

École polytechnique de Louvain

Évaluation du risque de problème de fatigue sur les ponts existants

Auteur: **Clément LENOIR**
Promoteurs: **Jean-François CAP, Pierre GILLES**
Lecteur: **Catherine DONEUX**
Année académique 2023–2024
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Je voudrais tout d'abord exprimer mes remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui m'ont permis de mener à bien ce mémoire.

Je remercie tout particulièrement mes promoteurs, Messieurs Pierre Gilles et Jean-François Cap, pour leurs conseils avisés et leur disponibilité tout au long de cette année académique. Mes remerciements vont également à ma lectrice, Catherine Donneux, pour le temps qu'elle m'a accordé.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance envers Pascal Massart et Régis Leroy, ingénieurs du Service Public de Wallonie (SPW) de l'entité Mobilité et Infrastructures (Département Expertises Structures et Géotechnique - Direction des Matériaux de structure), pour leurs précieux conseils. Un merci tout particulier à Monsieur Régis Leroy pour m'avoir accompagné lors de mes visites sur le terrain.

Je souhaite également remercier Monsieur Alain Degueldre, ingénieur civil chez Infrabel, pour m'avoir présenté la méthodologie de la vérification à la fatigue utilisée au sein d'Infrabel. Je remercie Philippe Hennaux, attaché qualifié du SPW Mobilité et Infrastructures, pour m'avoir fourni les données de trafic relatives au Pont de Haccourt. Mes remerciements vont également à Madame Françoise Taquet, Directrice de la Direction des Études de ponts de l'entité SPW Mobilité et Infrastructures, pour le partage des archives du pont de Haccourt, contenant les notes de calcul de la superstructure ainsi que les notes et courriers de 1996 relatifs au problème de l'entretoise.

Table des matières

1	Introduction	7
1.1	Contexte	7
1.2	Le phénomène de fatigue	8
1.3	Problématique et objectifs	9
1.4	Démarche	10
2	État de l’art	11
2.1	La fatigue dans les ponts métalliques	11
2.2	Résistance à la fatigue	12
2.2.1	Les cycles et étendues de contrainte	12
2.2.2	Propagation de la fissure de fatigue	13
2.2.3	Durée de vie	13
2.2.4	Essais de fatigue et courbes de résistance	16
2.2.5	Classification des détails de construction	19
2.3	Vérification à la fatigue	21
2.3.1	Principe	21
2.3.2	Cas de chargement d’amplitude constante	22
2.3.3	Cas de chargement d’amplitude variable	22
2.4	Conception des structures	24
2.4.1	Conception des assemblages	24
2.4.2	Parachèvement	26
2.4.3	Exemple de pathologie	27
3	Étude de la méthodologie Infrabel	28
3.1	Principe	28
3.2	Fiche fatigue Infrabel	31
3.3	Ponts-rails versus ponts-routes	34
4	Vérification des ponts-routes à la fatigue	35
4.1	Patrimoine SPW	35
4.2	Problématique de la fatigue	37
4.3	Méthodologie de vérification à la fatigue	38
4.3.1	Analyse de l’ouvrage	38

TABLE DES MATIÈRES

4.3.2	Modèles de charge de fatigue	39
4.3.3	Méthode simplifiée avec le modèle n°3	43
4.4	Inspection et auscultation de l'ouvrage	47
4.4.1	Contrôle non destructif des assemblages critiques	47
4.4.2	Assemblages soudés	48
4.4.3	Instrumentation de l'ouvrage	50
4.4.4	Inspection des ouvrages au SPW	50
5	Les ponts à dalle orthotrope	52
5.1	Contexte	52
5.2	Conception de la dalle orthotrope	53
5.3	Vérification à la fatigue	54
5.3.1	Assemblages sensibles à la fatigue	55
6	Le pont de Haccourt : vérification à la fatigue	62
6.1	Caractéristiques générales	63
6.2	Principe mécanique du pont bow-string	65
6.3	Contexte : Problème de fatigue observé	66
6.3.1	Description de la dalle orthotrope	66
6.3.2	Détection de fissures	67
6.3.3	Réparations effectuées	68
6.4	Visite de l'ouvrage	69
6.5	Vérification à la fatigue	71
6.5.1	Choix du modèle de charge de fatigue	71
6.5.2	Données de trafic	72
6.5.3	Application du modèle de charge de fatigue 3	74
6.5.4	Étude des entretoises	75
6.5.5	Étude de la dalle orthotrope	81
6.6	Fiche de fatigue	86
7	Conclusion	87
	Annexes	93
A	Contraintes résiduelles des joints soudés	93
B	Fiche de fatigue Infrabel : exemple	94
C	Caractéristiques des raidisseurs longitudinaux	98

Chapitre 1

Introduction

1.1 Contexte

La Belgique, comme de nombreux pays industrialisés, a vu son réseau routier se développer massivement au cours de la deuxième moitié du XXe siècle, marquée par la construction de nombreux ouvrages d'art, dont des ponts métalliques et mixtes. À cette époque, ces structures n'ont pas fait l'objet de calculs ni de vérifications à la fatigue, laissant un héritage de ponts potentiellement vulnérables au phénomène de fatigue.

Aujourd'hui, parmi les près de 6000 ouvrages d'art gérés par le Service Public de Wallonie (SPW), certains ponts métalliques sont concernés par le phénomène de fatigue. À l'époque de leur construction, ces ponts n'étaient pas dimensionnés pour résister à la fatigue, les premières normes permettant une vérification complète en fatigue n'apparaissant qu'à la fin du XXe siècle. Il est donc nécessaire d'évaluer l'état actuel de ces ponts non dimensionnés à la fatigue. La fatigue des ponts métalliques peut entraîner des fissures, la rupture d'un élément, et potentiellement l'effondrement de l'ouvrage. Actuellement, peu de fissures de fatigue ont été détectées sur les ouvrages du SPW. Néanmoins, cette problématique de fatigue représente un défi majeur pour la sécurité et la durabilité de l'infrastructure routière belge [29].

Les ponts existants, datant parfois de plusieurs décennies, présentent un risque accru de défaillance si les éléments critiques ne sont pas régulièrement inspectés. Dans un contexte où le trafic routier, notamment celui des poids lourds, ne cesse d'augmenter en fréquence et en charge, il est impératif de réaliser des inspections périodiques pour contrôler la résistance à la fatigue des ouvrages existants.

Ce travail de fin d'étude se concentre sur l'évaluation du risque de fatigue des ponts routiers métalliques existants en Wallonie.

1.2 Le phénomène de fatigue

Le phénomène de fatigue désigne la dégradation progressive des structures soumises à des sollicitations fluctuantes ou répétées, qui se traduit par l'apparition et le développement de fissures, endommageant ces structures et pouvant les amener à la ruine par rupture brutale. Découvert au XIXe siècle, ce phénomène a suscité un intérêt croissant au sein de la communauté scientifique et de l'ingénierie. Les premières normes sur la vérification à la fatigue sont apparues à la fin du siècle passé, offrant des directives pour évaluer la durée de vie en fatigue des structures et établir des critères de conception plus rigoureux pour minimiser les risques de défaillance.

Les structures métalliques sont particulièrement exposées au phénomène de fatigue, qui est caractérisé par la dégradation progressive des matériaux sous l'effet de charges répétées. Ce phénomène survient fréquemment dans des environnements où les charges sont variables, tels que les ponts, les châssis de véhicules, les avions, les grues et d'autres applications similaires.

Les détails d'assemblage représentent des zones critiques en raison de l'effet combiné des concentrations de contraintes et d'anomalies, propices au développement de fissures. Au fil du temps, les contraintes cycliques répétées induisent des microfissures dans le matériau qui peuvent ensuite se propager et entraîner des fissures macroscopiques. Ces fissures peuvent conduire à une rupture brutale de la structure si elles ne sont pas détectées et traitées à temps. Même si les contraintes appliquées sont bien inférieures à la limite d'élasticité du matériau, elles peuvent à la longue provoquer la rupture [17].

Afin de prévenir les risques liés à la fatigue des structures métalliques, il est impératif d'appliquer des techniques de conception adéquates. Cela implique de fabriquer des éléments structuraux de haute qualité, de concevoir des assemblages adaptés et de prendre en considération les charges variables auxquelles la structure sera soumise. En outre, une surveillance régulière des ouvrages d'art est essentielle pour détecter les signes de fatigue (fissures) et éviter des défaillances potentiellement dangereuses (rupture).

1.3 Problématique et objectifs

Comme mentionné précédemment, les anciens ouvrages métalliques n'étaient pas dimensionnés à la fatigue. Cette lacune soulève aujourd'hui des interrogations sur l'état actuel de ces structures vis-à-vis de la fatigue, et de leur durée de vie résiduelle. Cette préoccupation est d'autant plus significative étant donné que des fissures ont déjà été constatées dans les assemblages et les soudures de certains ouvrages, principalement à l'étranger, mais aussi en Belgique.

Avant de procéder à l'inspection de l'ouvrage, il est nécessaire d'effectuer des calculs de vérification à la fatigue afin d'identifier les zones potentiellement critiques. Bien que le phénomène de fatigue des ponts routiers soit complexe en raison de la variabilité des paramètres temporels tels que le trafic réel et son évolution, les Eurocodes offrent des directives fondées sur les connaissances acquises. Ces normes permettent d'estimer les charges auxquelles le pont a été soumis et celles auxquelles il pourrait être confronté à l'avenir. Il est donc indispensable de formuler des hypothèses et des estimations pour évaluer les charges de manière appropriée.

En ce qui concerne les inspections sur le terrain, la problématique de la fatigue réside dans le fait que les fissures peuvent se former dans des zones difficilement accessibles. De plus, les fissures de fatigue ne traversent pas toujours la couche de peinture, ce qui rend leur détection difficile. Par conséquent, le sablage et le retrait de la peinture sont parfois nécessaires pour repérer ces fissures, ce qui souligne l'importance des calculs de fatigue pour identifier les points et assemblages les plus critiques à inspecter. En effet, lors de leurs visites, les inspecteurs se retrouvent souvent confrontés à cette problématique, ne sachant pas toujours où focaliser leur attention pour détecter d'éventuelles fissures dues à la fatigue.

Le but de ce travail est d'identifier les zones critiques sur les ponts métalliques existants en Wallonie, afin d'aider les inspecteurs dans leurs missions. Il vise à répondre à la demande du Service Public de Wallonie (SPW) d'établir un document de travail définissant, pour chaque ouvrage concerné, les assemblages potentiellement à risque classés par criticité. L'objectif principal est de fournir aux inspecteurs de ponts un outil précis et structuré qui les aidera lors de leurs visites périodiques.

1.4 Démarche

L'objectif de ce travail est d'évaluer le risque de fatigue et de faciliter la maintenance des ponts existants en Wallonie. Pour ce faire, ce document est divisé en différents chapitres permettant de répondre à cette problématique.

Tout d'abord, un état de l'art est établi pour rappeler les concepts clés intervenant dans la résistance à la fatigue. Les méthodes de vérification à la fatigue et les dispositions constructives y sont également développées.

La méthodologie de vérification à la fatigue des ponts ferroviaires utilisée au sein de l'entreprise Infrabel est ensuite étudiée, dans le but de l'extrapoler aux ponts routiers.

Ensuite, il s'agit d'identifier les ponts routiers du patrimoine du SPW sensibles à la fatigue, en définissant pour chaque type de pont les assemblages critiques. Les différentes méthodes de vérification à la fatigue pour les ponts routiers y sont également présentées.

