

ÉVALUATION DES OUVRAGES MÉTALLIQUES ET DE LEUR DURÉE DE VIE RÉSIDUELLE

Mladen LUKIC

Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM)

1. CONTEXTE

Au cours des années 1990, de nombreux projets de recherche ont eu pour objet l'évaluation de structures métalliques existantes, principalement celles soumises à des chargements répétés, comme les ponts et les chemins de roulement. Ces travaux – ainsi que les leçons tirées de démolitions non nécessaires ou le comportement non satisfaisant de certaines structures réparées – ont mené à une meilleure compréhension du comportement des structures existantes ainsi qu'à de meilleures méthodes d'évaluation.

A ce jour, plus de la moitié du budget pour le développement de l'infrastructure en Europe est consacré à la maintenance et à la modernisation de l'infrastructure existante. De ce fait, il n'est pas suffisant pour un ingénieur de connaître uniquement les règles pour la conception et le calcul des structures neuves. Il doit aussi pouvoir évaluer des structures existantes, en particulier en ce qui concerne les structures soumises à la fatigue avec une durée de vie de calcul limitée.

Dans le but de produire des recommandations destinées à l'évaluation des structures métalliques existantes vis-à-vis de la fatigue, un groupe de travail a été créé en 1993 au sein du Comité technique « Fatigue » (TC 6) de la CECM (CONVENTION EUROPEENNE DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE). Ce groupe a été présidé par M. K. Brandes (BAM, Berlin), de 1993 à 2000, et par M. B. Kühn (RWTH, puis PSP, Aix-la-Chapelle) depuis l'année 2000.

Outre les deux présidents successifs du groupe de travail et l'auteur de cet article, les membres actifs du groupe de travail ont été :

M^{me} R. Helmerich, BAM, Berlin ;
M. B. Androić, UNIVERSITÉ DE ZAGREB ;
M. Ö. Bucak, FH MUNICH ;
M. O. Dijkstra, TNO, Delft ;
M. H.-P. Günther, UNIVERSITÉ DE STUTTGART ;
M. S. Herion, UNIVERSITÉ DE KARLSRUHE ;
M. M.H. Kolstein, UNIVERSITÉ DE DELFT ;
M. A. Nussbaumer, ICOM, EPF Lausanne ;
M. S. Walbridge, ICOM, EPF Lausanne.

Le résultat de ce travail sera la publication du document intitulé « **Évaluation des structures métalliques existantes – Recommandations pour l'estimation de la durée de vie résiduelle à la fatigue** [1] » sous l'égide de la COMMISSION EUROPEENNE, conjointement avec la CECM, prévue courant de l'année 2007.

Dans la rédaction du présent article, des parties du document mentionné ci-dessus ont été utilisées. Un article annonçant ces recommandations a été déjà récemment publié en anglais [2].

2. INTRODUCTION

2.1. Causes principales de défaillances en service

Depuis le 18^e siècle, le fer a de plus en plus été utilisé comme matériau de construction. Au début, seuls la fonte et le fer forgé ont été disponibles, mais – avec le progrès des procédés de fabrication – divers produits à base de fer ont commencé à voir le jour, comme les poutrelles laminées et les éléments formés à froid. Avec l'avènement du 19^e siècle, la construction a connu un développement fulgurant. Cela ne se passait pas sans problèmes, car plusieurs ruines dramatiques ont eu lieu (cf. Figure 1), ce qui a contribué au développement de la recherche pour mieux comprendre le comportement structurel, et à de nouvelles théories de calcul.



Figure 1 : Quelques ruines spectaculaires (1879 – 1917 – 1938)

En ce qui concerne les structures métalliques, la référence [3] donne un aperçu des causes de défaillance par type de structures (cf.

Tableau 1). Il est apparent que la fatigue représente la troisième cause pour tous les cas enregistrés, mais la première pour les ouvrages d'art.

Cause de l'endommagement	Total		Bâtiments		Ponts		Transporteurs à bande	
	Nb	%	Nb	%	Nb	%	Nb	%
Résistance statique	161	29,7	102	33,6	19	14,8	40	36,0
Stabilité (locale ou globale)	87	16,0	62	20,4	11	8,6	14	12,6
Fatigue	92	16,9	8	2,6	49	38,3	35	31,5
Mouvement de corps rigide	44	8,1	25	8,2	2	1,6	17	15,3
Déformation élastique	15	2,8	14	4,6	1	0,8	0	0
Rupture brutale	15	2,8	9	3,0	5	3,9	1	0,9
Environnement	101	18,6	59	19,4	41	32,0	1	0,9
Charges thermiques	23	4,2	23	7,6	0	0	0	0
Autres	5	0,9	2	0,7	0	0	3	2,7
Total	543	100	304	100	128	100	111	100

Tableau 1: Analyse détaillée des causes principales qui ont mené à l'endommagement

En fonction de la redondance de l'élément fissuré, une fissure de fatigue se propagera de différentes façons. Dans un élément non redondant, la propagation de la fissure sera exponentielle, tandis que dans un élément redondant, la propagation sera stable et longue à cause de la redistribution des charges. En théorie, la fin de vie à la fatigue est atteinte quand une rupture de la section nette se produit. Mais, définir la ruine dans le domaine de la fatigue est difficile. Selon la référence [4], la ruine est une différence inacceptable entre les performances réelles et attendues. Alors, le critère de ruine pour une fissure de fatigue pourrait être : changement inacceptable de rigidité de l'élément, atteinte d'une taille de fissure donnée, fluage de la section nette, ou – dans certains cas – rupture brutale qui survient après qu'une taille critique de la fissure ait été atteinte.

2.2. Motivation

Les moyens de transport ont connu un grand essor au tournant des 19^e et 20^e siècles. Un grand nombre de ponts rivés ont été construits dans beaucoup de pays et ces ouvrages atteignent l'âge de 100 ans et plus, ce qui est aujourd'hui considéré comme la durée de vie de calcul des ponts de ce type. Beaucoup de ces ponts ont subi des traitements de réparation ou de renforcement après les dommages dus aux deux guerres mondiales, mais aussi dus aux changements des exigences de service. Malgré le fait que très souvent il n'y a pas de signes visibles d'endommagement, une évaluation approfondie de tels ponts est conseillée, au moins avant une décision visant une nouvelle réparation, renforcement ou système de protection coûteux. En raison du nombre élevé de ces ouvrages, leur remplacement (pour cause de l'atteinte de leur « durée de vie de service ») dépasse largement les fonds disponibles. De plus, quelques uns de ces ponts représentent des monuments historiques.

Outre les ponts rivés, ces recommandations traitent également des ponts soudés qui sont apparus vers 1935. La plupart des ponts soudés ont été construits après 1950 et n'ont pas encore atteint la fin de leur durée de vie de calcul. Néanmoins, un nombre non négligeable d'endommagements sont connus, surtout dans le domaine des dalles orthotropes, dus à l'inexpérience et au manque de connaissances vis-à-vis de la résistance à la fatigue aux débuts de l'application des techniques de soudage. Une autre cause de ces endommagements est l'augmentation considérable et non prévue du trafic.

C'est pour cela qu'une évaluation appropriée des étendues de contrainte dans le passé, le présent et dans l'avenir, a une grande influence sur l'évaluation adéquate de la durée de vie résiduelle à la fatigue.

2.3. Buts

Les buts des recommandations sont les suivants :

- Présentation d'une procédure pas à pas pour l'évaluation à la fatigue des ponts existants (cf. paragraphe 3) ;
- Description des charges et approches pour en obtenir des informations plus détaillées (cf. paragraphe 0) ;
- Description des matériaux et approches pour en obtenir des informations plus détaillées (cf. paragraphe 0) ;
- Description de l'identification et de la modélisation de la structure (cf. paragraphe 0) ;
- Description des méthodes de détection des fissures de fatigue (cf. paragraphe 0) ;
- Description des mesures correctives qui pourraient être choisies au cas où l'évaluation à la fatigue montrerait une durée de vie résiduelle inexistante ou insuffisante (cf. paragraphe 0) ;
- Présentation des exemples de calcul expliquant l'application de la procédure d'évaluation proposée (cf. paragraphe 5).

La procédure est agencée de telle façon qu'à chaque étape les données pour l'évaluation correspondent mieux à l'état réel de la structure à évaluer et l'évaluation devient ainsi de plus en plus réaliste. D'autre part, chaque étape supplémentaire nécessite plus de temps et de ressources mais aussi un niveau de connaissances nécessaire plus élevé pour mener à bien cette évaluation.

2.4. Critères d'acceptation de risque

L'évaluation de la fiabilité d'une structure existante a pour le but de découvrir si son fonctionnement restera en sécurité pendant une durée de vie résiduelle spécifiée. Néanmoins, comme la sécurité et la fiabilité des structures diminuent souvent avec le temps, en raison d'un processus de détérioration (p.ex. fissuration due à la fatigue ou processus de corrosion), une structure existante aura un coefficient de sécurité moindre par rapport à une structure neuve. Pour l'évaluation de la fiabilité d'une structure existante, les questions suivantes se posent :

- Quelles sont les conséquences si l'on accepte un moindre coefficient de sécurité et quels sont les risques associés ?
- Comment définir les critères d'acceptation du risque ?
- Quels sont les objectifs de sécurité pour de telles structures ?

La définition des critères d'acceptation du risque peut – en général – être basée sur quelques aspects importants vis-à-vis de la fiabilité de structures :

- **Redondance** : beaucoup de normes pour les structures existantes (p.ex. [5]) mais aussi certaines pour les structures neuves (p.ex. [6]) font une relation entre la probabilité de défaillance et la redondance de la structure. En ce qui concerne la redondance, on peut différencier la redondance de la structure entière et la redondance d'un élément structurel mais aussi leur type de ruine, p.ex. ruine ductile ou rupture fragile.
- **Importance de la structure et conséquences de la ruine** : ce critère dépend de l'importance socio-économique de la structure même. Par exemple, les critères d'acceptation de risque pour un pont autoroutier majeur peuvent être plus sévères que pour un pont de route départementale. Bien entendu, on examine aussi la conséquence de la ruine d'une structure en fonction de la sécurité des personnes.
- **Niveau d'inspection** : une caractéristique importante dans la définition de l'acceptation de risque de structures existantes est la possibilité d'inspection des éléments structurels et les intervalles d'inspection associés. Il est évident ici que pour les éléments qui ne sont pas facilement accessibles (p.ex. éléments « cachés » ou enrobés) il convient que les critères d'acceptation soient plus sévères par rapport aux éléments d'accès aisé. En ce qui concerne les intervalles d'inspection, on peut dire que plus les intervalles d'inspection sont espacés dans le temps, plus important est le risque dont il faut se prémunir.

La définition d'un niveau de sécurité adéquat pour l'acceptation du risque de structures existantes peut être faite par l'établissement de valeurs cibles des indices de fiabilité β (cf. paragraphe 0), en prenant en compte les points donnés ci-dessus. (Certaines valeurs cibles explicites sont données dans [7] ou [8]). Néanmoins, la définition des critères d'acceptation du risque basée sur les indices de fiabilité cibles exige de connaître les procédures d'évaluation probabiliste, ces dernières ne pouvant être faites que par des experts. Pour pallier ce problème, certaines normes proposent un ensemble de coefficients de sécurité facile à appliquer qui couvrent les points majeurs d'acceptation du risque, comme la redondance ou les conséquences de ruine d'un élément structurel. Une telle procédure est donc bien plus facile pour évaluer des structures existantes et elle est en général compatible avec le calcul aux états limites ultimes de structures neuves.

Un résumé sur les différentes façons de définir les critères d'acceptation du risque et les niveaux de sécurité correspondants est donné dans la référence [9].

3. PROCEDURE D'EVALUATION A LA FATIGUE POUR LES PONTS EXISTANTS

3.1. Introduction

La fatigue est un cas particulier de détérioration qui est d'une grande importance pour l'évaluation de ponts existants. L'évaluation d'une structure existante a pour but de vérifier que celle-ci va servir en sécurité tout au long d'une durée de vie résiduelle spécifiée. Elle est en principe basée sur les résultats de l'estimation du risque et du trafic futur, sur l'évaluation des caractéristiques des matériaux et sur la géométrie de la structure dans son état actuel [7]. Dans toute évaluation, il est difficile d'établir les critères de l'acceptation du risque, étant donné que ces derniers doivent être compatibles avec les normes pour les structures neuves (calcul aux états limites, emploi des coefficients de sécurité,...) et avec les paramètres nationaux (valeurs des coefficients partiels). On peut se référer au paragraphe 0 pour plus d'information.

