.D. : Sté Richard Ducros
B.C. : Sté Baudin-Châteauneuf
ARN. : Éts Arnodin
J.P. : Sté Joseph Paris

CFEM : Cie Française d'Entreprises Métalliques
F.B. : Entreprise F. Berthold
SCH. : Entreprise Schmid & Cie.
ACCMA : Ateliers de Chaudronnerie et Constructions Métalliques Autunois.

1 --- PONTS ROUTES (suite)

Désignation de l'ouvrage	Maître d'ouvrage	Maître d'œuvre	*	Longueur	Poids	Dispositions constructives
Pont de LETE	Département des Hautes-Pyrénées	DDE des Hautes-Pyrénées	R.D.	52 m	105 t	4 poutres en I sous chaussée. Entretoises à mi-hauteur. Dalle préfabriquée.
Pont de CANDIAC	Département du Gard	DDE du Gard	R.D.	36 m	75 t	2 poutres en I sous chaussée. Pièces de pont tous les 4 m. Acier autopatinable. Dalle BA collaborante.
Pont de VARENNE	État	DDE de l'Orne	R.D.	27 m	30 t	2 poutres en I sous chaussée. Entretoises à mi-hauteur. Dalle BA collaborante.
Pont VETILLART	Ministère des Transports. Ports Autonomes	Port Autonome du Havre	R.D.	40,70 m	385 t	Pont levant à balancier. Crémaillère et tirants. 2 poutres latérales à treillis. Dalle orthotrope.
Pont Canal	Ministère des Transports	DDE de la Haute Garonne	R.D.	56,85 m	350 t	Pont canal à dalle orthotrope, avec 2 trottoirs en encorbellement.
Accès au 3e pont d'Orléans Ouvrages sur CD 951	Département	DDE du Loiret	B.C.	2 ouvrages 15,8 - 29,6 - 15,8 m	84 t	
Ouvrages de la Bretelle B 1	Département	DDE du Loiret	B.C.	24 m	37 t	
Viaduc de DOURGES	SNCF	Région SNCF de Lille	B.C.	2 ouvrages à 2 travées indépendantes 29 et 15,70 m	177 t	4 poutres en I sous chaussée espacées de 4 mètres. Entretoises tous les 7 m environ. Dalle BA collaborante.

1 – PONTS ROUTES (suite)

Désignation de l'ouvrage	Maitre d'ouvrage	Maitre d'œuvre	*	Longueur	Poids	Dispositions constructives
Pont de St-RÉMY-en-BOUZEMONT	Commune	DDE de la Marne	F.B.	14,20 m	19,70 t	Pont dalle en poutrelles enrobées.
Pont à St-ÉTIENNE-sur-BARBUISE	Commune	DDE de l'Aube	F.B.	6,20 m	4 t	Pont dalle en poutrelles enrobées.
Pont à CONNANTRE	Commune	DDE de la Marne	F.B.	7,50 m	6 t	Pont dalle en poutrelles enrobées.
Pont à CUPERLY	Commune	DDE de la Marne	F.B.	5,30 m	2,2 t	Pont dalle en poutrelles enrobées.

2. Ponts rails

Désignation de l'ouvrage	Maître d'ouvrage	Maître d'œuvre	*	Longueur	Poids	Dispositions constructives
Viaduc sur l'Allier	SNCF	Région SNCF de Clermont-Ferrand	CFEM	6 travées continues : 44,50 - 4 x 42,50 - 44,50 Long. totale 259 m Largeur 9,60 m	600 t	2 poutres en I sous tablier. Dalle BA collaborante
Viaduc de MONTMELLIAN	SNCF	Région SNCF de Chambéry	B.C.	48 - 57 - 48 m	500 t	3 poutres en I sous tablier.
Pont de FOS	SNCF	Région SNCF de Marseille	SCH.	55 m	180 t	Poutres latérales en treillis Warren. Membrures caisson soudées. Dalle béton sur pièces de pont.
Ponts à St-OMER	SNCF	Région SNCF de Lille	SCH.	10 m	2 ouvrages 2 x 10 t	Tabliers à poutres latérales à âmes inclinées. Semelle inférieure en toute largeur avec dalle béton ballastée..
Ponts à MONTLUÇON	SNCF	Région SNCF de Clermont-Ferrand	SCH.	12,50 m	5 ouvrages 5 x 15 t	Tabliers à poutres latérales à âmes inclinées. Semelle inférieure en toute largeur avec dalle béton ballastée..
Pont-rail de CORDEMAIS sur la Loire	EDF	EDF	J.P.	Ouvrage à travées continues 3 x 33 m	180 t	Ouvrage biais. Poutres latérales à âme pleine. Tablier ballasté en poutrelles enrobées.
Pont de TURIN	SNCF	Région SNCF de Marseille		19,85 m	39 t	Pont dalle en poutrelles enrobées. 1 tablier à 1 voie.
Pont de BOURGES	SNCF	Région SNCF de Tours		11,00 m 11,40 m	} 54 t	Ponts dalles en poutrelles enrobées. 2 tabliers à 1 voie

3. Ouvrages spéciaux

Désignation de l'ouvrage	Maître d'ouvrage	Maître d'œuvre	*	Longueur	Poids	Dispositions constructives
Pont mobile à St-MALO Bassin Jacques Cartier	Département	DDE de l'Ille-et-Vilaine	B.C.	40 m	490 t	Pont rail-route.
Pont mobile au HAVRE Dock flottant Quai Johannes Couvert			SCH.	70 m	280 t	Poutres latérales à âme pleine. Dalle orthotrope
Pont mobile du GRAU- du-ROI			SCH.	13 m	35 t	Pont basculant type Schertzer. Poutres sous chaussée. Dalle orthotrope.
Ponts gazoducs GUENANGE, UCKANGE	Sidérurgie	SOFRESID	CFEM et SCH.	173 m 140 m	500 t 400 t	Poutres latérales en treillis Warren. Entretoises et contreventement des membrures supérieure et inférieure. Passerelle pour piétons.
Passerelle quadricable de MOURENX sur le Gave de Pau	SNEAP	SPIE BATIGNOLLES	B.C.	86,40 m	60 t	Franchissement, par ouvrage suspendu, de 2 conduites ϕ 323.