Par la suite, un type de pont particulier, le pont à dalle orthotrope, est étudié plus en détail afin d'identifier les assemblages sensibles à la fatigue. Une étude d'un cas concret est ensuite réalisée sur le pont de Haccourt, permettant d'appliquer les calculs relatifs à la fatigue en estimant le nombre de véhicules passés et actuels sur l'ouvrage à partir des données de trafic disponibles. Une méthode de vérification à la fatigue est utilisée pour évaluer les détails critiques de l'ouvrage étudié et estimer sa durée de vie résiduelle. De plus, des visites sur site ont été réalisées pour examiner de près les détails critiques.

Finalement, le dernier point vise à établir un livrable qui soit opérationnel pour aider les inspecteurs au quotidien lors d'inspection d'ouvrages, comprenant un exemple d'une fiche de fatigue de l'ouvrage étudié, le pont de Haccourt.

Chapitre 2

État de l'art

2.1 La fatigue dans les ponts métalliques

Comme mentionné précédemment, une structure soumise à des charges d'intensité variable peut, après un certain nombre de cycles, se rompre alors que la limite d'élasticité du matériau n'est pas atteinte. Les ponts routiers et ferroviaires sont particulièrement exposés à ce phénomène en raison de leur structure élancée et des types de charges qu'ils reprennent. Cependant, ils ne sont pas exposés de manière identique. Les ponts routiers sont soumis à des charges variables dues au poids des véhicules et aux fluctuations du trafic, tandis que les ponts ferroviaires supportent des charges régulières provenant des trains, avec des cycles de charge mieux définis.

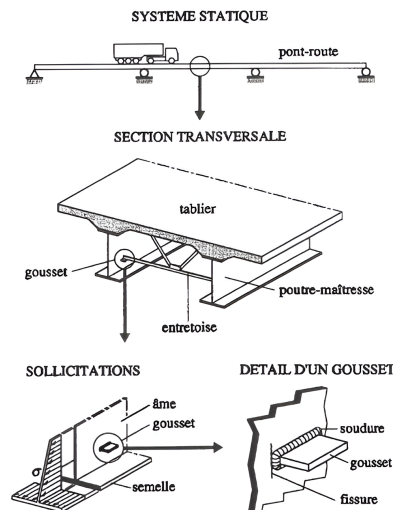


FIGURE 2.1 – Localisation possible d'une fissure de fatigue dans un pont poutre [17].

2.2. RÉSISTANCE À LA FATIGUE

La figure 2.1 illustre de manière schématique un exemple de pont-route mixte sous l'effet des charges de trafic. Un pont mixte est composé d'une charpente métallique et d'une dalle en béton, combinant ainsi les avantages des deux matériaux. Chaque passage de véhicule entraîne des sollicitations variables dans la structure. À l'extrémité des goussets qui relie les entretoises aux poutres principales, plus précisément au pied du cordon de soudure, des concentrations de contraintes se produisent en raison du changement de géométrie. Cette zone peut également présenter des anomalies dues au processus de soudage. L'effet combiné de ces anomalies et des concentrations de contraintes peut entraîner la formation et la propagation de fissures de fatigue, même lorsque les contraintes appliquées restent largement inférieures à la limite d'élasticité du matériau. Le dimensionnement d'une structure soumise à des charges variables répétées doit donc se faire en soignant la conception et la fabrication des détails de construction afin d'éviter une rupture par fatigue.

2.2 Résistance à la fatigue

Dans cette section, les principaux facteurs influençant la résistance à la fatigue sont décrits. La propagation des fissures, les courbes de résistance à la fatigue et la classification des détails de construction selon l'Eurocode 3 sont également abordées.

2.2.1 Les cycles et étendues de contrainte

Les cycles de contrainte les plus simples correspondent à une variation périodique de contrainte d'amplitude constante, comme illustrée à la figure 2.2. Cette illustration permet de définir l'amplitude de contrainte, qui équivaut à la moitié de la différence entre la contrainte maximale et minimale dans un cycle. L'étendue de contrainte correspond à la différence entre la contrainte maximale et minimale, exprimée par $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$. Ces cycles de contrainte à amplitude constante sont à la base des essais de fatigue sur assemblages et ont permis d'établir les courbes de résistance.

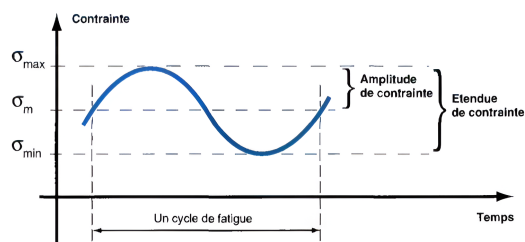


FIGURE 2.2 – Cycle de contrainte d'amplitude constante [26].

2.2.2 Propagation de la fissure de fatigue

Des essais de fatigue effectués sur des éprouvettes permettent d’observer la relation entre le nombre de cycles N et la dimension a de la fissure. On peut distinguer trois phases d’évolution de la fissure (cf. figure 2.3) :

- La phase d’initiation : la fissure existe, mais la dimension de la fissure n’augmente pas avec N , le nombre de cycles de contrainte $\Delta\sigma$. Pour les éléments soudés, cette phase d’initiation de la fissure de fatigue est généralement très rapide due à la présence d’anomalies ;
- La phase de propagation stable : la propagation est lente au début, mais croît exponentiellement au fur et à mesure de l’augmentation de la dimension de la fissure ;
- La phase de propagation rapide : la propagation est exponentielle conduisant à la rupture lorsque la dimension critique de la fissure a_{cr} est atteinte.

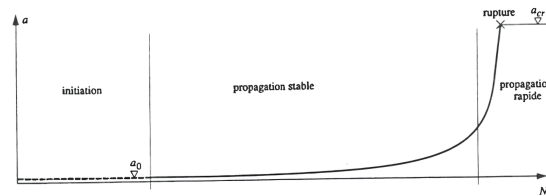


FIGURE 2.3 – Initiation et propagation d’une fissure de fatigue [17].

2.2.3 Durée de vie

La capacité d’un élément de structure à résister à la fatigue est déterminée par sa durée de vie, qui correspond au nombre de cycles de contrainte subis avant sa rupture. La durée de vie totale est essentiellement constituée par l’initiation de la fissure et par la phase de propagation stable, car la faible contribution de la propagation rapide peut être négligée (cf. figure 2.3). Plusieurs paramètres peuvent influencer la résistance à la fatigue : l’étendue de contrainte $\Delta\sigma$, la géométrie du détail de construction, les caractéristiques du matériau, et les effets de l’environnement [12].

L’étendue de contrainte

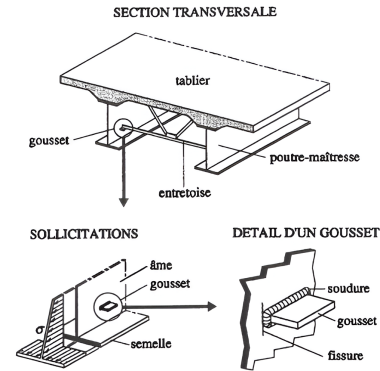
L’étendue de contrainte, $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$, est le paramètre qui a le plus d’influence sur la durée de vie des détails de constructions. La ligne d’influence dans le détail considéré permet de déterminer cette étendue de contrainte.

2.2. RÉSISTANCE À LA FATIGUE

La géométrie du détail de construction

La géométrie du détail de construction joue un rôle déterminant dans la localisation et la vitesse de propagation des fissures de fatigue, ce qui influe directement sur sa durée de vie. On peut identifier trois catégories d'influences géométriques :

- L'effet de la géométrie de la structure, par exemple le type de section transversale ;
- L'effet des concentrations de contraintes, dues par exemple à un gousset ;
- L'effet des anomalies dans les soudures.



Afin d'éviter les concentrations de contraintes, une bonne conception des détails de construction est nécessaire. La présence des concentrations de contraintes résulte essentiellement de :

- a) Changements abrupts de section (discontinuités).

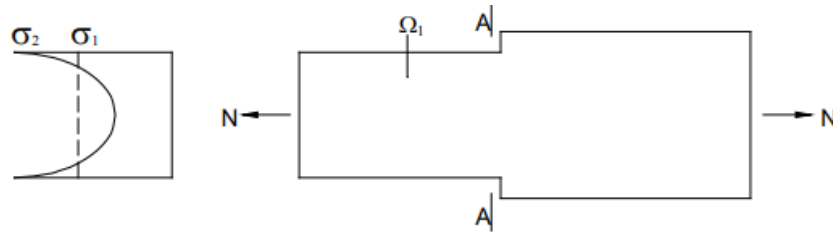


FIGURE 2.4 – Changement abrupt de section [20].

En prenant l'exemple d'une bande avec un changement de section abrupt, dans la coupe AA (cf. figure 2.4), on observe un pic de contrainte σ_2 considérablement plus élevé que la contrainte moyenne $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega_1}$. On peut visualiser l'effet d'un changement de section par analogie avec l'hydraulique : il existe une similitude entre le flux de contrainte et l'écoulement d'un liquide. Les changements abrupts perturbent le flux des contraintes, ce qui peut être comparé à la vitesse de l'eau dans une rivière, influencée par la largeur de son lit ou par des obstacles sur son parcours. Par analogie, des concentrations de contraintes sont créées par des éléments tels que les goussets, les trous de boulons, les soudures ou un simple changement de section.

2.2. RÉSISTANCE À LA FATIGUE

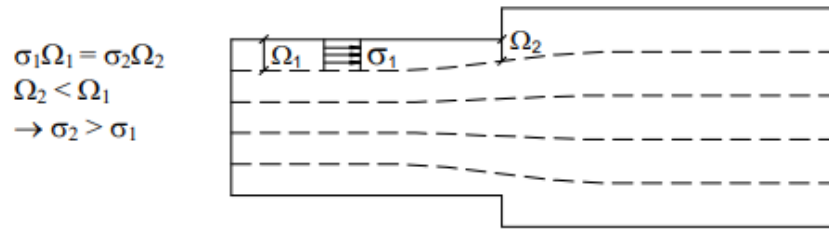


FIGURE 2.5 – Analogie entre le flux de contrainte et l'écoulement d'un liquide [20].

b) Réalisation de cordons de soudure.

Le soudage provoque des contraintes résiduelles (cf. Annexe A), comme illustrées à la figure 2.6. On retrouve des inclusions et des entailles superficielles, autour desquelles se créent des concentrations de contraintes et à partir desquelles se développent des fissures de fatigue.

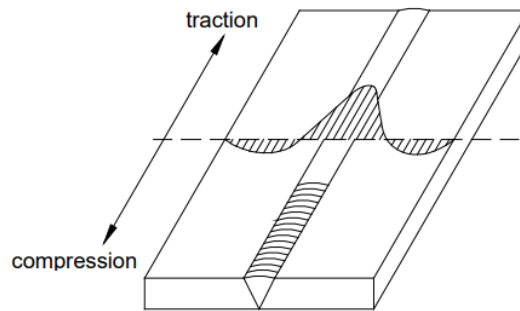


FIGURE 2.6 – Contraintes résiduelles de soudage [20].

Les anomalies dans les soudures peuvent être dues au procédé de soudage (fissures, manque de pénétration, etc), à des entailles dues au laminage ou au meulage, ainsi qu'à des puits de corrosion. L'effet des anomalies dans les soudures peut être atténué en utilisant des méthodes de fabrication et de contrôle adéquates, afin de garantir que ces anomalies ne dépassent pas les valeurs limites de la classe de qualité correspondante. Ces anomalies peuvent réduire la durée de vie d'un élément soudé, d'autant plus si elles se trouvent dans une zone de concentration de contraintes.