Ce processus peut présenter les étapes suivantes :

1 - Décision d'évaluation. L'évaluation peut être initiée pour des raisons différentes :

- Évolution des conditions d'utilisation : augmentation de la charge d'essieu, augmentation de la charge répartie, augmentation du trafic. Dans tous ces cas, une évaluation de la capacité portante doit être entreprise avant l'évaluation à la fatigue ;
- Accident (choc de véhicules, séisme, crue, etc.) ;
- La durée de vie de calcul a été atteinte ;
- Observation d'une détérioration : défauts ou éléments endommagés sur le pont, augmentation des flèches ou des vibrations, corrosion, etc.

2 - Identification des détails critiques. A ce stade, le pont est considéré comme nouveau, c'est-à-dire évalué avec les normes en vigueur. Cela implique :

- Recherche des informations concernant le pont (dessins, notes de calcul) ;
- Inspection visuelle, évaluation du pont (comment le pont a été construit, quel est son état actuel) ;
- Classification de ces détails critiques.

3 - Si une sécurité suffisante ne peut pas être montrée pour tous les éléments, une évaluation approfondie est nécessaire.

4 - Si nécessaire ou si les conséquences de la ruine sont importantes, une collaboration avec une équipe d'experts peut être faite. Le but reste de proposer au maître d'ouvrage des stratégies possibles, incluant des mesures correctives comme surveillance, réhabilitation ou renforcement.

5 - Analyse de coût. Les coûts et les bénéfices de chaque mesure sur la durée de vie résiduelle et/ou sur le niveau de sécurité, en faisant référence à la continuation de l'existence du pont dans son état actuel, peuvent être évalués et comparés. La stratégie qui assurerait un bilan optimal doit être trouvée.

La procédure est illustrée à la Figure 2.

Le processus de l'évaluation peut être divisé en quatre phases (cf. p.ex. [7] et [10]) qui sont présentées ci-après.

3.2. Phase I : Évaluation préliminaire

Le but de cette phase est de lever les doutes qui peuvent exister concernant la sécurité de la structure en utilisant des méthodes assez simples et en identifiant les parties ou éléments critiques de la structure. Cela est réalisé en utilisant des informations sur la structure à partir des dessins, notes de calcul, comptes rendus des inspections précédentes, visite sur le site et évaluation de l'état actuel. Cette phase est réalisée par l'ingénieur seul et l'évaluation est faite comme si la structure était neuve, c'est-à-dire, en utilisant les normes en vigueur et en faisant des hypothèses conservatrices lorsque l'information est manquante ou incertaine.

Quand on procède à l'inspection, il faut vérifier les points suivants :

- Est-ce que le pont actuel est conforme aux dessins ? Sinon, quelles sont les différences ?
- Est-ce que le pont a été modifié (réhabilitation, renforcement, changements du système statique, etc.) ?
- Y a-t-il évidence visuelle de dégradation (joints de chaussées et/ou appuis endommagés, corrosion, fissures, etc.).

Pour effectuer une évaluation de la durée de vie résiduelle d'une structure de pont ou de grue existante, les détails structuraux critiques doivent être identifiés et catégorisés. La relation quantitative entre les étendues de contrainte et le nombre de cycles à la ruine doit être connue. Il convient d'utiliser les courbes S-N à double pente de l'Eurocode 3, Partie 1-9 [11] (cf. Figure 3).

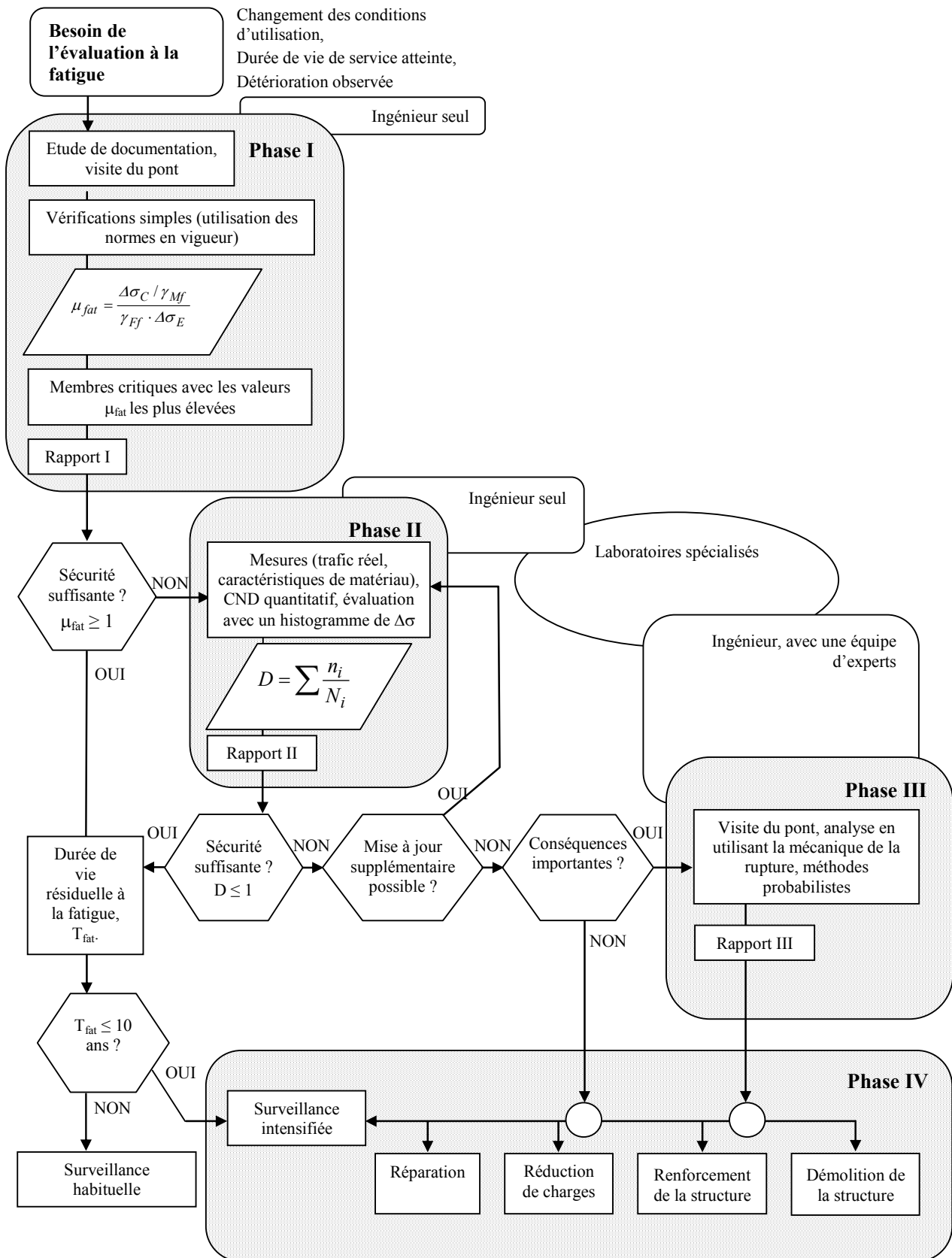


Figure 2 : Procédure de l'évaluation à la fatigue pour les ponts existants

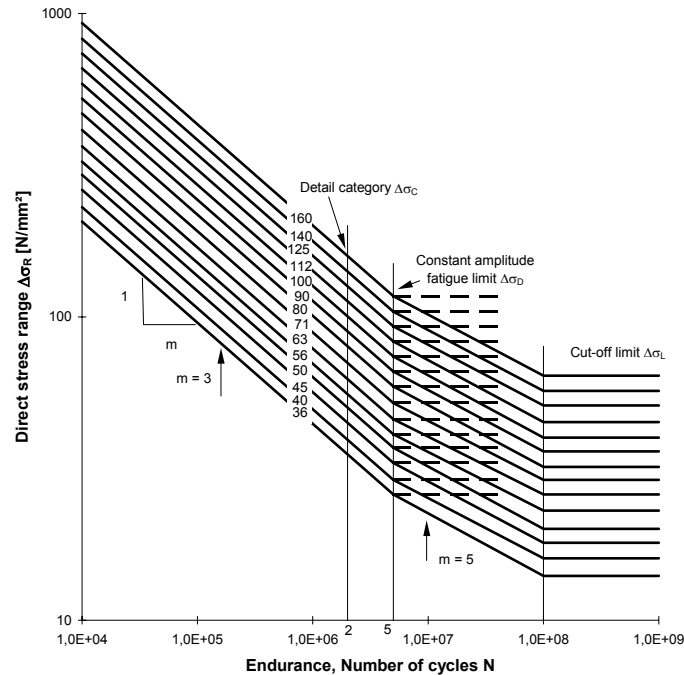


Figure 3 : Courbes de résistance à la fatigue pour les étendues de contrainte nominales

Les détails constructifs critiques peuvent être identifiés par un calcul simple qui donne une bonne estimation du niveau de sécurité de chaque détail sur le pont. Pour l'état limite de fatigue, ce niveau de sécurité peut s'exprimer par :

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E} = \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_E} \quad \text{(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1)}$$

style dans ce document.-1)

- μ_{fat} : niveau de sécurité
- γ_{Ff} : coefficient partiel pour l'étendue de contrainte équivalente $\Delta\sigma_E$
- $\Delta\sigma_E$: étendue de contrainte équivalente pour $2 \cdot 10^6$ cycles
- $\Delta\sigma_C$: résistance à la fatigue pour $2 \cdot 10^6$ cycles (catégorie de détail)
- γ_{Mf} : coefficient partiel pour la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_C$

Les règles de détermination des γ_{Ff} , $\Delta\sigma_E$, $\Delta\sigma_C$ et γ_{Mf} sont données dans les normes actuelles, telle que [11] et [12]. Pour les divers détails constructifs, $\Delta\sigma_C$ est donnée sous forme de tableaux avec la description du détail et la direction de la contrainte appliquée.

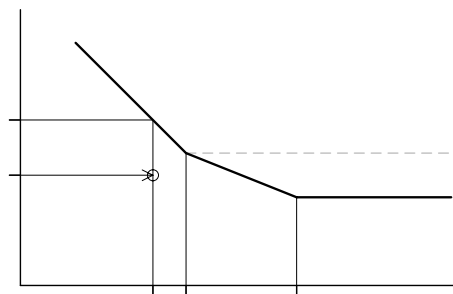


Figure 4 : Évaluation préliminaire

Pour les **structures rivées**, il convient d'utiliser la catégorie de détail 71, cf. Figure 5. La Figure 6 montre cette courbe et une courbe additionnelle selon ORE [13] en comparaison avec plus de 125 essais de fatigue grandeur nature. (L'analyse statistique complète de ces essais peut être trouvée à la référence [14]). Il convient de noter que les résultats d'essais évalués considèrent aussi les poutres rivées qui présentaient une désolidarisation entre éléments.