Caractéristiques du matériau

Lors d'essais sur des éprouvettes non soudées, il a été observé que la composition chimique de l'acier, la structure microscopique des métaux et les caractéristiques mécaniques influent sur la durée de vie. Une résistance à la traction plus élevée du matériau permet une augmentation de la durée de vie, en raison de l'augmentation

2.2. RÉSISTANCE À LA FATIGUE

de la phase d'initiation de la fissure (cf. figure 2.3).

En revanche, pour les échantillons soudés, l'influence des paramètres précédents est négligeable. En effet, les soudures présentent souvent des imperfections telles que des microfissures ou des défauts, même avant le début des essais. Par conséquent, la phase d'initiation de la fissure est déjà considérablement avancée, ce qui signifie que la durée de vie du matériau est surtout influencée par la phase de propagation de la fissure.

Effets de l'environnement

Un environnement corrosif peut considérablement réduire la durée de vie d'une structure en accélérant la propagation des fissures, car la corrosion affaiblit le matériau. Lorsque des métaux sont exposés à des agents corrosifs tels que des sels, des acides ou de l'humidité, des réactions chimiques se produisent à leur surface, entraînant une dégradation du matériau. Cette corrosion crée des zones de concentration de contraintes où des fissures peuvent se former.

L'effet de la température sur la vitesse de propagation des fissures est généralement considéré comme négligeable, sauf dans des conditions de températures très élevées, telles que celles rencontrées dans les turbines à gaz ou les réacteurs d'avion. Cependant, il est important de noter que des températures basses peuvent considérablement réduire la dimension critique de la fissure, entraînant ainsi une rupture fragile prématurée [17].

2.2.4 Essais de fatigue et courbes de résistance

La résistance à la fatigue d'un détail de construction est établie expérimentalement. Le détail de structure est soumis à un nombre N de cycles d'étendue de contrainte $\Delta\sigma$ d'amplitude constante (cf. figure 2.2) jusqu'à atteindre la rupture. L'échantillon doit être suffisamment grand pour représenter les détails de construction et les contraintes résiduelles (cf. Annexe A). De plus, le nombre d'échantillons doit être suffisamment élevé pour obtenir de bonnes statistiques sur les résultats.

La courbe de résistance à la fatigue est établie en tenant compte de la dispersion des résultats d'essais sur base d'une probabilité de non-ruine de 95%. Ces résultats d'essais sont généralement présentés sur un diagramme avec une échelle bi-logarithmique appelé courbe de Wöhler, comme le montre la figure 2.7. La courbe de Wöhler, également connue sous le nom de courbe S-N, représente la relation entre le nombre de cycles de contrainte N et l'étendue de contrainte $\Delta\sigma$.

2.2. RÉSISTANCE À LA FATIGUE

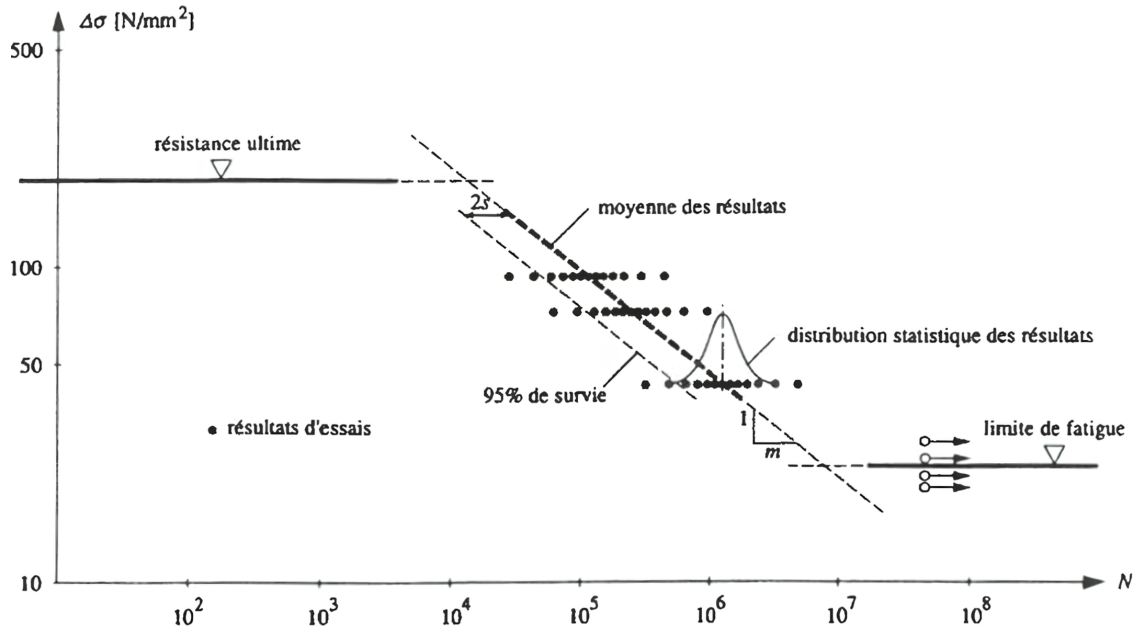


FIGURE 2.7 – Résultats d’essais sous sollicitations d’amplitude constante [12].

En choisissant une échelle logarithmique sur les axes, la moyenne des résultats d’essais obtenus pour un détail de construction est exprimé, dans un domaine compris entre $5 \cdot 10^4$ et $5 \cdot 10^6$ cycles, par une droite ayant l’équation suivante :

$$\log(N) = \log(C) - m \cdot \log(\Delta\sigma) \rightarrow N = C \cdot \Delta\sigma^{-m} \quad (2.1)$$

Avec :

- N : nombre de cycles d’étendue de contrainte $\Delta\sigma$;
- C : constante représentant l’effet du détail de construction ;
- m : pente de la droite de la moyenne des résultats.

La limite supérieure de cette droite ($\Delta\sigma$ grand) correspond à la résistance ultime statique du matériau. Le domaine correspondant à un nombre de cycles compris entre 10 et 10^4 est appelé fatigue oligocyclique. La résistance correspondante est surtout importante pour des sollicitations dues aux séismes, où on observe un faible nombre de cycles avec des valeurs de différence de contrainte très élevées.

La limite inférieure de cette droite ($\Delta\sigma$ petit) représente la limite de troncation. Cela signifie qu’une sollicitation inférieure à cette limite peut être appliquée un très grand nombre de fois ($> 10^8$) sans qu’aucune fissure de fatigue ne se produise.

2.2. RÉSISTANCE À LA FATIGUE

Courbes de résistance à la fatigue normalisées

Les résultats d'essais sur différents détails de construction ont révélé que les courbes de résistance à la fatigue sont généralement parallèles. Face à la diversité des détails de construction possibles, une approche standardisée a été proposée. Elle consiste à définir des courbes normalisées et à classer chaque détail de construction dans cette grille de courbes, simplifiant ainsi le processus de dimensionnement. Ces courbes sont parallèles, équidistantes, et ont une pente $m = 3$ (cf. figure 2.8).

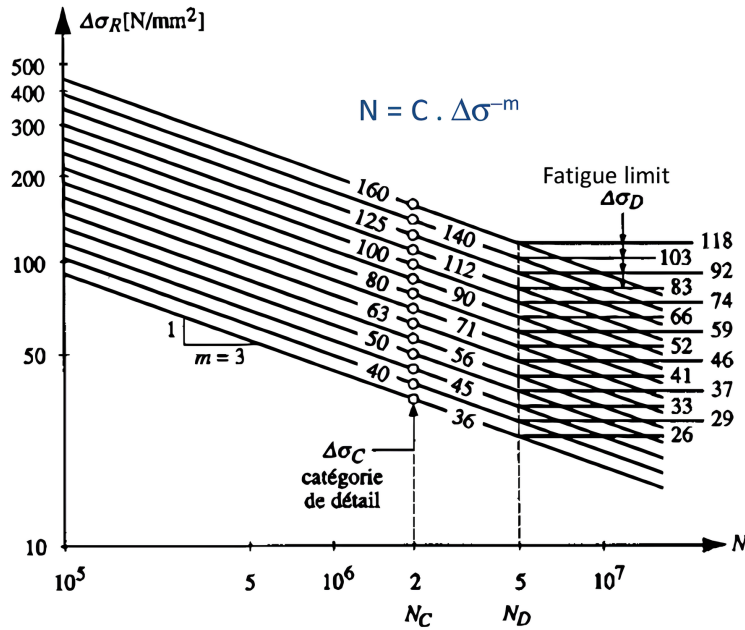


FIGURE 2.8 – Courbe de résistance à la fatigue normalisées [12].

Chaque courbe de résistance est caractérisée par une valeur de référence appelée catégorie de détail $\Delta\sigma_c$ (en N/mm^2) à $2 \cdot 10^6$ cycles. La limite de fatigue sous amplitude constante $\Delta\sigma_D$ correspond à la résistance à $5 \cdot 10^6$ cycles. Sa valeur est reliée à la catégorie du détail par :

$$\frac{N_D \Delta\sigma_D^3}{N_C \Delta\sigma_C^3} = 1 \rightarrow \Delta\sigma_D = (2/5)^{1/3} \Delta\sigma_C = 0,74 \Delta\sigma_C \quad (2.2)$$

Cette limite est l'étendue de contrainte en dessous de laquelle les variations de contrainte d'amplitude constante ne créent pas de dommage. En effet, si tous les cycles de contrainte se situent en dessous de cette valeur, la propagation ne s'initie pas. À noter qu'une limite de fatigue ne peut être établie qu'à partir d'essais effectués avec des sollicitations d'amplitude constante.

2.2.5 Classification des détails de construction

L'Eurocode 3 propose une classification des détails de construction couramment rencontrés. Pour classer un détail, il faut comparer sa résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles avec les valeurs de référence $\Delta\sigma_C$ définies à la figure 2.8. La catégorie de détail, $\Delta\sigma_C$, correspond à la résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles attribuée à un détail constructif spécifique, en fonction de la direction de la contrainte.

Selon l'EN 1993-1-9 [9], les détails sont classés en catégories à l'aide des tableaux 8.1 à 8.10, selon des critères de construction et de transmission des forces. Chaque catégorie de détail est désignée par un nombre qui correspond à la valeur de référence $\Delta\sigma_C$ en N/mm^2 pour la résistance à la fatigue à 2 millions de cycles. Voici les dix tableaux indiquant les catégories de détails pour les assemblages courants :

- Tableau 8.1 pour les éléments non soudés et les assemblages avec fixations mécaniques ;
- Tableau 8.2 pour les profils reconstitués soudés ;
- Tableau 8.3 pour les soudures transversales bout à bout ;
- Tableau 8.4 pour les attaches et raidisseurs soudés ;
- Tableau 8.5 pour les assemblages soudés transmettant des efforts ;
- Tableau 8.6 pour les profils creux ;
- Tableau 8.7 pour les noeuds de poutres à treillis ;
- Tableau 8.8 pour les dalles orthotropes - raidisseurs en auget ;
- Tableau 8.9 pour les dalles orthotropes - raidisseurs ouverts ;
- Tableau 8.10 pour les liaisons âme-semelle supérieure dans les poutres de roulement.

Le tableau 2.1 illustre la classification de quelques exemples tirés des tableaux de l'Eurocode 3. Sur les croquis, la flèche indique la position et la direction des contraintes pour lesquelles le calcul doit être effectué, et le nombre entre parenthèses correspond à la catégorie de détail $\Delta\sigma_c$ (en N/mm^2). La fissure se développe généralement perpendiculairement à la direction de la contrainte principale la plus grande, sauf dans les cas de cisaillement pur.

2.2. RÉSISTANCE À LA FATIGUE

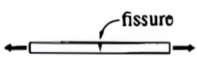
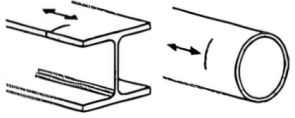
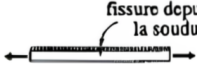

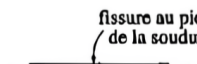

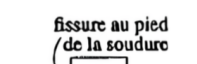
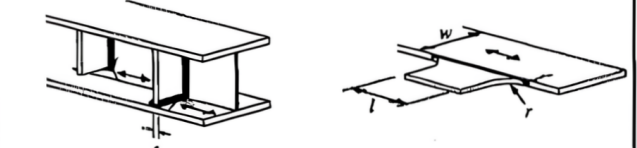
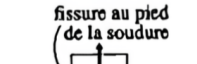
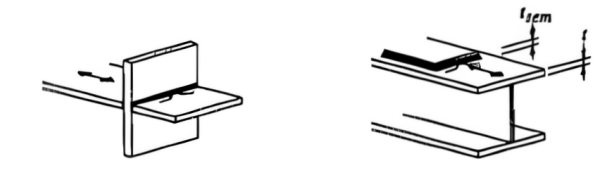
Type de détail	Exemples	
Détails non soudés 	 <p>Profils laminés (160) Tôles oxycoupées (125)</p>	
Soudures longitudinales 	 <p>Soudure continue (100 à 125) Soudure discontinue (80)</p>	
Joint bout à bout 	 <p>Soudure non meulée (90) Soudure meulée (112) Soudure avec liste de soudage (50 à 71)</p>	
Éléments rapportés 	 <p>Soudure transversale (71 à 80) Soudure longitudinale (45 à 90)</p>	
Assemblages soudés 	 <p>Assemblage cruciforme (36 à 71) Semelle de renfort (36 à 50)</p>	

TABLEAU 2.1 – Exemples de détails de construction et leur classification [17].

2.3 Vérification à la fatigue

Pour aborder un problème de fatigue, il est nécessaire de se référer à l'Eurocode 3, où sont détaillées les normes pour la vérification à la fatigue des structures en acier.

Les principes de vérification à la fatigue reposent sur l'utilisation conjointe de quatre concepts : les cycles et étendues de contrainte, les courbes de résistance à la fatigue, la classification des assemblages et l'endommagement par fatigue.

2.3.1 Principe

La première étape consiste à déterminer les détails constructifs susceptibles d'être affectés par le phénomène de fatigue. On peut se référer à la partie 1-9 de l'Eurocode 3 [9] où les tableaux fournissent la catégorie de détail associée $\Delta\sigma_c$ correspondant à la valeur de résistance à $2 \cdot 10^6$ cycles, comme présentée à la section 2.2.5. Il est ensuite nécessaire de déterminer les variations de contraintes $\Delta\sigma$ dans l'élément considéré à partir des chargements de fatigue définis dans l'Eurocode 1 - Partie 2 : Actions sur les ponts [8], ainsi que le nombre de cycles N , en analysant les charges que la structure rencontrera au cours de son existence.

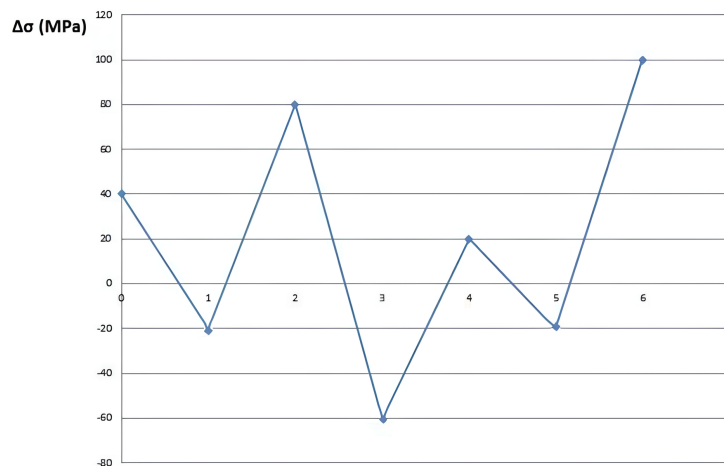


FIGURE 2.9 – Exemple de variation de contrainte au cours du temps due à un chargement [11].

L'Eurocode 3 impose l'utilisation d'un coefficient partiel de sécurité γ_{Mf} appliqué aux variations de contraintes (cf. tableau 2.10). Ce coefficient dépend de la facilité d'accès pour l'inspection ou la réparation ainsi que des conséquences d'une éventuelle ruine, en tenant compte notamment de la redondance des éléments. Pour le calcul

2.3. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

de vérification à la fatigue, la résistance associée à la catégorie de détail doit être divisée par ce coefficient de sécurité.

Méthode d'évaluation	Conséquence de la ruine	
	conséquences peu importantes	conséquences importantes
Tolérance de l'endommagement	1,00	1,15
Durée de vie sûre	1,15	1,35

TABLEAU 2.10 – Coefficient partiel de sécurité γ_{Mf} de la résistance à la fatigue [9].

2.3.2 Cas de chargement d'amplitude constante

Les essais de fatigue ont démontré que la durée de vie d'un détail de construction tend vers l'infini lorsque toutes les étendues de contrainte $\Delta\sigma$ restent inférieures à la limite de fatigue $\Delta\sigma_D$.

Le premier cas concerne les détails avec une limite de fatigue $\Delta\sigma_D$ spécifiée, soumis à des cycles d'amplitudes de contrainte constantes $\Delta\sigma$, tels que :

$$\Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} \quad (2.3)$$

Dans ce cas, la vérification à la fatigue n'est pas nécessaire. Cette règle ne s'applique pas lorsque le chargement constant résulte d'une simplification ou d'une équivalence du chargement réel.

En dehors de ce cas, la vérification à la fatigue d'un détail de structure soumis à des cycles d'étendue de contrainte d'amplitude constante consiste à vérifier que :

$$\Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Mf}} \quad (2.4)$$

Avec $\Delta\sigma$ l'étendue de contrainte agissant N fois ; $\Delta\sigma_R$ la résistance à la fatigue du détail concerné pour N cycles obtenue à partir de la courbe de Wöhler ; γ_{Mf} le coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue.

2.3.3 Cas de chargement d'amplitude variable

Dans le cas de chargement variable, la vérification à la fatigue est basée sur la règle de cumul de dommage de Palmgren-Miner. Les sollicitations réelles dans une structure sont généralement constituées d'étendues de contrainte $\Delta\sigma_i$ différentes. Selon Palmgren et Miner, le cumul d'endommagement peut se faire par cumul linéaire. Chaque cycle d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ crée un dommage individuel d_i .

2.3. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Le dommage dû à un cycle : $d_i = \frac{1}{N_i}$

Le dommage dû à n_i cycle : $n_i d_i = \frac{n_i}{N_i}$

Avec :

- d_i : dommage individuel dû à un seul cycle d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$;
- n_i : nombre de cycles appliqués avec une étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$;
- N_i : nombre de cycles jusqu'à la ruine pour une étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$.

Pour un élément de structure soumis à plusieurs étendues de contrainte $\Delta\sigma_i$, le dommage total est égal à la somme des dommages partiels correspondants à chaque étendue de contrainte.

Ce dommage est calculé à partir des étendues de contrainte $\Delta\sigma_i$, chacune agissant n_i fois. La formule de cumul de dommage selon Palmgren-Miner est donnée par :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = \sum_{i=1}^k \left(\frac{n_i}{C \Delta\sigma_i^{-m}} \right) \quad (2.5)$$

Il faut vérifier que le dommage cumulé est inférieur à 1, $D \leq 1$, pour être en sécurité vis-à-vis de la fatigue.

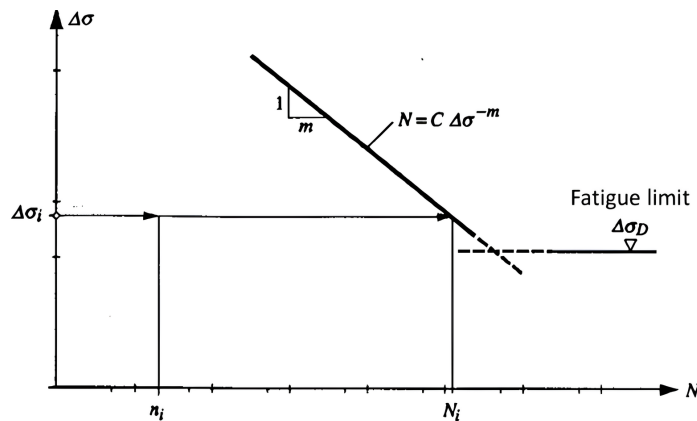


FIGURE 2.11 – Courbe de résistance à la fatigue pour le calcul du dommage dû à n_i étendues de contrainte $\Delta\sigma_i$ [12].

Pour appliquer cette loi de Palmgren-Miner, il est nécessaire de classer et de compter le nombre n_i de cycles d'amplitude $\Delta\sigma_i$ à partir de l'historique des contraintes.

La méthode du réservoir, illustrée aux figures 2.12 et 2.13, est utilisée pour effectuer ce comptage des cycles. Cette méthode s'apparente à un réservoir rempli d'eau entre deux niveaux élevés, puis vidé par les points les plus bas. Les variations de niveaux dans le réservoir représentent les variations de contraintes $\Delta\sigma_i$.

2.4. CONCEPTION DES STRUCTURES

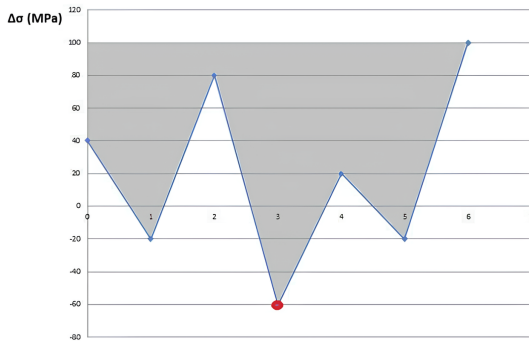


FIGURE 2.12 – Remplissage du réservoir fictif [11].

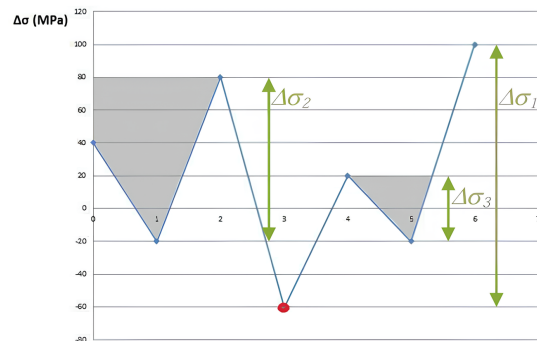


FIGURE 2.13 – Vidange par le point le plus bas [11].

L'ouverture se fait en partant du point le plus bas vers le point le plus haut, en ouvrant un point à la fois. Dans l'exemple ci-dessus, on commence l'ouverture par le point le plus bas en rouge donne une variation $\Delta\sigma_1 = 160[MPa]$. En ouvrant successivement les deux autres points bas, les variations de contrainte mesurées sont $\Delta\sigma_2 = 100[MPa]$ et $\Delta\sigma_3 = 40[MPa]$.

Il existe également la méthode de la "goutte d'eau" qui est plutôt utilisée en programmation, mais qui ne sera pas détaillée dans ce document.

2.4 Conception des structures

Dans cette section, les méthodes de conceptions adéquates pour renforcer la résistance à la fatigue sont décrites. Ces approches comprennent notamment la conception des assemblages, les techniques de parachèvement, l'ajout de renforts tels que des goussets circulaires pour la répartition des charges, ainsi que d'autres méthodes visant à minimiser les contraintes locales et à éviter les risques de défaillance prématurée due à la fatigue.