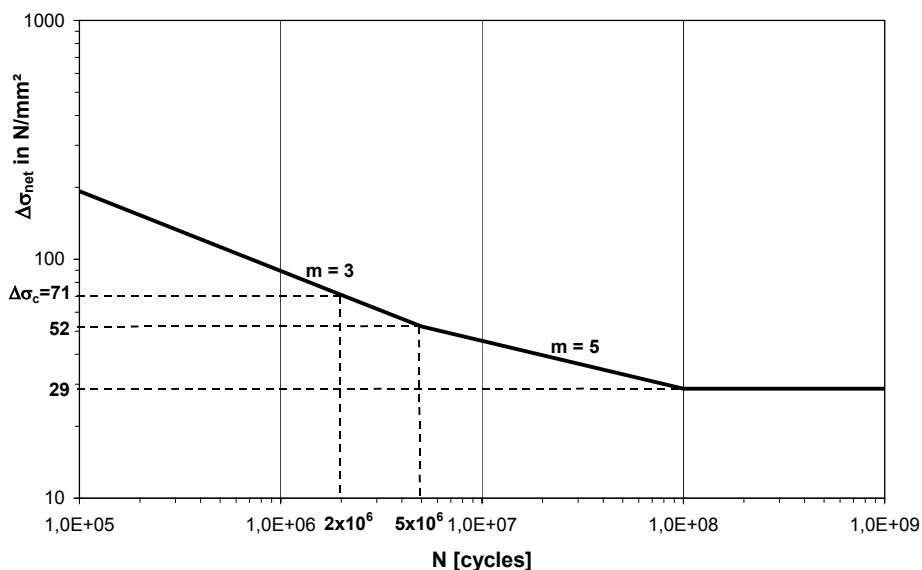


Figure 5 : Courbe S/N pour l'évaluation à la fatigue des anciens ponts rivés

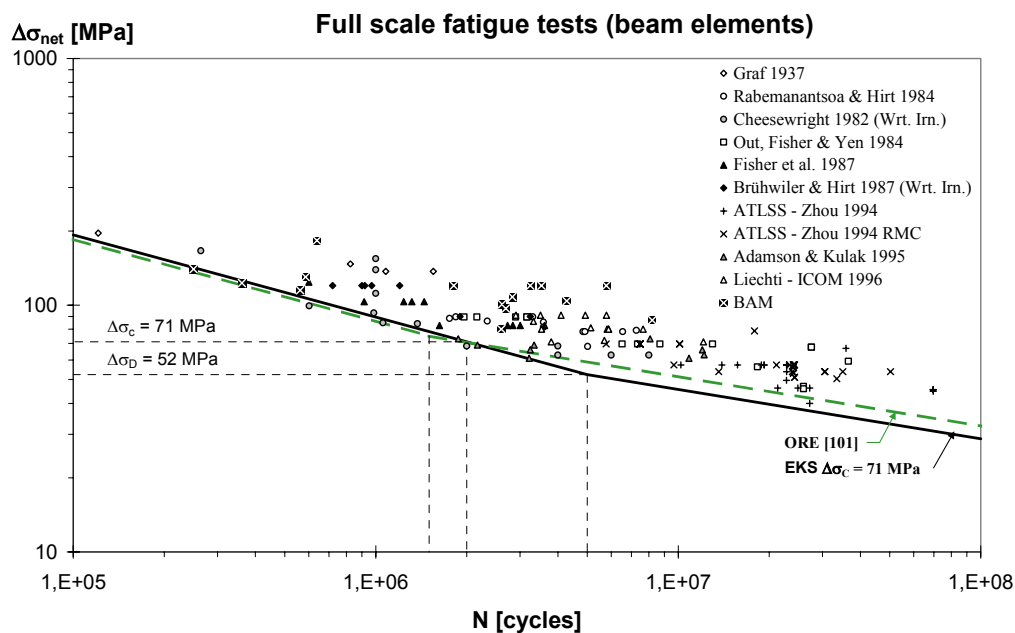


Figure 6 : Deux courbes S-N différentes en comparaison avec les résultats d'essais

En ce qui concerne les structures **soudées ou boulonnées** existantes, il convient d'utiliser les catégories de détail données dans l'Eurocode 3, Partie 1-9 [11] (cf. Figure 3). Néanmoins, il faut s'assurer que la géométrie de cordon de soudure est proche de celles fabriquées aujourd'hui en soudage manuel. Sinon, des essais de fatigue sont obligatoires.

Pour $\mu_{fat} \geq 1$, le détail examiné satisfait les exigences de sécurité vis-à-vis de la fatigue. Pour $\mu_{fat} < 1$, la sécurité à la fatigue doit être réévaluée. Avec ce moyen d'analyse pour les éléments (détails) d'une structure, on peut faire une liste des priorités pour une évaluation plus détaillée. Une fois la liste des détails critiques établie, le calcul de la durée de vie résiduelle peut être entrepris.

A la fin de cette Phase I, il convient de rédiger un rapport (cf. Figure 2) pour identifier les éléments critiques, pour résumer les calculs entrepris et pour donner les conclusions. Ce rapport donnera au client et aux ingénieurs responsables des évaluations plus détaillées des informations utiles ainsi que des justifications pour une action ultérieure.

3.3. Phase II : Investigation détaillée

Cette phase a pour but de mettre les informations à jour et de faire une évaluation plus fine, mais seulement pour les éléments pour lesquels la sécurité n'est pas assurée. Cela est obtenu avec les inspections quantitatives (en utilisant les méthodes non destructives, par exemple), en utilisant des valeurs mises à jour pour les charges et la résistance, mais aussi en utilisant des modèles de calcul plus exacts (vis-à-vis du système statique ou du comportement structural). Dans cette phase, une entreprise ou une agence spécialisée ou des experts indépendants sont en général sollicités, en plus de l'ingénieur de la Phase I.

Une fois les détails critiques connus – c'est-à-dire les détails avec les valeurs les plus basses de μ_{fat} (Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.–1) –, le calcul de la durée de vie résiduelle peut être fait. Ce calcul prend normalement la forme d'un calcul de l'accumulation de l'endommagement. La loi d'endommagement la plus courante est la loi linéaire d'endommagement de Palmgren-Miner [15] qui peut être de toute simplicité exprimée comme :

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (\text{Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.–2})$$

n_i : nombre de cycles pour l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ du spectre d'étendues de contrainte

N_i : nombre de cycles correspondant à la résistance à la fatigue à l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$

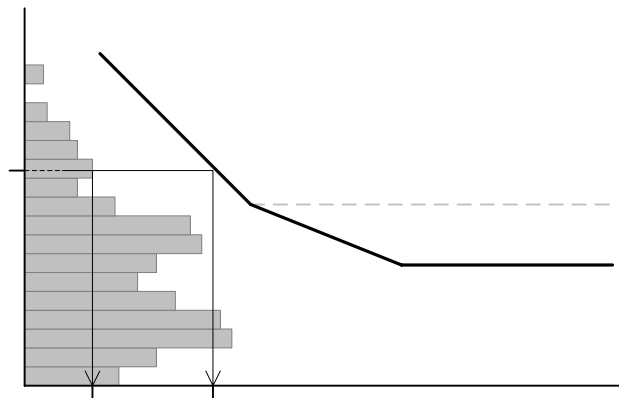


Figure 7 : Calcul du cumul de l'endommagement

En principe, et à un niveau très simple, l'équation (Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.–2) peut être appliquée à une seule étendue de contrainte équivalente (comme dans le cas de l'évaluation préliminaire). Pour une investigation plus détaillée, l'équation peut être appliquée à une multitude d'étendues de contrainte formant un spectre ou un histogramme des étendues de contrainte (cf. Figure 7). Dans les deux cas, N_i est déterminé en utilisant les courbes S-N et la classification de détail correspondante.

Pour le calcul initial, modèles de charge conventionnels et coefficients partiels des normes sont utilisés. Des hypothèses sont aussi faites pour une augmentation du chargement dans l'avenir, d'où les modèles de charge avec des poids élevés. La résistance peut être inférieure (due aux dégradations dans le temps) ou supérieure à la résistance nominale. Des valeurs plus réalistes peuvent être utilisées pour l'évaluation d'un pont existant. Le cas le plus répandu est montré à la Figure 8, où la résistance réelle et les charges

variables réelles sont supérieures par rapport à leurs valeurs nominales, tandis que le poids propre et les charges permanentes réels montrent des valeurs inférieures par rapport aux valeurs nominales.

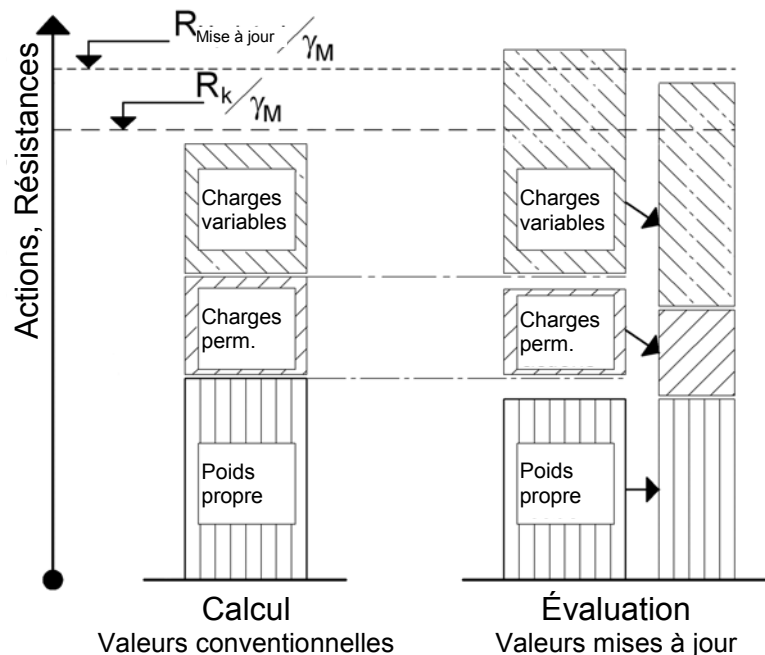


Figure 8 : Calcul initial vis-à-vis de l'évaluation

Pour améliorer l'exactitude de ces calculs, on procède aux opérations suivantes :

- Mise à jour des informations sur le chargement. Au lieu d'utiliser le poids d'essieu et le volume de trafic spécifiés dans les normes en vigueur, on peut utiliser des modèles plus réalistes basés sur le trafic actuel (mesuré). Avec de tels modèles, des prédictions plus fiables de la durée de vie résiduelle pourraient être faites. Ces prévisions mèneront dans beaucoup de cas à une durée de vie résiduelle plus longue. Le paragraphe 0 présente les diverses possibilités pour obtenir cette mise à jour. Cette mise à jour est la plus importante de toutes et il y a lieu de l'entreprendre en premier.
- Mise à jour des informations sur la résistance. La valeur caractéristique de la résistance des courbes S-N est souvent conservatrice. Le type d'acier utilisé sur un pont ancien – en particulier sa ténacité – peut ne pas être connu. Pour obtenir les caractéristiques réelles du matériau (limite d'élasticité, résistance, ténacité), on peut faire des essais sur les éléments remplaçables ou sur de petits échantillons enlevés du pont (cf. paragraphe 0).
- Raffinement du modèle de calcul. Le modèle de calcul est souvent plus conservateur que nécessaire. Les contraintes primaires sont généralement 10 à 40 % plus élevées par rapport aux contraintes réelles dans la structure. Pour la fatigue, ceci signifie une augmentation de la durée de vie de l'ordre de 1,3 à 5,4 fois (en fonction de la pente de la courbe S-N). D'autre part, des contraintes secondaires peuvent aussi être présentes, avec distorsion, vibrations et déformations hors plan. Ces contraintes sont responsables d'un nombre élevé de fissures de fatigue rencontrées dans la réalité. Avec les mesures de contraintes sur le pont, les ambiguïtés vis-à-vis des contraintes et étendues de contrainte peuvent être réduites (cf. paragraphe 0).

Si toutes ces actions ne conduisent pas à un endommagement inférieur à l'unité, les conséquences d'une ruine éventuelle doivent être considérées (cf. Figure 2). En fonction des conséquences de ruine et/ou du coût des évaluations poussées, une analyse experte peut être justifiée.

Comme pour la Phase I, cette phase devrait aussi se terminer par un rapport précisant les mesures effectuées, les calculs entrepris et les conclusions.

3.4. Phase III : Investigation experte

Lorsque les conséquences sont importantes en termes de risque ou de coûts vis-à-vis de la décision, une équipe d'experts devrait être consultée pour vérifier attentivement les conclusions et les propositions obtenues dans la Phase II. Discussions et évaluations supplémentaires avec l'utilisation d'outils spécifiques

(mécanique de la rupture, méthodes probabilistes, etc.) peuvent aussi être entreprises pour aider à la décision.

Encore une fois, à la fin de cette Phase III, il convient de rédiger un rapport (cf. Figure 2) pour passer en revue les calculs entrepris et donner des conclusions.

3.4.1. Mécanique de la rupture

Jusqu'à ce point, l'évaluation à la fatigue a été menée en utilisant la méthode des courbes S-N. Cette méthode a l'avantage d'être relativement simple et largement adoptée par la profession. Elle a pour appui une base de donnée importante des résultats d'essais à petite et grande échelle sur les détails constructifs différents. Malgré ces avantages, la méthode des courbes S-N a plusieurs inconvénients dont le plus important est qu'elle ne peut pas traiter l'information sur la taille de fissure et sa propagation anticipée. L'utilisation de la mécanique de la rupture peut être utile dans les cas où la taille d'une fissure est connue. Ceci couvre les situations où une fissure de fatigue a été découverte et où la durée de vie résiduelle est à évaluer.