2.4.1 Conception des assemblages

Les dispositions constructives des assemblages doivent être adaptées et conçues de manière à éviter les problèmes de fatigue. Pour choisir un détail de construction adéquat, il est essentiel de se référer aux paramètres ayant une influence prépondérante sur la durée de vie (cf. section 2.2.3).

Outre l'étendue de contrainte $\Delta\sigma$ appliquée, il faut également considérer les points suivants :

2.4. CONCEPTION DES STRUCTURES

- Le flux de contrainte doit être le plus continu possible, afin de minimiser les zones de concentration de contraintes. Ce flux de contrainte peut par exemple être perturbé par des éléments tels que des raidisseurs, des attaches, des goussets, des semelles de renforts, etc. La concentration de contraintes est moins grande lorsque la transition entre les différentes pièces est arrondie. Par exemple, l'ajout de goussets circulaires au niveau des croisements de poutres permet de répartir les charges de manière plus uniforme (cf. figure 2.14), réduisant les contraintes locales et donc les risques de fatigue. En effet, les changements abrupts de géométrie génèrent des concentrations de contraintes qu'il convient d'éviter.



FIGURE 2.14 – Noeud de treillis Warren : goussets circulaires [26].

- La dimension des anomalies doit être minimisée. En effet, l'amorce d'une fissure est souvent due à de petites anomalies, parfois microscopiques, créées principalement lors de la fabrication par des opérations telles que le forage de trous et le soudage. Les soudures sont particulièrement sensibles à la fatigue en raison de la présence d'anomalies, classées par ordre de gravité comme suit : fissures, manque de fusion, manque de pénétration, inclusions et pores [12].
- Les boulons précontraints constituent également une solution efficace pour prévenir les problèmes de fatigue. En transmettant l'effort par frottement des pièces assemblées plutôt que par cisaillement de la tige, ils réduisent les variations de contraintes qui pourraient entraîner la fatigue.

En règle générale, le concepteur doit veiller à éviter la création de contraintes locales importantes par l'arrêt ou la modification brutale des sections des pièces. Il est également crucial de calculer avec précision les contraintes dans les assemblages transversaux ou secondaires de la structure, une tâche facilitée par le développement des calculs par éléments finis.

2.4.2 Parachèvement

Les techniques de parachèvement permettent d'améliorer nettement la résistance à la fatigue des détails constructifs. L'utilisation de techniques de finition telles que le meulage peut éliminer les défauts de surface et les zones de concentration de contraintes, contribuant ainsi à prolonger la durée de vie de la structure et à réduire les risques de défaillance prématurée. Il est crucial de veiller à ne pas créer de défauts tels que des rayures, des marques, etc., qui pourraient devenir des sites d'amorçage de fissures. Il est également nécessaire de ne laisser aucune strie perpendiculaire à direction des efforts dans l'assemblage.

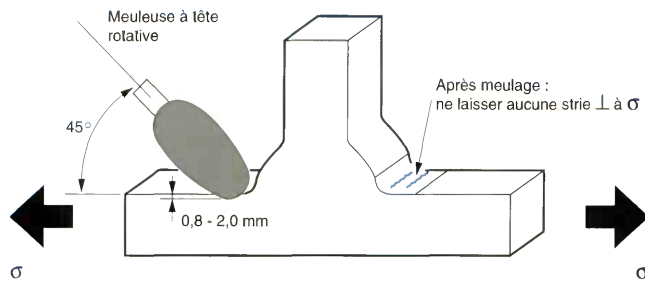


FIGURE 2.15 – Meulage d'une soudure [26].

D'une manière générale, les effets du parachèvement se traduisent sur la forme des courbes de fatigue sous amplitude constante (=courbes de Wöhler) par un rehaussement des courbes et une augmentation des limites de fatigue, comme le montre la figure 2.16. Par conséquent, la catégorie de détail, c'est-à-dire la résistance à deux millions de cycles, augmente.

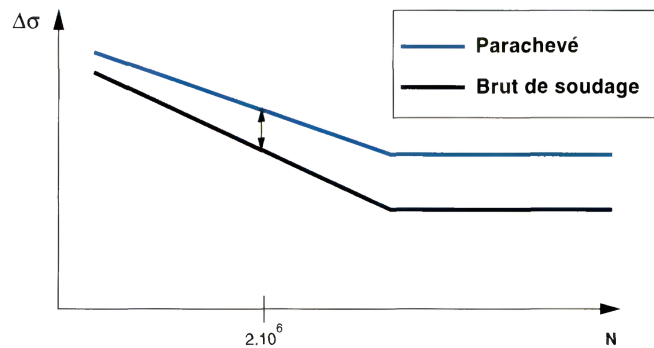


FIGURE 2.16 – Effet d'un traitement de parachèvement sur les courbes de Wöhler [26].

2.4.3 Exemple de pathologie

Pour illustrer l'impact significatif de la fatigue dans les structures métalliques, un exemple est celui du pont de Silver Bridge qui traversait la rivière Ohio, en Virginie-Occidentale. Ce pont suspendu s'est effondré en 1967, causant la mort de 46 personnes. Construit en 1928, ce pont était à l'origine conçu pour supporter un trafic modéré, principalement composé de véhicules légers. Cependant, au fil des décennies, le volume et la charge des véhicules ont considérablement augmenté.

Les investigations ont révélé que la cause principale de l'effondrement était la rupture d'une barre à œil dans l'une des chaînes de suspension du pont, due à la fatigue engendrée par des contraintes répétées. Cet événement tragique résulte d'une combinaison de facteurs, notamment la corrosion, la conception du pont et les contraintes cycliques induites par le trafic, qui a augmenté au fil du temps. Les charges répétées ont finalement conduit à la rupture de la pièce critique. Par ailleurs, le pont n'avait pas fait l'objet d'inspections rigoureuses nécessaires pour garantir sa sécurité au fil des décennies. Cet exemple tragique met en évidence l'importance cruciale de gérer la fatigue dans les structures métalliques, en particulier dans les infrastructures comme les ponts, avec des opérations de maintenance et d'inspections régulières [28].



FIGURE 2.17 – Pont Silver Bridge en 1928 [27].

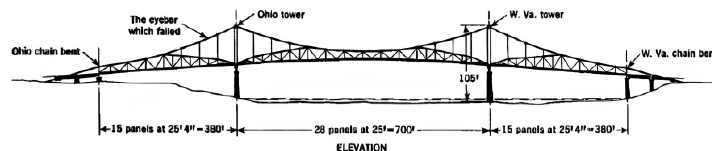


FIGURE 2.18 – Plan du Silver Bridge : Élévation [28].

Chapitre 3

Étude de la méthodologie Infrabel

Infrabel, entreprise publique belge, a pour mission la gestion, l'entretien et la modernisation du réseau ferroviaire national. Cela inclut la construction et la maintenance des voies ferrées, ponts, tunnels, passages à niveau et gares en Belgique. Son objectif principal est de garantir la sécurité, la fiabilité et l'efficacité du réseau ferroviaire du pays [19]. L'entreprise Infrabel maintient un bon contact avec le SPW et est ouverte à partager facilement sa méthodologie et ses informations, comme me l'a indiqué ir. Alain Degueldre d'Infrabel.

Le but de ce chapitre est d'examiner la méthodologie utilisée par Infrabel pour vérifier la fatigue des ponts ferroviaires, dans le but de l'adapter aux ponts routiers. Cette adaptation est nécessaire car les ponts routiers et ferroviaires présentent des caractéristiques distinctes. Les ponts routiers sont soumis à des charges variables et fluctuantes dues au trafic routier, tandis que les ponts ferroviaires subissent des charges plus régulières et répétitives liées au passage des trains.

3.1 Principe

Le réseau ferroviaire belge compte environ 400 ponts métalliques. Pour le recalcul et le suivi de ces ponts existants, Infrabel utilise les normes de l'Union Internationale des Chemins de fer (UIC) et a développé ses propres fascicules ferroviaires qui font référence aux Eurocodes. La méthodologie pour la vérification des ponts-rails est assez similaire à celle des ponts-routes et repose sur l'utilisation d'un convoi équivalent multiplié par des coefficients. Infrabel dispose également d'une expérience significative, ayant détecté des fissures de fatigue dans certains assemblages.

Les ponts-rails métalliques comportent généralement les mêmes éléments principaux et sont construits selon un schéma similaire, à quelques exceptions près.

3.1. PRINCIPE

La figure 3.1 illustre la structure classique d'un pont-rail métallique, composée de poutres principales, d'entretoises et de longrines sous les rails. Étant donné les similitudes entre les ponts-rails, des zones sensibles à la fatigue ont pu être identifiées. Infrabel a ainsi établi un catalogue des défauts et des détails à risque. Ce catalogue, destiné aux inspecteurs d'ouvrages, comprend les directives pour les visites ainsi que les détails sensibles à la fatigue afin de détecter d'éventuelles fissures.

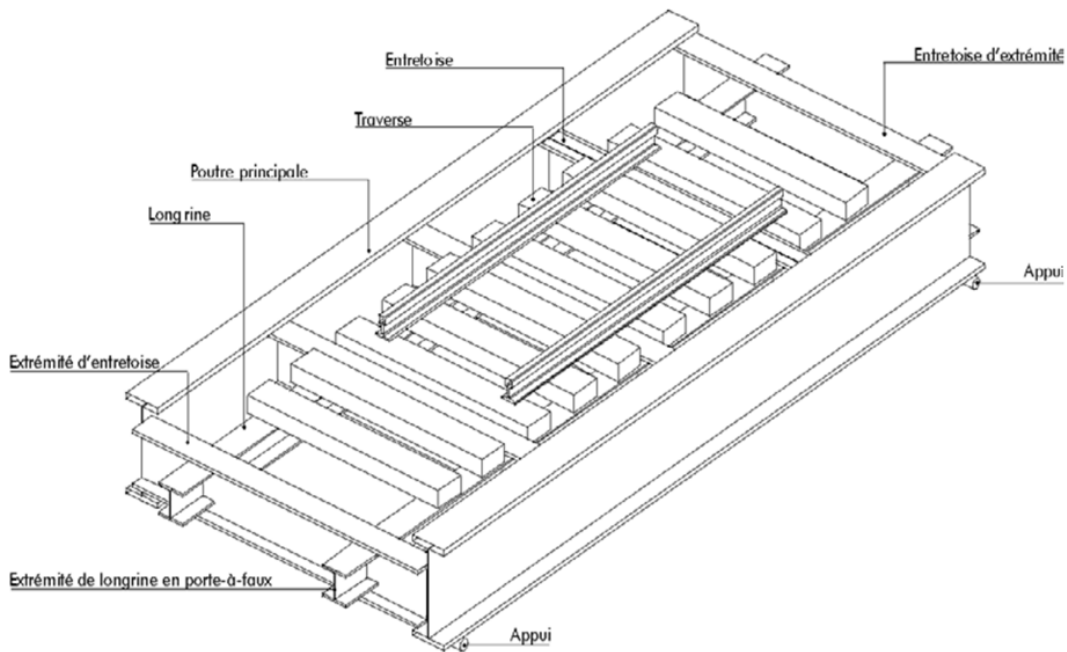


FIGURE 3.1 – Structure classique d'un pont métallique d'Infrabel [2].

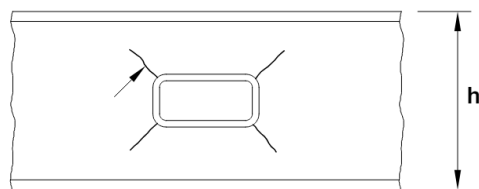
Il est important de souligner que les fissures de fatigue peuvent être anticipées en recalculant les ponts métalliques pour identifier les assemblages à risque, en se basant sur les plans et les notes de calcul. Dans le cas d'un pont existant, il est essentiel de déterminer le nombre de cycles de charge qu'il a subis. Pour ce faire, les tonnages annuels précédents sont déterminés à partir des données des cartes de tonnages marchandises qui ont traversé la ligne. En recalculant les cycles de charge que l'ouvrage a subis par le passé avec des paramètres appropriés, la durée de vie restante de la structure peut être déterminée statistiquement. Infrabel utilise une méthode issue des fiches UIC, car l'Eurocode ne contient pas de directives spécifiques pour le recalcul des structures existantes.

3.1. PRINCIPE

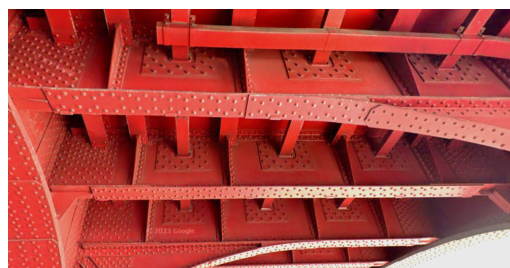
En ce qui concerne les inspections, la méthode utilisée par Infrabel est assez similaire à celle du SPW. Infrabel procède à une inspection détaillée tous les 8 ans, avec une inspection systématique plus superficielle entre deux inspections détaillées, ce qui implique une visite de l'ouvrage tous les 4 ans. Lors de la visite détaillée, l'ouvrage est inspecté dans son intégralité selon les critères de la fiche fatigue, tandis que lors de la visite systématique, l'inspection se limite à certaines parties essentielles de l'ouvrage [21]. Durant ces inspections, des fissures de fatigue peuvent éventuellement être détectées, mais la difficulté réside dans le fait que les fissures ne traversent pas toujours la peinture. Par conséquent, il est nécessaire soit d'enlever la peinture, soit d'attendre le sablage de l'ouvrage lors de la phase de repeinture pour vérifier la présence de fissures de fatigue. Une alternative est de prévoir que la fissure apparaîtra au moment où la peinture commencera à craqueler.

Pour traiter une zone de fatigue, il est inutile de simplement ressouder ou remplacer les boulons. Le forage d'un trou permet d'arrêter la propagation de la fissure, car le pic des contraintes s'arrête dans l'arrondi du trou. Par ailleurs, il est nécessaire d'ajouter de la matière dans la zone tendue pour répartir les forces dans plus de matière, ce qui permet de diminuer le taux des contraintes.

Par exemple, sur le viaduc du Midi situé à Bruxelles, des ouvertures dans les entretoises permettent le passage d'un chéneau, un conduit en forme de U destiné à l'écoulement des eaux. Plusieurs fissures de fatigue ont été découvertes lors du sablage de l'ouvrage, notamment aux assemblages entretoises/passages de chéneaux. Ces fissures sont apparues à 45° dans les quatre coins des ouvertures, en raison de concentrations de contraintes (cf. figure 3.2a).



(a) Détail entretoise : percement dans l'âme [20].



(b) Viaduc du Midi : Entretoises, passages chéneaux.

FIGURE 3.2 – Réparations sur le viaduc du Midi.

Une plaque boulonnée a été ajoutée sur l'âme de l'entretoise de chaque assemblage pour tripler son épaisseur, avec une ouverture arrondie (cf. figure 3.2b). Cette réparation réduit les contraintes dans la zone environnante par un facteur trois.

En résumé, la méthodologie Infrabel de vérification à la fatigue des ouvrages existants est basée sur :

- Le recalcul de tous les ponts métalliques avec une visite éventuelle, selon une approche empirique et hautement probabiliste.
- La création de directives pour les visites d'ouvrages, comprenant une liste des détails critiques de fatigue.
- Une base de données "Ouvrages d'art" contenant la liste des défauts et de leur traitement.

Il faut également avoir conscience des dangers, notamment le fait que la peinture peut masquer le démarrage des fissures. De plus, la corrosion engendre des irrégularités et des défauts de surface (démaigrissement) qui perturbent la distribution des contraintes. Par conséquent, les zones affectées par la corrosion deviennent des points de faiblesse en raison de la concentration des contraintes dans ces zones [2].

3.2 Fiche fatigue Infrabel

Sur une structure métallique, il existe de nombreux éléments à examiner lors d'une inspection, mais il peut être difficile pour l'inspecteur de savoir où concentrer son attention. Dans cette optique, les ingénieurs d'Infrabel ont recalculé tous les ponts-rails métalliques existants du réseau belge pour identifier les points critiques et déterminer s'ils sont susceptibles de présenter des problèmes de fatigue. Pour rendre les inspections plus efficaces, Infrabel a élaboré des fiches de fatigue spécifiques pour chaque tablier de pont. Ces fiches identifient les points critiques sensibles à la fatigue à vérifier et résument les résultats des calculs.

Détails à risque

Le processus de recalcul en fatigue commence par une recherche sur les plans pour identifier d'éventuels détails à risque au niveau des éléments porteurs. Les éléments types à vérifier sur un pont-rail sont :

- les poutres principales (1) ;
- les entretoises (2) ;
- les longrines (3) ;
- les assemblages longrines-entretoises (4) ;
- d'autres assemblages à risque éventuels (5) pour lesquels un calcul est nécessaire.

Concernant les poutres principales (1), les entretoises (2) et les longrines (3), la vérification se fait généralement dans la section où les contraintes sont les plus élevées, typiquement à mi-travée.

3.2. FICHE FATIGUE INFRABEL

L'assemblage des longrines et des entretoises (4) est un ensemble complexe nécessitant une attention particulière. La fiche de fatigue indique les éléments à risques spécifiques. La figure 3.3 illustre un assemblage type présentant différentes ruptures possibles dues à la fatigue.

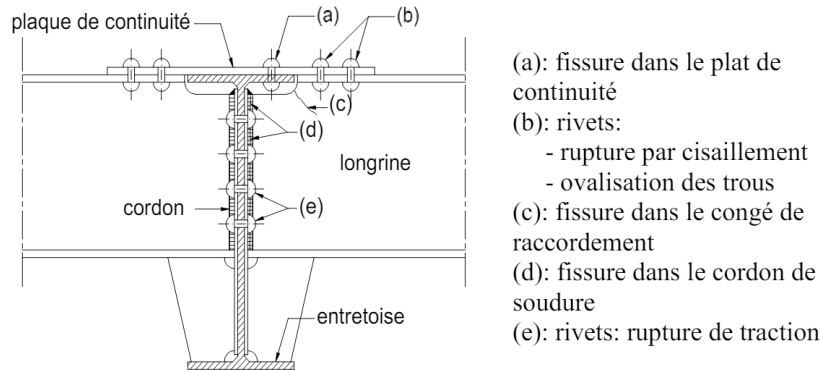


FIGURE 3.3 – Assemblage longrine-entretoise [20].

Contenu de la fiche de fatigue

- 1) Énumération de tous les détails potentiellement à risque identifiés sur les plans, conformément au catalogue des détails typiques à risque établi par Infrabel.
- 2) Les résultats des calculs de vérification à la fatigue pour les éléments principaux et les liaisons.
- 3) Des directives concernant la procédure de vérification lors de l'inspection, tant pour les détails calculés que pour les détails non calculés.

Exemple

Voici un exemple d'un pont ferroviaire composé d'une structure classique, comme présenté sur la figure 3.1. Ce pont comprend : deux poutres principales de 14,7 m de portée, des entretoises espacées de 2,7 m, et des longrines. Selon l'UIC, un seul cas de charge est pris en compte et il est multiplié par un coefficient dynamique en fonction de la portée de l'élément considéré.



FIGURE 3.4 – Pont-rail métallique à Marchienne-au-Pont [18].

Le moment fléchissant maximal dans les éléments principaux (poutres principales, entretoises, longrines) est calculé en supposant une configuration rotulée, bien que

3.2. FICHE FATIGUE INFRABEL

cette hypothèse ne soit pas tout à fait réaliste. La contrainte maximale à mi-portée dans les éléments peut ensuite être calculée avec l'hypothèse de la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli : $\sigma = \frac{M}{I/v}$. Une vérification des assemblages est également réalisée en se référant aux détails à risque typiques répertoriés dans le catalogue développé par Infrabel (cf. annexe B pour les notes de calculs).

Finalement, un tableau qui sert de guide pour les inspections est établi, indiquant les durées de vie restantes ou les pourcentages de vérification à effectuer (cf. tableau 3.1). Si les mêmes types de détails reviennent plusieurs fois sur un ouvrage, l'examen détaillé est limité à un pourcentage raisonnable de ceux-ci en fonction du risque de fatigue. En résumé, la fiche fatigue permet d'identifier les endroits qui présentent les plus gros risques et de fournir les directives pour les vérifications à effectuer.

<i>Année de construction : 1964</i>	<i>vérification</i>
Poutres principales, poutre laminée (XVa)	Non
Poutre principale aux appuis (IV)	50% (routine)
Poutres principales, raidisseurs transversaux (II)	100% (seulement en milieu de portée)
Entretoises, poutre laminée (XVd)	Non
Entretoises, passages chenaux (VI)	15%
Longrines, poutre laminée (XVd)	Non
Liaison longrine - entretoise, arrondi (Xc)	100%
Liaison longrine - entretoise, rivets (XIb)	15%
Porte-à-faux entretoises d'about (XIV)	100%

TABLEAU 3.1 – Fiche fatigue Infrabel : vérification des détails de l'ouvrage [18].

Les détails indiqués en chiffres romains dans le tableau 3.1 correspondent aux détails de fatigue du catalogue établi par Infrabel. Les pourcentages spécifient le nombre de détails à vérifier : par exemple, 50 % signifie contrôler un assemblage sur deux, tandis que 100 % implique de vérifier chaque assemblage dans l'ouvrage.

Remarques :

Les vérifications par calculs permettent de vérifier si les éléments sont en sécurité vis-à-vis de la fatigue. Cependant, ces calculs reposent sur des hypothèses simplificatrices telles que la considération de poutres rotulées, ce qui n'est pas toujours réaliste, négligeant ainsi les concentrations de contraintes. Par conséquent, les calculs simplifiés ne garantissent pas une évaluation précise de la fatigue. Les visites

d'inspection, l'expérience acquise, notamment grâce aux défauts observés, ainsi que la liste des détails typiques à risque, sont donc essentiels pour identifier et évaluer les risques réels de fatigue.

3.3 Ponts-rails versus ponts-routes

L'objectif de ce travail est d'étudier la fatigue sur les ponts routiers. Par conséquent, il est nécessaire d'adapter la méthodologie Infrabel utilisée pour les ponts-rails en l'extrapolant aux ponts-routes.

Les charges et les structures des ponts ferroviaires diffèrent de celles des ponts routiers. Les ponts ferroviaires sont spécifiquement conçus pour supporter les charges répétitives des trains qui passent toujours au même endroit (sur les rails), avec des charges connues telles que les locomotives (pesant environ 100 T), ainsi que les wagons de marchandises ou de voyageurs. Par conséquent, les cycles de contrainte sur les ponts ferroviaires sont mieux appréhendés que sur les ponts routiers, qui doivent faire face à une gamme plus variée de charges, notamment celles des véhicules de différents types et poids.

Les ponts ferroviaires ont généralement un rapport charge utile/poids propre plus favorable, car ils sont conçus pour maximiser la capacité de charge tout en minimisant leur propre poids. En revanche, les ponts routiers, qui doivent supporter une gamme variée de véhicules de poids différents, présentent un rapport charge utile/poids propre moins optimisé. Cette différence rend la gestion de la fatigue plus complexe pour les ponts routiers en raison de la variabilité des charges, de la diversité des configurations structurelles et des charges dynamiques moins prévisibles.