Une fois un modèle approprié choisi, il faut déterminer les valeurs pour différents paramètres. Cela pourrait s'avérer être une tâche assez difficile, étant donné que certains de ces paramètres peuvent varier considérablement, et que de petits changements dans certains de ces paramètres peuvent avoir un effet considérable sur la durée de vie résiduelle calculée. Pour pallier à cet inconvénient, les commentaires suivants sont donnés :

- Dans la mesure du possible, il convient d'évaluer les paramètres entrants à partir de mesures (géométrie de détail et de cordon de soudure, taille de fissure, étendue de contrainte) et/ou d'essais sur le matériau (coefficients C et m de la loi de Paris, limite d'élasticité, facteur d'intensité de contrainte). Si ce n'est pas possible, il convient de prendre les valeurs issues des cas similaires de la littérature. En cas de doute, il convient de choisir des valeurs conservatrices.
- Il convient d'entreprendre d'études de sensibilité pour déterminer les conséquences de diverses hypothèses faites sur les valeurs de paramètres mentionnés ci-dessus.
- Pour les tailles de fissure initiales, il existe plusieurs approches :
 - Soit on choisit la taille mesurée sur place (sur le détail en cause ou un détail semblable) ;
 - Soit on choisit la valeur calibrée par un calcul à l'envers pour des détails semblables ;
 - Soit on sélectionne une valeur basée sur ce qui est connu comme « la plus petite fissure détectable » pour la technique non destructive d'inspection utilisée.
- De même, plusieurs approches existent en ce qui concerne la taille de fissure critique. Cette dernière peut être prise égale à l'épaisseur de la pièce fissurée ou à un pourcentage de cette épaisseur. En alternative, cette taille peut être limitée par un critère émanant de critères vis-à-vis de la rupture brutale [16].

Ces méthodes peuvent être aussi utiles pour la détermination des fréquences d'inspections, par exemple, ou pour la comparaison de l'efficacité des différentes méthodes d'inspection, dans le sens de leur capacité de découvrir la fissure d'une taille donnée. Il s'agit d'une approche assez complexe (par rapport à la méthode de classification), même si elle est couverte par une littérature abondante [17].

3.4.2. Méthodes probabilistes

Il a été mentionné plus haut que la variation de certains paramètres peut avoir une grande influence sur la durée de vie résiduelle. Un moyen de considérer ces variations plus explicitement est d'appliquer les méthodes probabilistes. Ces dernières peuvent être utilisées avec les deux méthodes abordées, à savoir la méthode des courbes S-N et la méthode de mécanique de la rupture.

Les méthodes probabilistes consistent en premier lieu à déterminer la probabilité de défaillance P_f ou l'indice de fiabilité β (lui directement associé) d'un détail constructif. Dans le cas de la fatigue (qui est un processus de détérioration dans le temps), ces deux valeurs (reliées directement entre elles) sont en général présentées en fonction du temps. Différentes normes et recommandations (p.ex. [5], [6], [7]) donnent des valeurs cibles maximales pour P_f (et/ou minimales pour β) pour les structures neuves et existantes. En comparant ces valeurs cibles aux valeurs obtenues par le calcul, une estimation de la durée de vie résiduelle peut être obtenue. Un exemple de résultat de tels calculs est montré à la Figure 9.

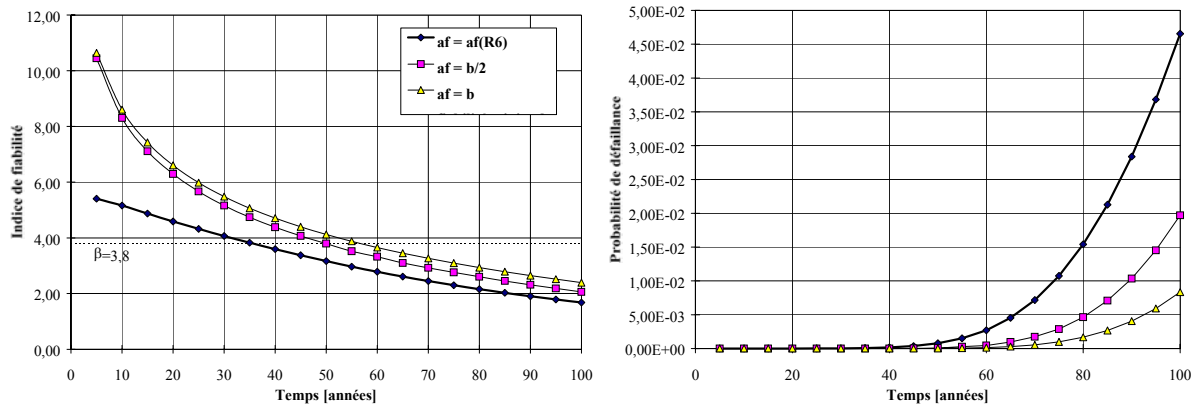


Figure 9 : Indice de fiabilité et probabilité de défaillance dans le temps [16]

Nombreux chercheurs ont proposé des modèles probabilistes qui permettraient à l'ingénieur de voir l'effet de différentes stratégies d'inspections sur la probabilité de défaillance (ou sur l'indice de fiabilité) avec le temps. En fait, seules les mesures correctives ont un effet sur la vraie probabilité de défaillance. Ce que les inspections apportent, c'est une réduction du niveau d'incertitude sur l'état actuel du pont, ce qui – à terme – modifie les distributions probabilistes des différents paramètres sur la base de ces nouvelles informations. Un exemple est donné à la Figure 10.

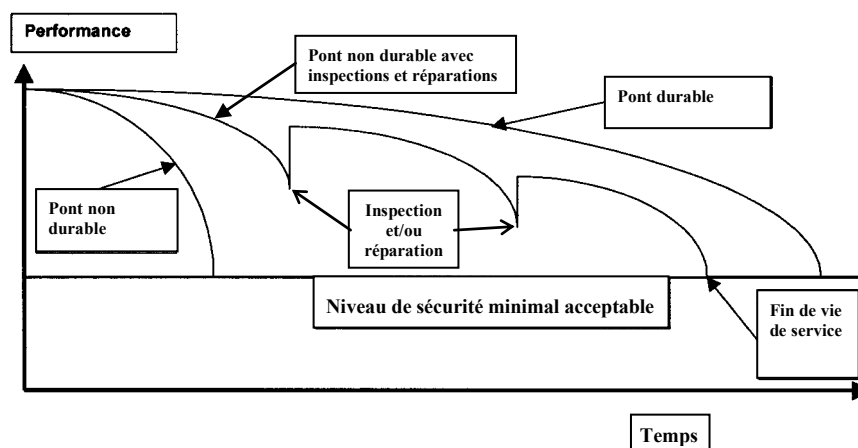


Figure 10 : Réévaluation de la probabilité avec les inspections [18]

3.5. Phase IV : Mesures correctives

Le but de cette dernière phase est de proposer des mesures qui permettraient à une structure d'être utilisée avec une sécurité suffisante. Si aucune des phases d'évaluation (cf. paragraphes 0 à 0) ne donne une justification satisfaisante pour laisser le pont en service tel quel, différentes mesures peuvent être prises. Parmi elles on peut mentionner l'intensification de la surveillance, la réduction des charges, un changement d'utilisation, un renforcement, des réparations ou une réhabilitation.

4. INFORMATIONS COMPLEMENTAIRES

4.1. Informations sur la structure

En ce qui concerne les informations sur la structure, il convient que l'ingénieur utilise les dessins ou les documents de construction à un stade précoce de l'évaluation (Phase I, cf. Figure 2). Il pourrait s'y rendre compte aussi des endroits des fissures de fatigue potentielles et comment les identifier.

Les informations venant des inspections précédentes sont d'un intérêt particulier. Certains pays d'Europe ont des règles pour les inspections régulières [19]. Néanmoins, chaque agence nationale de routes et chaque compagnie de chemins de fer possèdent aussi leurs propres règles. Dans le cas des ponts, ces

inspections ont lieu en principe tous les 5 ou 6 ans. Malheureusement, les réparations ne sont pas toujours documentées ou des informations erronées sont présentées.

Après avoir exploité ces sources, il convient que l'ingénieur entreprenne une première visite de la structure en utilisant l'inspection visuelle pour comparer les dessins avec l'état réel de la structure. Dans les cas où une sécurité suffisante ne peut être obtenue par l'évaluation préliminaire (Phase I), on peut bénéficier des mesures détaillées de la section transversale réelle pour l'investigation détaillée (Phase II) et – dans le cas de la corrosion avancée – des mesures de la section nette restante.

4.2. Informations sur les charges

4.2.1. Poids propre et charges permanentes

En Phase I (cf. Figure 2), les valeurs obtenues en comparant les plans avec l'état réel de la structure sont utilisées avec les coefficients partiels comme pour le calcul d'une structure neuve. En Phase II, des valeurs plus réalistes peuvent être obtenues à partir des mesures de la géométrie de la structure existante.

4.2.2. Charges variables

En Phase I, les étendues de contrainte sont obtenues en utilisant le modèle de charge de la norme en vigueur. En Phase II on peut utiliser un modèle de charge plus complexe, comme – par exemple – le modèle de charge N°4 [20] de l'ENV 1991-3 composé de 5 types différents de camions. Un autre moyen est de chercher si l'information est disponible auprès des autorités compétentes. En particulier, en ce qui concerne les ponts-rails, ces données peuvent être obtenues. Dans le cas des ponts-routes, les points de pesage de camions ou les péages peuvent fournir une information utile. Si ce n'est pas le cas, les poids et les fréquences peuvent être déduits des résultats de campagnes de mesure.

4.3. Informations sur le matériau

Pour un état précoce de l'évaluation (Phase I) – mais aussi pour l'investigation détaillée (Phase II) – les valeurs de calcul des caractéristiques de matériau peuvent être utilisées. Ces valeurs seraient obtenues à partir de la documentation disponible sur la structure, des règles nationales ou des recommandations de la CECM [1].

Si une sécurité suffisante ne peut pas être prouvée dans les deux premières phases (cf. Figure 2) on pourrait bénéficier du fait que les caractéristiques des matériaux peuvent être plus favorables par rapport aux valeurs de calcul. Dans ce cas, il convient de prendre en compte pour une investigation experte (Phase III) l'occasion de faire les essais sur le matériau et – dans de rares cas – aussi pour l'investigation détaillée (Phase II).

S'il est nécessaire d'entreprendre des mesures correctives (Phase IV), il pourrait être indispensable de vérifier la soudabilité des matériaux dans chaque cas de réparation par soudage.

4.3.1. Caractéristiques chimiques et mécaniques

Les plus importantes caractéristiques de matériau sont :

- Valeurs chimiques C, Si, Mn, P, S, N
- Ténacité à la rupture exprimée par K_{Mat} (K_{Ic}), J_{Mat} (J_{Ic} , J_{crit}), σ_K , $\sigma_{K_{th}}$
- Limite d'élasticité R_{eL} , R_{eH} (f_y)
- Résistance à la traction R_m (f_u)

Ces valeurs peuvent être déterminées soit par un essai unique ou – si une base de données suffisamment importante est disponible – par une analyse statistique. Néanmoins, les essais sur le matériau devraient être utilisés exclusivement dans le cas où les valeurs issues des mesures déjà effectuées sur la majorité des matériaux en provenance des ponts anciens (p.ex. [14], [21] et [22]) mènent à des résultats trop conservatifs. De cette façon, les essais sur le matériau prélevé d'un pont ancien seront réduits à quelques cas exceptionnels.

Le Tableau 2 – tiré à partir des recommandations [1] – donne quelques caractéristiques de ces matériaux anciens.