De plus, les ponts ferroviaires sont souvent caractérisés par des ouvrages plus standardisés, tels que les tabliers en poutre, en treillis ou les poutres en caisson, avec moins de variantes dans leur conception. En revanche, la diversité des techniques de construction des ponts routiers, notamment avec des configurations telles que les structures en arc ou en haubans, ainsi que les incertitudes liées à l'évaluation du trafic, rendent la gestion de la fatigue plus complexe pour ces ouvrages routiers.

Chapitre 4

Vérification des ponts-routes à la fatigue

Ce chapitre aborde la problématique de la fatigue des ponts routiers existants. Tout d’abord, les principaux types de ponts métalliques présents dans le patrimoine du SPW sont décrits. Ensuite, les différents modèles de charge ainsi que la méthodologie utilisée pour la vérification à la fatigue sont présentés. La publication de l’Eurocode 3 et la calibration d’un convoi de fatigue, outils essentiels pour cette vérification en fatigue, sont également abordées.

4.1 Patrimoine SPW

Comme mentionné précédemment, l’objectif de ce travail est d’évaluer le risque de problème de fatigue sur les ponts routiers existants en Wallonie, gérés par le SPW. Dans un premier temps, il s’agit d’identifier les ponts du patrimoine du SPW susceptibles de présenter des problèmes de fatigue.

Le SPW gère près de 6 000 ouvrages qui sont répertoriés dans une banque de données des ouvrages d’art (BDOA). Parmi eux, 6% sont des tabliers métalliques et 4% des ponts mixtes (cf. figure 4.1). Ces ouvrages sont susceptibles de présenter des problèmes de fatigue dans leur structure métallique. L’âge moyen des ponts métalliques et mixtes est d’environ 50 ans, et les premières normes permettant la vérification complète en fatigue datent de 1996. Par conséquent, de nombreux ponts n’ont pas été dimensionnés à la fatigue et sont concernés par cette problématique, qui a déjà mené à des fissures, voire des ruptures à l’étranger [1].

4.1. PATRIMOINE SPW

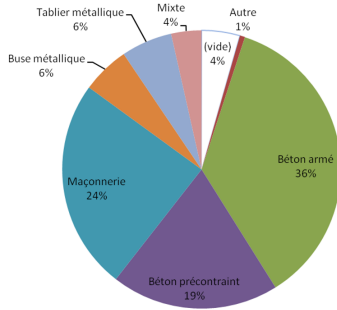


FIGURE 4.1 – Patrimoine SPW : ouvrages d'art [1].

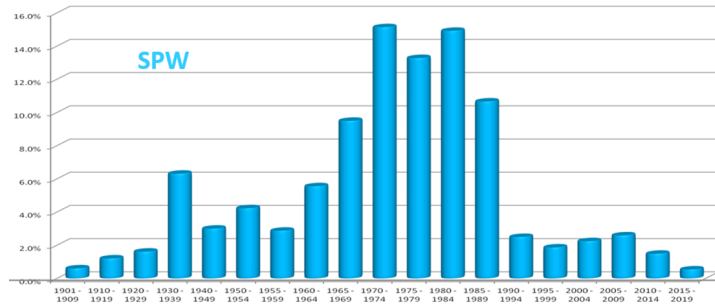


FIGURE 4.2 – Patrimoine SPW : âge des ponts [1].

Il existe deux grands types de ponts sensibles à la fatigue : les ponts mixtes et les ponts entièrement métalliques.

Les ponts mixtes sont composés d'une dalle en béton solidarifiée à la charpente métallique par des connexions, permettant à l'acier et au béton de participer ensemble à la résistance du tablier. Ces ouvrages comportent généralement deux poutres (bipoutre) sous la chaussée (cf. figure 4.3), bien qu'il existe également des ponts en caissons mixtes. Dans les ponts mixtes, où la dalle en béton est soutenue par une structure en acier, l'analyse de la fatigue se concentre uniquement sur le matériau en acier. Les composants à vérifier sont donc la charpente métallique et ses connecteurs (goujons).

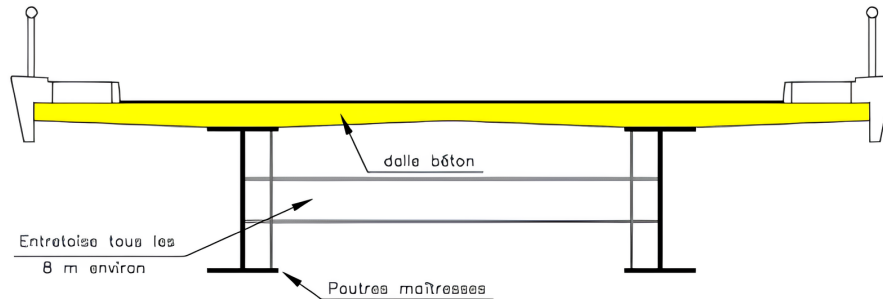


FIGURE 4.3 – Ouvrage mixte bipoutre, ossature à entretoises [5].

Les ouvrages entièrement métalliques sont utilisés lorsqu'un gain de poids mort est recherché (ouvrages de très grande portée, suspendus ou à haubans, ponts mobiles, etc.). La couverture métallique est constituée d'une tôle raidie longitudinalement, appelée dalle orthotrope (cf. figure 4.4). Ce type de pont, sensible à la fatigue, sera décrit plus en détail dans le chapitre 5.

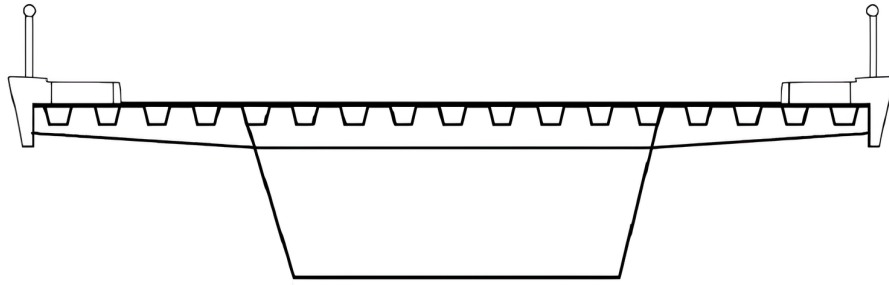


FIGURE 4.4 – Dalle orthotrope d'un caisson métallique [5].

4.2 Problématique de la fatigue

Pour rappel, le phénomène de fatigue désigne la dégradation progressive des structures soumises à des sollicitations fluctuantes et répétées. Cela se manifeste par l'apparition et la propagation de fissures, pouvant endommager ces structures jusqu'à la ruine.

Dans les ouvrages d'art, les problèmes de fatigue surviennent principalement dans la charpente métallique des ponts mixtes, des ponts métalliques (rivetés, boulonnés ou soudés) et des dalles orthotropes. Plusieurs facteurs peuvent influencer la durée de vie à la fatigue des éléments (cf. section 2.2.3). Pour un assemblage donné, il est admis que les principaux facteurs pour vérifier la résistance à la fatigue sont les étendues de contraintes appliquées et le nombre de cycles subis. Ce nombre de cycles dépend des sollicitations induites par les charges de trafic. Les étendues de contraintes générées dans les assemblages sont également liées aux charges de trafic, mais elles dépendent aussi des dispositions constructives et du type d'assemblage (classe de détail).

Une structure métallique comporte de nombreux détails à examiner, ce qui rend l'inspection complexe. L'objectif est d'identifier les assemblages à risque sur les différents types d'ouvrages utilisés en Wallonie et d'évaluer la durée de vie résiduelle en tenant compte des cas de charges réels. Pour étudier ces détails critiques en fonction du type d'ouvrage, il est nécessaire de modéliser chaque structure afin de localiser les zones où les contraintes varient fortement et d'effectuer une vérification à la fatigue. Cependant, il ne sera pas possible de modéliser tous les types d'ouvrages dans le cadre de ce TFE. L'étude se concentrera donc sur un ouvrage particulier, le pont à dalle orthotrope, avec une vérification de certains détails typiques de fatigue. Elle comprendra une analyse détaillée du pont de Haccourt, ainsi que des visites de terrain pour mieux visualiser la structure (cf. chapitre 6).

4.3 Méthodologie de vérification à la fatigue

La résistance à la fatigue des structures métalliques doit être vérifiée lorsqu'elles sont soumises à des fluctuations répétées de contraintes. Pour ce faire, il est nécessaire de se référer à l'Eurocode 3, EN 1993-1-9, qui décrit les différentes méthodes de vérification à la fatigue. Ces méthodes sont fondées sur des résultats d'essais à la fatigue sur grandes éprouvettes, reproduisant les imperfections géométriques et structurelles [9].

4.3.1 Analyse de l'ouvrage

Pour la vérification à la fatigue d'un pont existant, la première étape consiste à effectuer une analyse de l'ouvrage avec tous les éléments utiles au diagnostic : date de construction, hypothèses de calcul, redondance de la structure, trafic supporté, catégories de détail des assemblages. L'objectif est d'évaluer la vulnérabilité de l'ouvrage à la fatigue et d'identifier les assemblages les plus critiques. Il est nécessaire de classer les assemblages soudés et boulonnés sur la base des configurations proposées par l'EN 1993-1-9 (cf. section 2.2.5). Les catégories de détails les plus fréquemment rencontrées sur les ponts métalliques sont représentées sur la figure 4.5. Les flèches doubles indiquent la direction des contraintes pour lesquelles l'étendue de contrainte est calculée. La fissure de fatigue potentielle est représentée par un trait bleu.

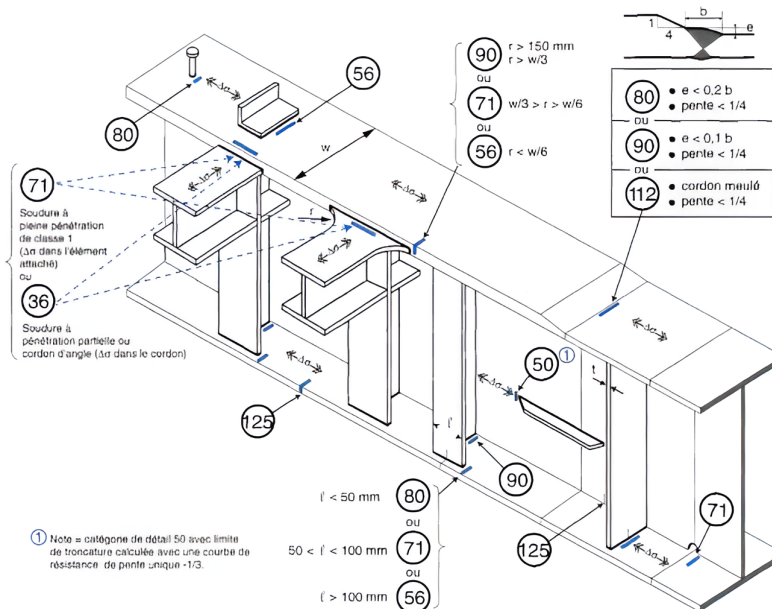


FIGURE 4.5 – Catégories de détail des principaux assemblages dans les ponts métalliques et mixtes [26].

4.3.2 Modèles de charge de fatigue

La circulation du trafic sur les ponts engendre des étendues de contraintes dans les assemblages, ce qui peut conduire à la fatigue. Ces variations de contraintes dépendent des charges d'essieu, de la géométrie des véhicules, de leur espacement, de la composition du trafic ainsi que de ses effets dynamiques.

Afin de pouvoir établir les calculs de vérification à la fatigue, il est nécessaire de choisir un modèle de charge qui représente le trafic réel sur l'ouvrage. L'Eurocode, EN 1991-2, définit cinq modèles de charge de fatigue ayant chacun un degré de précision et de simplification différent [8].