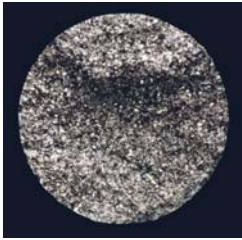
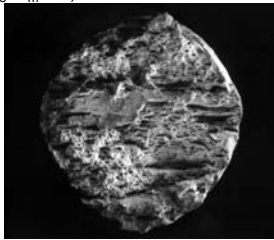
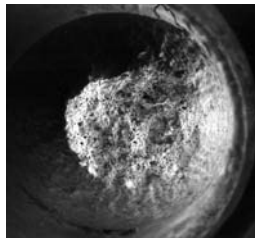
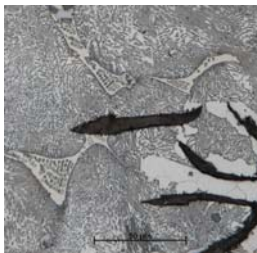
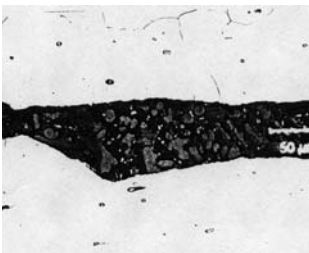
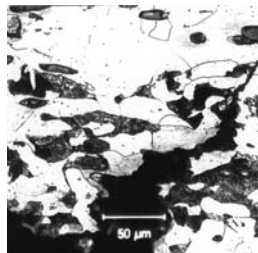
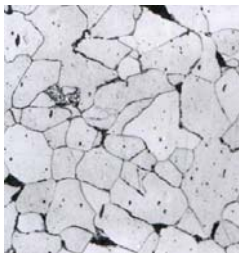
	Fonte	Fer puddlé	Acier doux	Acier moderne
Essai de traction	Très fragile, quasiment pas de plastification 	Élasticité macroscopique uniquement, absence de striction locale, $R_e/R_m \sim 0,7$ 	Striction locale, $R_e/R_m \sim 0,9$ 	Striction locale et lèvres de cisaillement 
Résistance à la traction dans le sens longitudinal	$R_m \sim 85 - 135 \text{ MPa}$ $\varepsilon < 1 \%$	~ 1855 $R_e \sim 203 \text{ MPa}$ $R_m \sim 267 \text{ MPa}$ Dans le sens de laminage : $\varepsilon < 12 \%$	Norme (1892) $R_e \sim 280 \text{ MPa}$ $R_m \sim 370 \text{ à } 440 \text{ MPa}$ $\varepsilon > 25 \%$	DIN 1625 (1925) Min $R_m = 370 \text{ MPa}$ Max $R_m = 450 \text{ MPa}$ $\varepsilon > 25 \%$
Microstructure $\sim 1:400$	 Fonte avec graphite lamellaire ($C > 3\%$)	 Large lignes de scories (env. 70%-FeO, 25%-SiO ₂ , 4%-MnO)	 Fond de fissure de fatigue et impuretés (S)	 Petit grain homogène

Tableau 2 : Schéma d'identification des matériaux anciens

En ce concerne la ténacité, la référence [22] donne – comme le plus adapté – l'échantillon RCT (cf. Figure 11). Une investigation [23] a montré que les résultats obtenus à partir de tels échantillons sont comparables à ceux obtenus à partir d'échantillons types, sous réserve qu'ils aient été faits par un expert de ce domaine. Dans le cas contraire, de grosses différences pourraient apparaître.

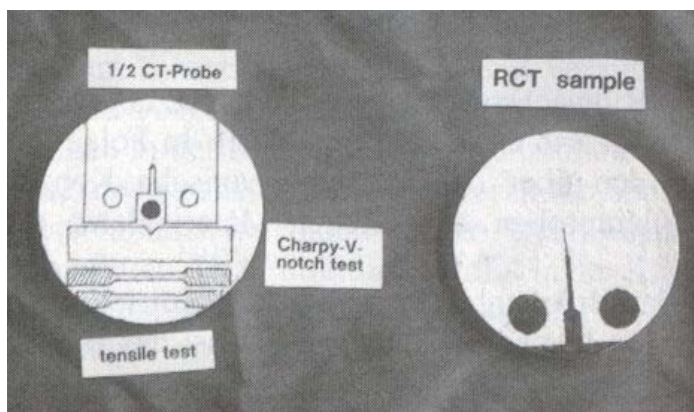


Figure 11 : Échantillons circulaires d'une structure de pont avec des spécimens dessinés [22]

Pour des cas exceptionnels où l'échantillonnage avec un diamètre de 60 mm s'avère toujours trop grand, un diamètre de 45 mm pourrait être utilisé [24] (cf. Figure 12).

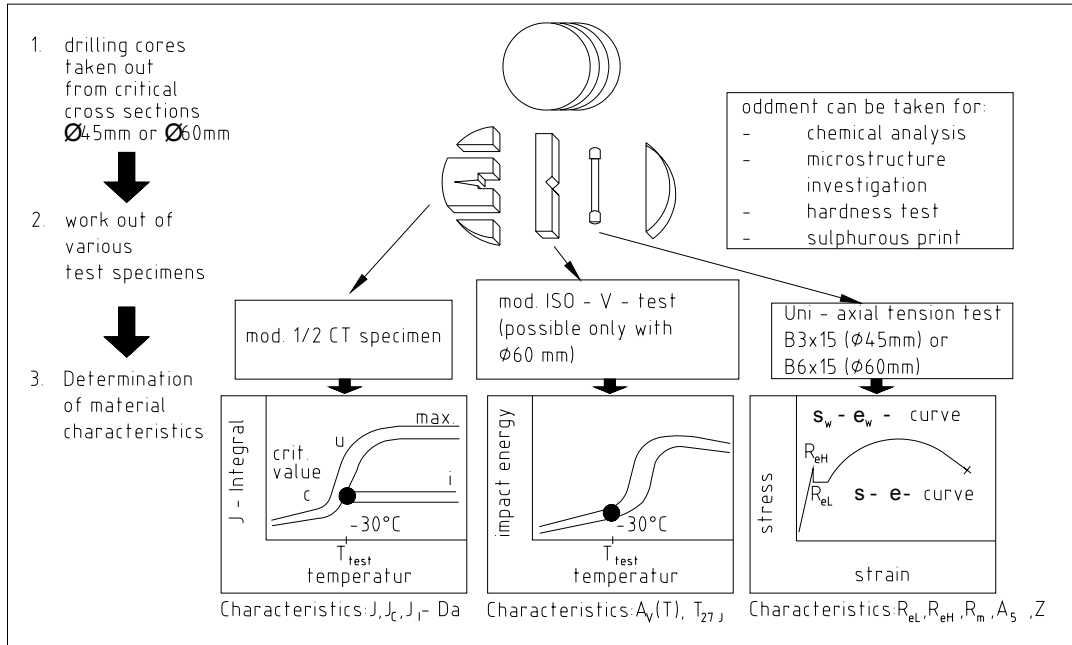


Figure 12 : Détermination des caractéristiques de matériau avec des échantillons réduits [24]

4.3.2. Preuve de soudabilité des matériaux anciens

Une attention particulière doit être portée à la question de la soudabilité de ces matériaux anciens. Les éléments construits en fer puddlé ou en fonte ne peuvent être ni soudés ni soumis à un autre processus thermique. Pourraient déroger à cette règle les éléments chargés en compression, mais uniquement après des essais de soudabilité. L'acier doux satisfait généralement les exigences de la norme EN 10025 et pourrait être considéré comme soudable pour des renforcements. Néanmoins, il est recommandé de faire dans tous les cas des essais additionnels pour vérifier sa soudabilité. Les aciers modernes, normalement utilisés à partir de 1966, ont des caractéristiques de matériau données dans les normes en vigueur (p.ex. EN 10025, EN 10113, EN 10137, etc.).

D'après la référence [25] un essai simple peut être fait (cf. Figure 13). Si le cordon de soudure se déforme sans rupture, le matériau peut être considéré comme soudable. Cet essai n'est pas très sophistiqué, mais il peut s'avérer utile dans les cas urgents ou dans les cas où un laboratoire spécialisé n'est pas disponible dans les délais exigés. Il n'est pas recommandé si d'autres méthodes sont disponibles.

Essai de ductilité

Essai de durcissement du métal de base

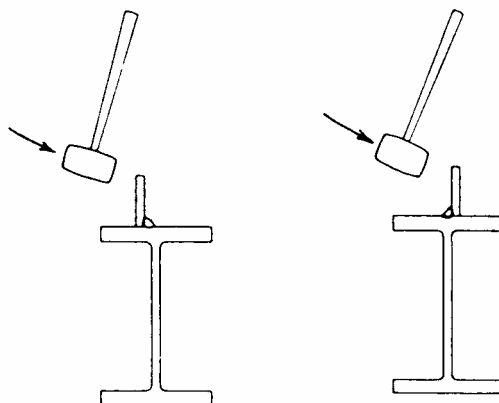


Figure 13 : Essai de soudabilité simple

4.4. Identification et modélisation de la structure

Pour déterminer précisément les effets d'actions (solllicitations, contraintes, etc.), une modélisation correcte du fonctionnement de la structure doit être faite. Dans un calcul de structure, le comportement de structure est généralement séparé en deux systèmes distincts : système primaire et système secondaire. Pour l'évaluation, la modélisation de la structure est d'abord faite de la même façon qu'au calcul initial où – par exemple – un modèle 2D a été utilisé pour le système primaire. S'il est nécessaire d'approfondir l'évaluation, une modélisation plus précise est effectuée, soit en représentant le système principal en 3D soit en incluant les éléments secondaires dans un modèle intégral.

Un autre moyen d'identifier le comportement de la structure est de faire des mesures (de déformations, de contraintes, etc.).

4.5. Détection des fissures de fatigue

Tous les endommagements constatés doivent être listés pour une décision ultérieure vis-à-vis des mesures correctives (cf. paragraphe 0).

Mise à part l'inspection visuelle de base, les méthodes pour la recherche de fissures de fatigue sont des **méthodes non destructives**. Vu la complexité de certaines de telles méthodes, il peut être utile de mesurer les déformations pour limiter le nombre des détails constructifs à évaluer à un strict minimum. Sinon, il est logique d'inspecter les détails qui ont montré une faible résistance à la fatigue dans le passé.

Ces méthodes non destructives sont a priori à privilégier par rapport aux méthodes destructives. Chaque méthode non destructive a ses propres limites (cf. Tableau 3).

Méthode		Application	Coût
Magnétoscopie		Détection de fissures de surface	Faible
Ressuage		Détection de fissures de surface	Faible
Radiologie industrielle		Détection de fissures de surface ou peu profondes ; Utilisable aussi dans les éléments composés	Modéré
Contrôle par ultrasons		Détection de fissures possible dans certains cas : • Assemblages rives, • Sections laminées, p.ex. entre la semelle et l'âme	Faible
Courants de Foucault		Détection de fissures dans les trous de rivets, après l'enlèvement de rivets ; Détection de fissures dans les plaques de faible épaisseur	Faible
Senseurs à fibres optiques		Surveillance lors de la propagation de fissures	Élevé
Émission acoustique		Détection de fissures de surface ou peu profondes ; Identification de fissures « actives » uniquement	Peu appliquée

Tableau 3 : Méthodes non destructives applicables aux ponts métalliques

Les recommandations [1] donnent des spécifications plus détaillées et quelques suggestions pour l'utilisation des méthodes non destructives disponibles.

4.6. Mesures correctives

Après l'identification des fissures et la compréhension des causes de cet endommagement, des mesures correctives doivent être choisies (Phase IV, cf. Figure 2).

En général, l'ingénieur doit identifier les détails qui présentent la plus grande sensibilité à la fatigue dans une structure. Les zones privilégiées de fissuration de fatigue diffèrent entre les ponts soudés et ponts rivés. Les recommandations donnent un aperçu des problèmes de fatigue le plus souvent rencontrés dans les ponts existants, avec les propositions adéquates pour la réparation et/ou renforcement. Le Tableau 4 présente deux exemples choisis parmi les nombreux cas figurant dans les recommandations [1].

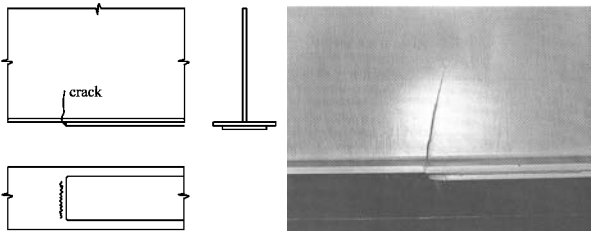
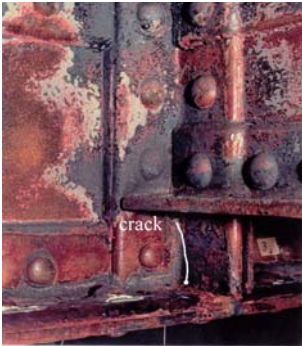
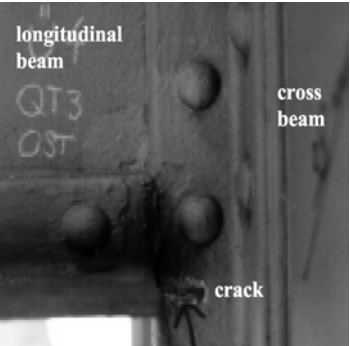
Ponts	Ruine de fatigue type	Réparation	Renforcement
Soudés	Plaque additionnelle Fissures au pied de cordon de soudure transversale  Voyageurs	En fonction de la longueur de la fissure : - Fissures longues, $L < 40$ mm : trous d'arrêt et platines avec boulons HR - Fissures courtes, $L < 10$ mm : traitement de surface comme refusion TIG ou grenailage	- amélioration du pied de cordon - traitements de surface comme meulage et/ou grenailage - ajout d'une plaque ou des fibres polymères - éclissage avec des boulons HR ou boulons injectés
Rivés et boulonnés	Assemblage longrine – pièce de pont Fissures dans l'assemblage entre une pièce de pont et une longrine  	- réduction de la rigidité par le perçage de grands trous - changement des éléments structuraux	- réduction de la rigidité par le perçage de grands trous - changement des éléments structuraux

Tableau 4 : Ruines de fatigue types et mesures correctives souvent utilisées

5. EXEMPLE DE CALCUL : DÉTERMINATION DE LA DURÉE DE VIE RÉSIDUELLE D'UN PONT- RAIL RIVÉ

5.1. Général

Un pont-rail rivé à voie unique, construit en 1895, a été choisi pour cette analyse. Le pont est composé de deux poutres-treillis identiques (cf. Figure 14). En 2000, après plus de 100 ans de service, il a été décidé d'évaluer la durée de vie résiduelle éventuelle de ce pont, sa durée de vie de calcul ayant été atteinte.

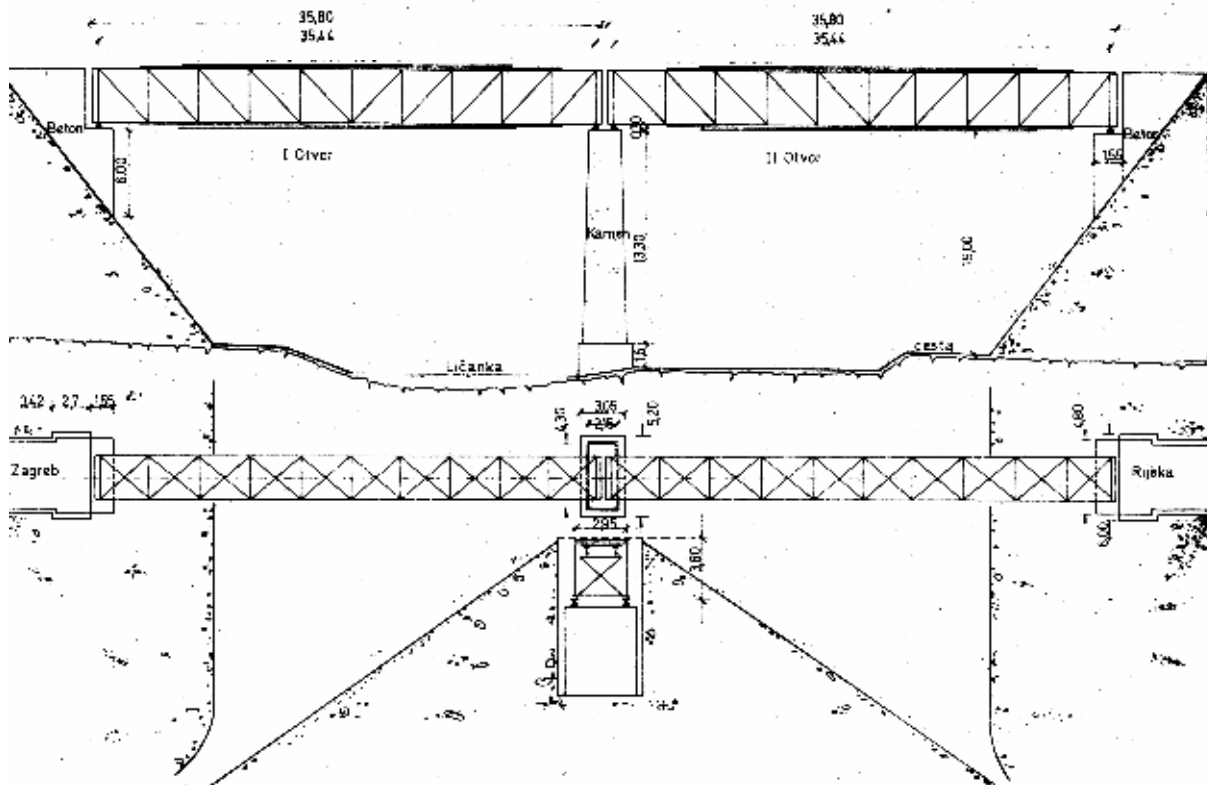


Figure 14 : Vue générale du pont-rail en poutres-treillis

En ce qui concerne le nombre de locomotives et de wagons :

- Le pont est situé sur un tronçon avec une pente importante ;
- Une locomotive peut tracter 500 t sur cette pente ;
- Par exemple, quatre locomotives seraient nécessaires pour un train de 2000 t ;
- Après le passage du pont, trois locomotives retournent au point de départ et celle qui reste continue à tracter le train.

5.2. Base de calcul

Comme le pont a été en service pendant 105 ans (1895-2000), il y existe une plus grande probabilité de défaillance vis-à-vis de la fatigue que vis-à-vis de la surcharge statique [26].

Le système statique de la poutre-treillis est montré à la Figure 15.

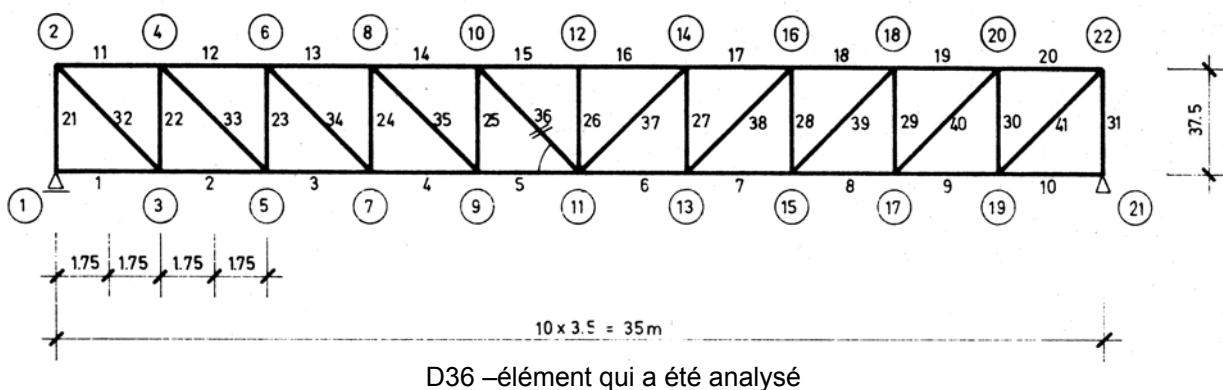


Figure 15 : Système statique de la poutre principale

Il y a lieu de préciser ici que chacun des éléments de structure a une durée de vie différente à la fatigue. La diagonale au milieu de la travée (D-36) a été estimée comme l'élément le plus critique. Le plus grand

nombre de cycles et la plus grande étendue de contrainte sont attendus dans cet élément (les ordonnées de la ligne d'influence sont positives et négatives). Il a été confirmé par des mesures que la plus grande étendue de contrainte a été trouvée dans cet élément.

Propriétés de l'élément D-36 :

- Section transversale : 4L 80x10
 $A_{\text{gross}} = 4 \cdot 15,1 = 60,4 \text{ cm}^2$
 $A_{\text{net}} = 4 \cdot 13,0 = 52,0 \text{ cm}^2$
- Assemblages avec des rivets $\phi 16$
- Longueur de l'élément $L = 5,13 \text{ m}$

5.3. Choix de la courbe S/N

L'élément analysé a été constitué en utilisant des rivets, ce qui correspond (cf. Figure 5) à la catégorie de détail 71.

5.4. Phase I : Évaluation préliminaire

L'évaluation préliminaire (cf. Figure 2) n'a pas été faite ici, car il a été décidé d'aller directement à la Phase II, étant donné que les informations détaillées sur le trafic pour la sommation de Miner étaient disponibles.

5.5. Phase II : Investigation détaillée

Les données sur le trafic ont été tirées des archives ferroviaires. Dans le cas où il n'y avait pas de données, les valeurs ont été estimées à l'aide des lignes de tendance. Les données suivantes ont été utilisées :

- Nombre de trains par an, cf. Figure 16 ;
- Marchandises transportées par an, cf. Figure 17.

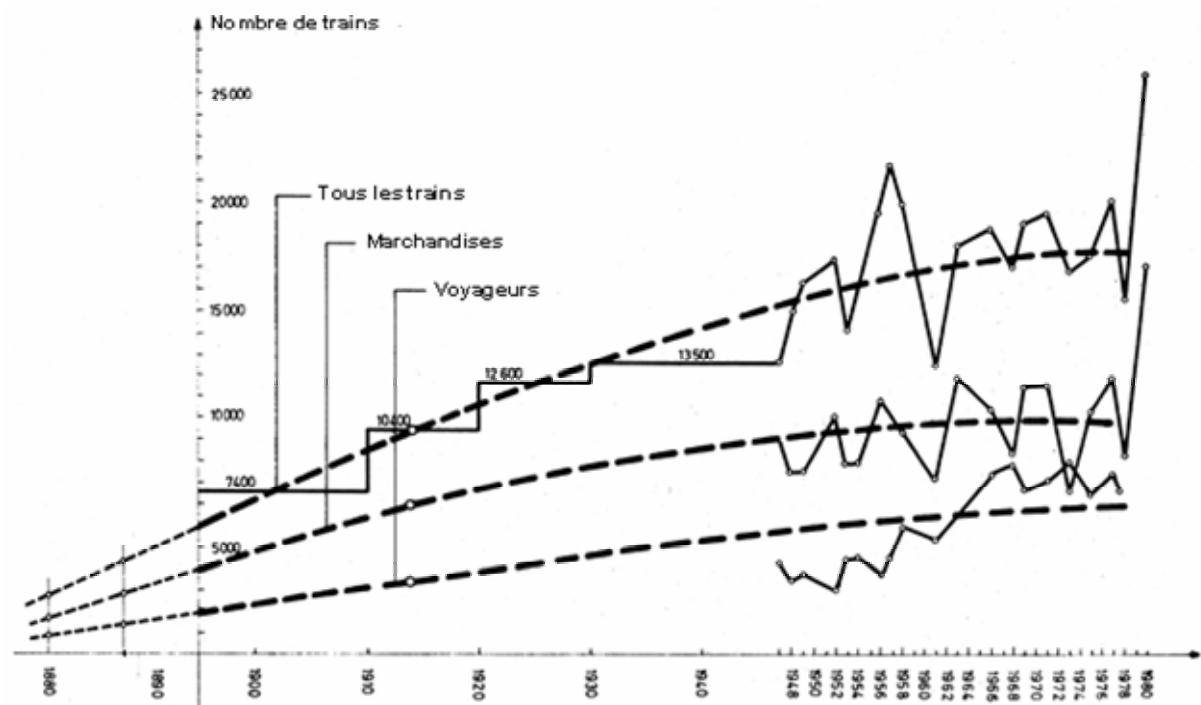


Figure 16 : Nombre de trains par an

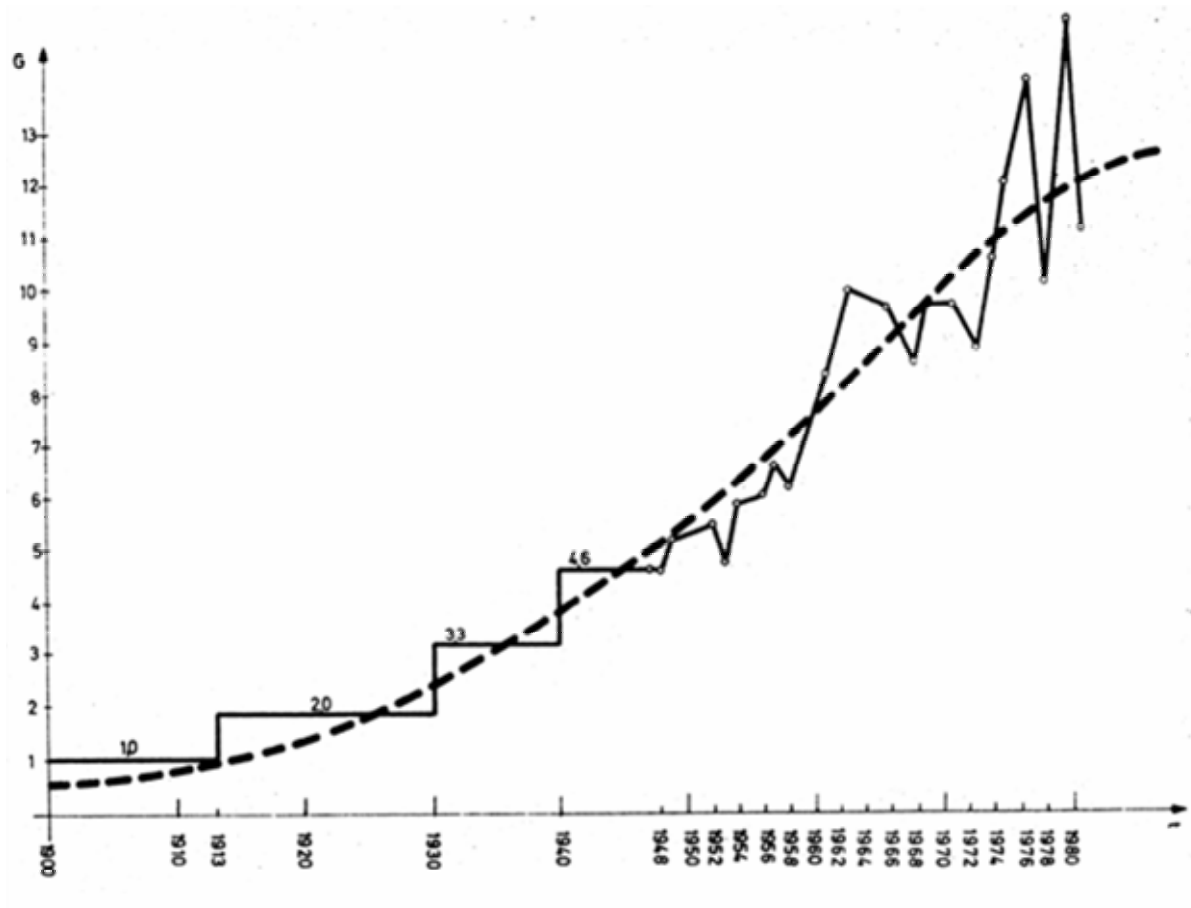


Figure 17 : Totaux des marchandises transportées par an

Les données concernant les locomotives et les wagons sont données dans les tableaux suivants.

Années	Masse du wagon de marchandises [tonne/m]		Masse du wagon passager [tonne/m]
	Vide	Chargé	
1895 - 1913	1,6	2,8	2,0
1914 - 1959	1,6	4,6	2,0
1960 - 1980	1,6	6,4	2,0

Tableau 5 : Données concernant les wagons

Années	Type de locomotive
1895 - 1913	S 123
1914 - 1946	S 32
1947 - 1959	S 38
1960 - 1980	E 362, 2E 362, E 320

Tableau 6 : Données concernant les locomotives

Les caractéristiques de types particuliers de locomotives sont montrées à la Figure 18.

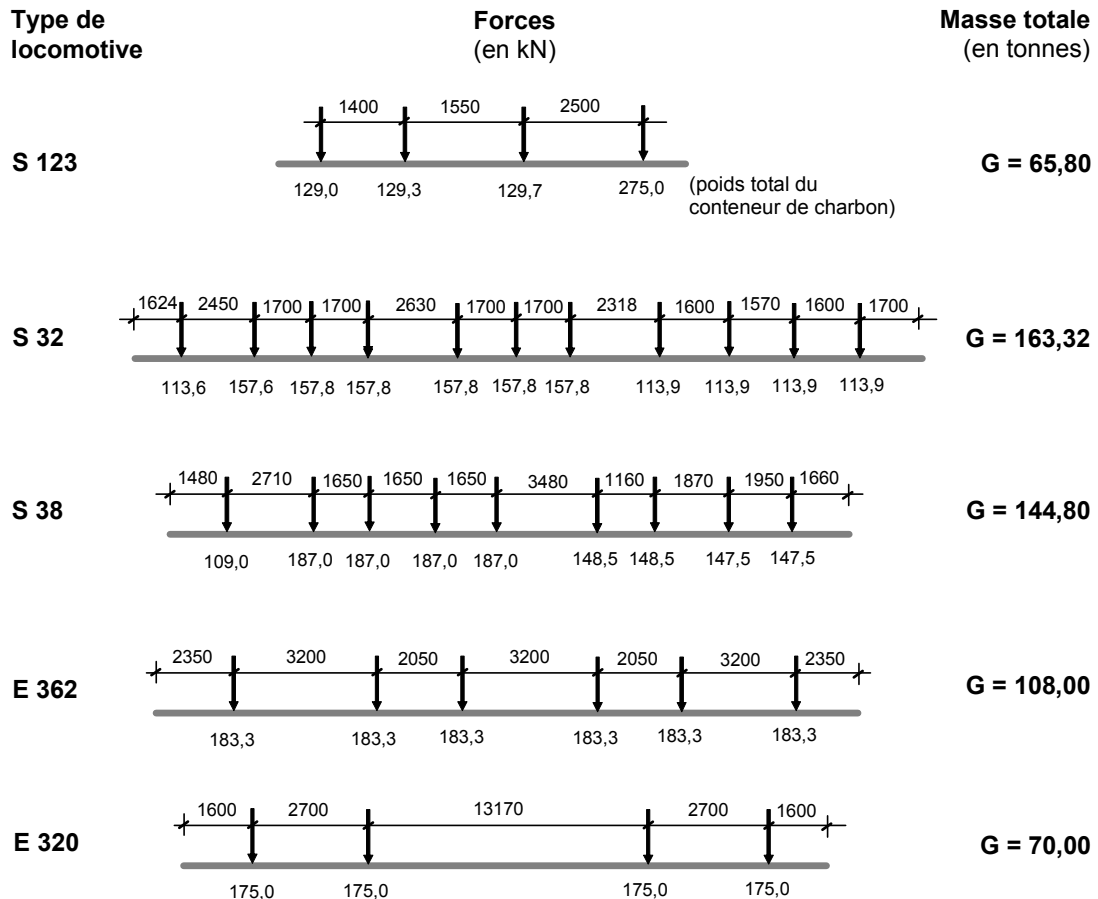


Figure 18 : Distance entre essieux et charges par essieu

5.6. Formation du spectre d'étendues de contrainte

Sur la base des données du paragraphe 0 mais aussi des données sur les sections transversales nettes de l'élément D-36 (cf. paragraphe 0), l'étendue de contrainte et le nombre de passages ont été obtenus (période 1895 – 1980) :

Wagon de passagers (1 type) $\Delta\sigma = 15,0 \text{ MPa}$ $n = 784\,284$

Wagon de marchandises (3 types) $\Delta\sigma = 17,4 \text{ MPa}$ $n = 90\,680$

$\Delta\sigma = 25,6 \text{ MPa}$ $n = 481\,834$

$\Delta\sigma = 33,8 \text{ MPa}$ $n = 879\,545$

Locomotive (5 types)

S 123 $\Delta\sigma = 44,8 \text{ MPa}$ $n = 140\,220$

S 32 $\Delta\sigma = 61,0 \text{ MPa}$ $n = 368\,580$

S 38 $\Delta\sigma = 68,2 \text{ MPa}$ $n = 234\,695$

E 362 $\Delta\sigma = 52,2 \text{ MPa}$ $n = 318\,280$

2E 362 (deux étendues) $\Delta\sigma = 47,4 \text{ MPa}$ $n = 17\,885$

$\Delta\sigma = 12,4 \text{ MPa}$ $n = 17\,885$

E 320 $\Delta\sigma = 27,7 \text{ MPa}$ $n = 62\,780$

A partir de l'année 1980, le trafic a atteint les possibilités techniques maximales de la ligne. (La construction d'une nouvelle ligne à deux voies est prévue.) Le spectre de l'étendue de contrainte pour la période de 1980 à aujourd'hui et le nombre de passages correspondant pour le trafic actuel (pour une année) sont :

Wagon de passagers (1 type)	$\Delta\sigma = 15,0 \text{ MPa}$ $n = 41\ 000$
Wagon de marchandises (type max.)	$\Delta\sigma = 33,8 \text{ MPa}$ $n = 65\ 000$
Locomotive (E 362)	$\Delta\sigma = 52,2 \text{ MPa}$ $n = 20\ 000$

5.7. Détermination du coefficient dynamique φ

Les essais ont été conduits sur le pont avec une locomotive de type E 362.

Vitesse de locomotive $v \approx 0 \text{ km/h}$	$\sigma_{\max} = + 27,2 \text{ MPa}$
	$\sigma_{\min} = - 20,0 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma = 47,2 \text{ MPa}$

La variation des contraintes lors du passage de la locomotive à une vitesse de 55 km/h pour l'élément D-36 peut être vue à la Figure 19.

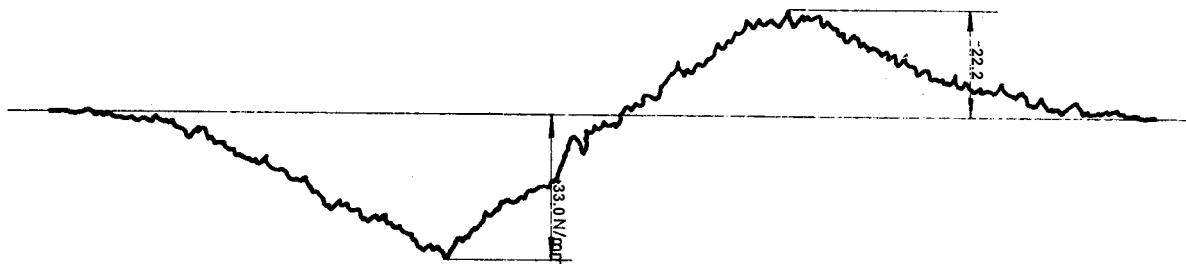


Figure 19 : Variation des contraintes pour une locomotive du type E 362 avec $v = 55 \text{ km/h}$

Vitesse de locomotive $v = 55 \text{ km/h}$	$\sigma_{\max} = + 33,0 \text{ MPa}$
(cf. Figure 19)	$\sigma_{\min} = - 22,2 \text{ MPa}$
	$\Delta\sigma = 55,2 \text{ MPa}$

Coefficient dynamique : $\varphi = \frac{55,2}{47,2} = 1,169$

On choisit $\varphi = 1,17$.

5.8. Prise en compte des contraintes secondaires

Les contraintes secondaires ne doivent pas être négligées lorsqu'on traite la fatigue.

- En prenant en compte la différence entre le système statique articulé et la réalité (censée être mieux représentée par un système statique encastré), les contraintes secondaires ont été déterminées pour un chargement par le convoi de l'UIC. Les résultats suivants ont été obtenus :



$$k_1 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_1} = \frac{100}{93} \cong 1,08 = 8\%$$

- Pour couvrir l'excentrement dans les assemblages, l'influence de la méthode de connexion, etc. le facteur de majoration suivant a été estimé de façon empirique : $k_2 = 8\%$
- Le coefficient de majoration pour les contraintes secondaires est donc $\sum k = k_1 + k_2$, ce qui donne une majoration de 16 % par rapport aux contraintes 'primaires'.

5.9. Spectre d'étendues de contrainte pour le calcul de la durée de vie résiduelle à la fatigue

Toutes les étendues de contrainte du paragraphe 0 sont maintenant multipliées par $\varphi \Sigma k$, obtenues aux paragraphes 0 et 0 :

$$\varphi \cdot \sum k \cdot \Delta \sigma$$

Par exemple, pour les wagons de passagers, l'étendue de contrainte devient :

$$\Delta \sigma = 15,0 \cdot 1,17 \cdot 1,16 = 20,4 \text{ MPa} .$$

Avec les spectres d'étendues de contrainte du paragraphe 0 et en considérant le coefficient d'amplification dynamique du paragraphe 0 et le coefficient de majoration pour les contraintes secondaires du paragraphe 0, le spectre d'étendues de contrainte (cf. Figure 20) et les cumuls d'endommagements (cf. Tableau 7) suivants ont été obtenus :

Pour la période 1895 – 1980

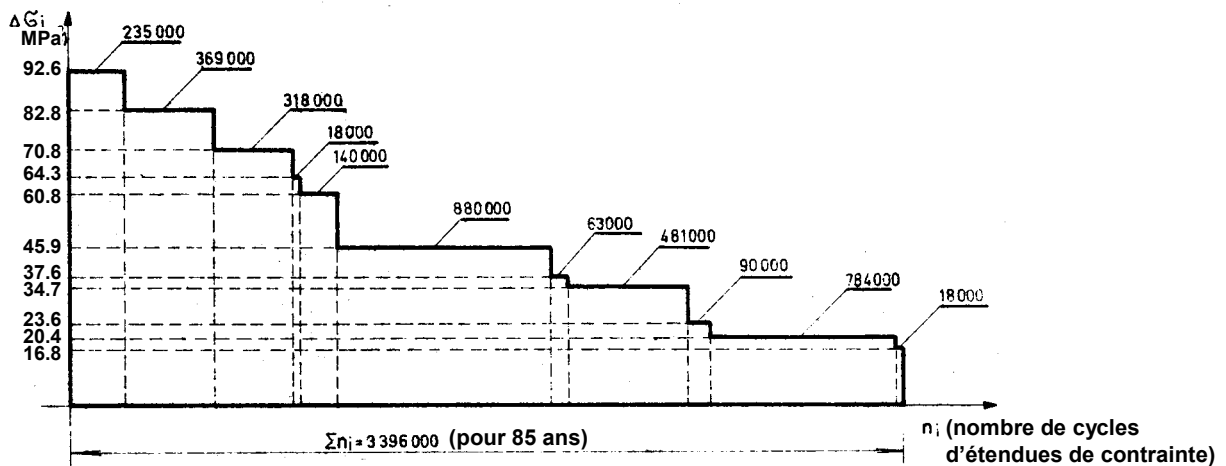


Figure 20 : Spectre d'étendues de contrainte pour la période 1895 – 1980

$\varphi \cdot \sum k \cdot \Delta \sigma$ [MPa]	N_i	m	N_i	$\frac{n_i}{N_i}$
92,6	235 000	3	902 000	0,26053
82,8	369 000		1 261 000	0,29262
70,8	318 000		2 017 000	0,15766
64,3	18 000		2 693 000	0,00668
60,8	140 000		3 185 000	0,04396
45,9	880 000	5	9 615 000	0,09152
37,6	63 000		26 067 000	0,00242
34,7	481 000		38 939 000	0,01235
23,6	90 000	∞	∞	0,00000
20,4	784 000		∞	0,00000
16,8	18 000		∞	0,00000
	$\sum n_i = 3 396 000$			$\sum \frac{n_i}{N_i} = 0,86775$

Tableau 7 : Cumul de l'endommagement pour la période 1895 – 1980

Pour la période 1980 – aujourd'hui (cf. Figure 21 et Tableau 8)

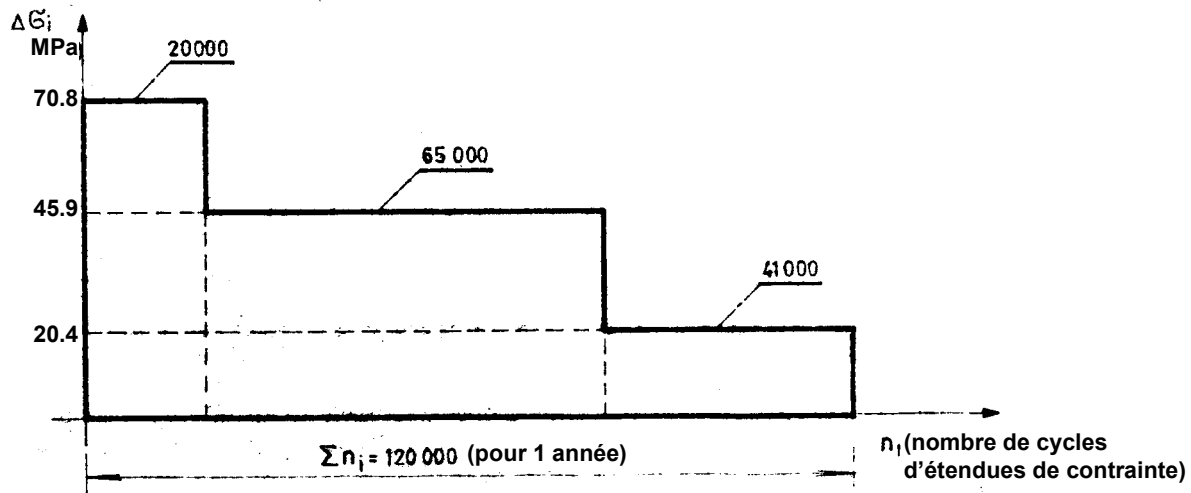


Figure 21 : Spectre d'étendues de contrainte pour la période 1980 – aujourd'hui (pour 1 année)

$\varphi \cdot \sum k \cdot \Delta \sigma$ [MPa]	n_i	m	N_i	$\frac{n_i}{N_i}$ (pour 1 année)
70,8	20 000	3	2 017 000	0,00992
45,9	65 000	5	9 615 000	0,00676
20,4	41 000	∞	∞	0,00000
	$\sum n_i = 126\,000$			$\sum \frac{n_i}{N_i} = 0,01668$

Tableau 8 : Cumul de l'endommagement pour chaque année de la période 1980 – aujourd'hui

5.10. Calcul de la durée de vie résiduelle à la fatigue

5.10.1 Cumul de l'endommagement pour la durée de vie de service

- Période 1895 – 1980 :

Hypothèse : Le pont a toujours été utilisé avec le spectre d'étendues de contrainte suivant la Figure 20.

Ce qui résulte du Tableau 7 :

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 0.86775 \quad (\text{pour 85 ans})$$

- Période depuis 1980 :

Hypothèse : Le pont est utilisé depuis 1980 avec le spectre d'étendues de contrainte suivant le trafic actuel (cf. Figure 21).

Ce qui résulte du Tableau 8 :

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 0.01668 \quad (\text{pour 1 année})$$

- Il est considéré que la durée de vie à la fatigue est épuisée quand le cumul de l'endommagement – selon l'hypothèse de Miner – atteint l'unité :

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 1.$$

Alors, si l'année 1980 est prise comme point de départ (car le spectre d'étendues de contrainte du trafic actuel peut être appliqué), la durée de vie à la fatigue est épuisée dans l'année :

$$Y = 1980 + \frac{1 - 0.86775}{0.01668} \cong 1988.$$

Contrôle :

- De 1895 à 1980, l'endommagement est : $\sum \frac{n_i}{N_i} = 0.86775$
- De 1980 à 1988, l'endommagement est : $\sum \frac{n_i}{N_i} = 8 \cdot 0.01668 = 0.13344$
- De 1895 à 1988, l'endommagement est : $0.86775 + 0.13344 \cong 1$

5.10.2. Conclusion de la Phase II : Durée de vie résiduelle

- La durée de vie à la fatigue a été obtenue à l'aide du calcul de l'endommagement à partir de deux spectres d'étendues de contrainte. La première partie de la durée de vie a été déterminée pour la période 1895 – 1980 (cf. Tableau 7), et la seconde pour la période commençant en 1980 (cf. Tableau 8). Le total de la durée de vie à la fatigue a été obtenu comme la somme des ces deux parties, d'après le paragraphe 0 :

$$T_{FL} = 85 + 8 = 93 \text{ ans.}$$

- **Durée de vie de service de 1895 à 2000 :**

$$T_{SL} = 105 \text{ ans.}$$

- **Durée de vie résiduelle à la fatigue :**

$$T_{RFL} = T_{FL} - T_{SL} = 93 - 105 = -12 \text{ ans.}$$

La durée de vie résiduelle est négative. L'élément choisi pour l'analyse ne peut plus être considéré comme sûr.

5.11. Phase III : Investigation experte

À ce point, une décision doit être prise. D'après le chapitre 3 (cf. Figure 2), le point critique est la détermination de la gravité des conséquences d'une éventuelle ruine de l'élément, en termes de risque et de coût.

L'élément analysé (cf. Figure 14) est un élément important vis-à-vis du fonctionnement de la poutre-treillis et il s'agit d'un élément non redondant dans le système statique actuel.

Dans ce cas, il a été décidé de contrôler l'élément vis-à-vis de l'existence de fissures de fatigue éventuelles...

5.12. Phase IV : Mesures correctives

L'inspection n'a pas apporté de nouveaux éléments – pas de fissures détectées – et il a été décidé d'intensifier les inspections dans les années à venir.

NB : Si une ou plusieurs fissures avaient été détectées lors de l'inspection, il aurait été possible d'aller plus loin avec la Phase III (cf. Figure 2) pour calculer la propagation de la fissure à partir de sa taille détectée et avec le chargement réel. Cela aurait permis l'établissement d'un plan spécifique d'inspections, avec les périodes entre les inspections consécutives plus court par rapport à la durée de vie résiduelle calculée à l'aide de cette approche.

5.13. Conclusion

La durée de vie résiduelle à la fatigue peut aussi être calculée pour d'autres éléments de la poutre-treillis. Dans cet exemple, le calcul a été fait pour une diagonale (D 36) de la poutre-treillis, pour laquelle il a été estimé qu'elle pourrait représenter l'élément le plus critique vis-à-vis de la fatigue. Cette évaluation a montré qu'il ne reste plus de vie résiduelle. Comme l'élément choisi pour l'analyse ne peut plus être considéré comme sûr, des mesures correctives sont nécessaires. Comme il n'y avait pas eu de fissures détectées, la mesure choisie a été d'intensifier les inspections dans un avenir proche.

6. LITTÉRATURE

- [1] ECCS – TC6 – WG-A : “Assessment of Existing Steel Structures – Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life”, Rapport version 9, septembre 2006.
- [2] Helmerich R., Kühn B. et Nussbaumer A.: “Assessment of existing steel structures. A guideline for estimation of the remaining fatigue life”, Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 2, N°3, 2006.
- [3] Oehme P.: “Schäden an Stahltragwerken – eine Analyse”, IABSE Proceedings P-139/89, novembre 1989.
- [4] Carper K.: “Conference on Failures in Architecture & Engineering: What are the Lessons?”, EPFL, Lausanne, mai 1998.
- [5] CAN/CSA-S6-00 : “Canadian Highway Bridge Design Code and Commentary”, CANADIAN SOCIETY FOR CIVIL ENGINEERING (CSCE), 2000.
- [6] SIA 263 : “Construction en acier”, SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES, Zurich, 2003.
- [7] JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY) : “Probabilistic Assessment of Existing Structures”, RILEM Publications, 2001.
- [8] Moses F., Schilling C.G., Raju K.S. : “Fatigue Evaluation procedures for steel bridges”, NCHRP Report 299, TRANSPORT RESEARCH BOARD, Washington D.C., 1987.
- [9] Kühn B., et al. : “Review by questionnaire on guidelines and standards on the assessment of existing structures”, Rapport WGA-0504-06, ECCS – TC6 – WG-A, 2004.
- [10] Kunz P. : “Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit Bestehender Brücken aus Stahl”, Thèse N° 1023, EPFL, Lausanne, 1992.
- [11] NF EN 1993-1-9 : « Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 1.9 : Fatigue », décembre 2005.
- [12] Hobbacher A. : “Fatigue design of welded joints and components”, Rapport IIW XIII-1965-03 / XV-1127-03, 2003.
- [13] ORE DT 176 (D154) : “ Statistical analysis of fatigue tests of steel riveted connections”, ERRI, Utrecht, 1986.
- [14] Muncke M., Quoos V., Tschumi M., Sedlacek G., Feldmann M., Kühn B., Brandes K., Helmerich R., Hirt M., Nussbaumer A., Bassetti A., Geissler K., Gut J., Kunz P. et Liechti P. : “Vereinheitlichter Sicherheitsnachweis für bestehende Stahlbrücken”, Rapport final, DB AG – SBB, 2001.
- [15] Miner M. : “Cumulative Damage in Fatigue”, Journal of Applied Mechanics, pp. A159-A164, 1945.
- [16] Lukić M. : « Évaluation et maintenance probabilistes des assemblages soudés – Application aux ponts mixtes », Thèse, ENPC, 1999.
- [17] Gurney T.R. : “Fatigue of Welded Structures”, Cambridge University Press, Cambridge, 1979.
- [18] Woodward R.J. et al. : “Bridge Management in Europe”, Rapport final, BRIME PL97-2220, 2001.
- [19] Helmerich R.; Brandes K. : „Dokumentation von Ermüdungsversuchen an genieteten Querträgern einer schweißeisernen Trogbrücke“, BAM 248, 2002.
- [20] NF EN 1991-2 : « Eurocode 1 - Actions sur les structures. Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic », mars 2004.
- [21] Hensen W. : “Grundlagen für die Beurteilung der Weiterverwendung alter Stahlbrücken”, Thèse, RWTH Aachen, 1992.
- [22] Mang F. et Bucak Ö. : „Tauglichkeit und Lebensdauer von bestehenden Stahlbauwerken“, Beitrag im Stahlbauhandbuch für Studium und Praxis 1, Teil B, Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH Köln, 1996.
- [23] Bucak Ö. et Mang F. : “Erfahrungen mit alten Stahlkonstruktionen”, Stahlbau, Vol. 67, N°1, 1998, pp. 46 – 60.
- [24] Dahl W., Langenberg P., Sedlacek G. et Hensen W. : “Sicherheitsüberprüfung von Stahlbrücken”, DFG-Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben Da85/62 und Se351/9, Aachen 1990 et 1992.
- [25] Ricker D.T. : „Field Welding to Existing Steel Structures“, Engineering Journal, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), 1st Quarter 1988, pp. 1-16.
- [26] Akesson B. : “Fatigue life of riveted railway bridges”, Thèse, CHALMERS UNIVERSITY, Göteborg, 1994.