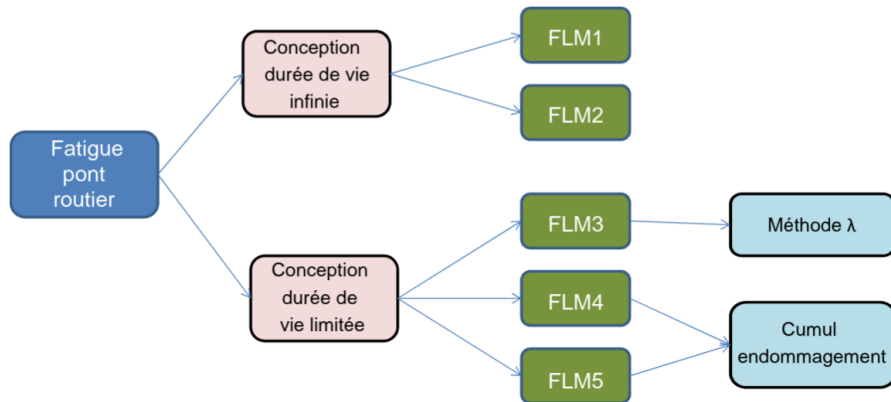


FIGURE 4.6 – Les cinq modèles de charge de fatigue [14].

Comme illustré à la figure 4.6, les deux premiers modèles, FLM1 et FLM2, sont destinés à vérifier si la durée de vie vis-à-vis de la fatigue peut être considérée comme illimitée lorsqu'une limite de fatigue sous amplitude constante est définie, selon les courbes $\Delta\sigma - N$ de l'Eurocode 3. En d'autres termes, si les étendues de contraintes résultant de l'application des modèles FLM1 ou FLM2 sont inférieures à la limite de fatigue du détail considéré, une vérification à la fatigue n'est pas nécessaire. Ces deux modèles simplifiés permettent d'identifier rapidement les zones sensibles à la fatigue.

Les trois autres modèles, FLM3, FLM4 et FLM5, sont destinés à être utilisés pour estimer la durée de vie à la fatigue en se basant sur les courbes de résistance à la fatigue définies dans l'Eurocode 3. Il ne convient pas de les utiliser pour vérifier si la durée de vie en fatigue peut être considérée comme illimitée. Les modèles FLM4 et FLM5 permettent des calculs d'endommagement basés sur la loi de Palmgren-Miner (cf. section 2.3.3) et offrent une représentation plus précise du trafic réel.

4.3. MÉTHODOLOGIE DE VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Modèle de charge de fatigue 1

Le modèle de charge de fatigue 1 (FLM1) se base du modèle de charge LM1 (cf. EN 1991-2) avec pour valeur des charges d'essieu $0,7Q_{ik}$ et pour valeurs des charges uniformément réparties $0,3q_{ik}$. Il est nécessaire de déterminer les contraintes maximales et minimales ($\sigma_{FLM,max}$ et $\sigma_{FLM,min}$) en fonction des configurations possibles des charges du modèle sur le pont. Ce modèle est plutôt pessimiste, notamment dans les cas où la surface d'influence est de faible dimension (effets locaux), car la présence des forces concentrées devient déterminante.

Modèle de charge de fatigue 2

Le modèle de charge de fatigue 2 (FLM2) est constitué par un ensemble de cinq camions idéalisés, appelés "camions fréquents". Chaque "camion fréquent" est défini par le tableau 4.1 de l'EN 1991-2, selon les critères suivants :

- Le nombre d'essieux et leur espacement ;
- La valeur fréquente de chaque essieu ;
- Les surfaces de contact des roues et la distance transversale entre les roues.




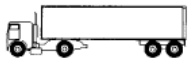

1	2	3	4
SILHOUETTE DU CAMION	Espacement des essieux (m)	Charge d'essieu fréquente (kN)	Type de roue (voir Tableau 4.8)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

TABLEAU 4.1 – Caractéristiques des "camions fréquents" [8].

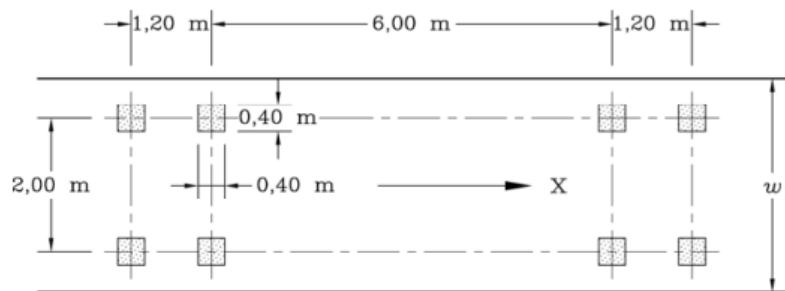
4.3. MÉTHODOLOGIE DE VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Les contraintes maximales et minimales ($\sigma_{FLM,max}$ et $\sigma_{FLM,min}$) sont déterminées à partir des effets les plus sévères résultant du passage d'un de ses camions sur la voie lente. Ce modèle a été introduit pour corriger les éventuelles anomalies résultant de l'application du modèle 1 dans le cas de courtes lignes d'influence.

Modèle de charge de fatigue 3

Le modèle de charge de fatigue 3 (FLM3) est un modèle simplifié qui considère le passage d'un convoi unique pour calculer l'étendue de contrainte dans le détail considéré. Grâce à un ajustement numérique avec des coefficients appropriés, ce modèle permet de réaliser la vérification à la fatigue sans nécessiter un calcul d'endommagement, en utilisant une seule étendue de contrainte. Ces coefficients dépendent du trafic, de la durée de vie de conception de l'ouvrage et du nombre de voies, permettant ainsi de calculer le facteur λ pour ajuster l'étendue de contrainte. Ce facteur d'ajustement λ permet de reproduire les effets du trafic réel sur l'ouvrage étudié.

Le modèle FLM3 se compose de quatre essieux, chacun équipé de roues identiques. Le poids de chaque essieu est de 120 kN et la surface de contact de chaque roue est un carré de $0,40\text{ m}$ de côté. Sa géométrie est représentée à la figure 4.7.



Légende

w_1 largeur de la voie

X axe longitudinal du pont

FIGURE 4.7 – Modèle de charge de fatigue 3 [8].

L'EN 1991-2 [8] stipule qu'il est possible de prendre en compte deux véhicules sur la même voie, avec un poids d'essieu de 36 kN pour le second véhicule et une distance entre les centres des deux véhicules supérieure à 40 m .

Le modèle FLM3 est le modèle le plus utilisé de par son aspect pratique, en évitant de faire des calculs d'endommagement. L'utilisation de ce modèle est détaillée dans la section 4.3.3.

4.3. MÉTHODOLOGIE DE VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Modèle de charge de fatigue 4

Le modèle de charge de fatigue 4 (FLM4) se compose d'un ensemble de camions permettant de créer un "trafic de synthèse" équivalent à celui des routes européennes. Il s'agit du même ensemble de cinq camions que dans le modèle 2, mais avec des charges d'essieux différentes, comme indiqué dans le tableau 4.2.




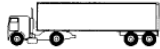

TYPE DE VEHICULE			TYPE DE TRAFIC			
1	2	3	4	5	6	7
			Longues distances	Distances moyennes	Trafic local	
CAMION	Espacement des essieux (m)	Charges d'essieux équivalentes (kN)	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Type de roue
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

TABLEAU 4.2 – Ensemble de camions du modèle 4 [8].

La procédure à suivre pour les calculs est résumée ci-dessous :

- À partir du tableau 4.2 et des colonnes 4, 5 ou 6 selon le type de trafic, il convient de choisir le pourcentage de chaque camion dans le flux de trafic.
- Le nombre total de passages de camions par voie lente et par an peut être déterminé à partir du choix des catégories de trafic données dans l'EN 1991-2.
- L'histogramme des étendues de contrainte résultant du passage successif des différents camions, en l'absence de tout autre véhicule, est obtenu à partir d'une méthode de comptage appropriée, telle que la méthode de la goutte d'eau ou la méthode du réservoir (cf. section 2.3.3) [26].

Le modèle de charge de fatigue 4 est plus précis que le modèle 3, car il prend en compte une combinaison de charges de camions. Cependant, il est beaucoup moins pratique à utiliser.

Modèle de charge de fatigue 5

Le modèle de charge de fatigue 5 (FLM5) consiste à utiliser directement des données de trafic routier enregistrées, complétées si nécessaire par des extrapolations statistiques (cf. EN 1991-2 Annexe B [8] pour l'utilisation de ce modèle).

4.3.3 Méthode simplifiée avec le modèle n°3

Pour la vérification à la fatigue des ponts routiers, l'EN1993-2 autorise le recours à la méthode simplifiée avec l'application du modèle de chargement de fatigue 3. Comme mentionné précédemment, le modèle FLM3 est une méthode simplifiée où la variation de contrainte dans un détail donné est calculée par le passage unique d'un camion calibré sur le pont afin de reproduire l'effet équivalent du trafic réel (cf. section 4.3.2).

Calcul de l'étendue de contrainte

Il est nécessaire de calculer les contraintes nominales maximales et minimales, c'est-à-dire les contraintes dans le métal de base ou dans une soudure à proximité de l'emplacement potentiel d'une fissure. Ces contraintes doivent être calculées en utilisant la théorie élastique, sans tenir compte des effets de concentration de contrainte. Dans ce contexte, le terme "contrainte nominale" se réfère aux contraintes normales, aux contraintes de cisaillement ou aux contraintes équivalentes.

Selon les recommandations de l'Eurocode 3 - Partie 2 : Ponts métalliques (EN 1993-2 [10]), la procédure suivante doit être utilisée pour déterminer l'étendue de contrainte dans le cadre du chargement de fatigue simplifié (FLM3) :

- Il convient de déterminer la contrainte maximale σ_{max} et minimale σ_{min} en considérant les surfaces d'influence. L'étendue de contrainte dans le détail considéré, résultant d'un seul passage sur le pont du modèle FLM3, est obtenue par :

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{max} - \sigma_{min}| \quad (4.1)$$

- L'étendue de contrainte équivalente d'amplitude constante relative à $2 \cdot 10^6$ cycles est ensuite calculée :

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \phi \Delta\sigma_p \quad (4.2)$$

où :

- λ est le coefficient de dommage équivalent ;
- ϕ est le coefficient d'impact équivalent. Pour les ponts routiers, $\phi = 1$ car les effets dynamiques sont déjà pris en compte dans la calibration des charges d'essieu du camion FLM3.

4.3. MÉTHODOLOGIE DE VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Le coefficient de dommage équivalent pour les ponts routiers, qui permet de simuler les effets du trafic réel, est donné par :

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max} \quad (4.3)$$

- a) **Coefficient** λ_1 : tient compte de l'effet du trafic en fonction de la longueur de la ligne d'influence. Pour déterminer λ_1 , la longueur critique de la ligne d'influence peut être prise comme suit :

Pour les moments :

- pour une travée isostatique, la portée L_i ;
- à mi-portée d'une travée continue, voir figure 4.8, la longueur L_i de la travée considérée ;
- aux appuis d'une travée continue, voir figure 4.8, la moyenne des deux portées L_i et L_j adjacentes à l'appui considéré ;
- pour les poutres transversales portant des raidisseurs, la somme des deux portées adjacentes des raidisseurs portés par la poutre transversale.

Pour l'effort tranchant dans une travée isostatique (et dans une travée continue) :

- pour une section d'appui, voir figure 4.8, la portée considérée L_i ;
- pour la section à mi-portée, voir figure 4.8, $0,4 \times$ la portée considérée L_i .

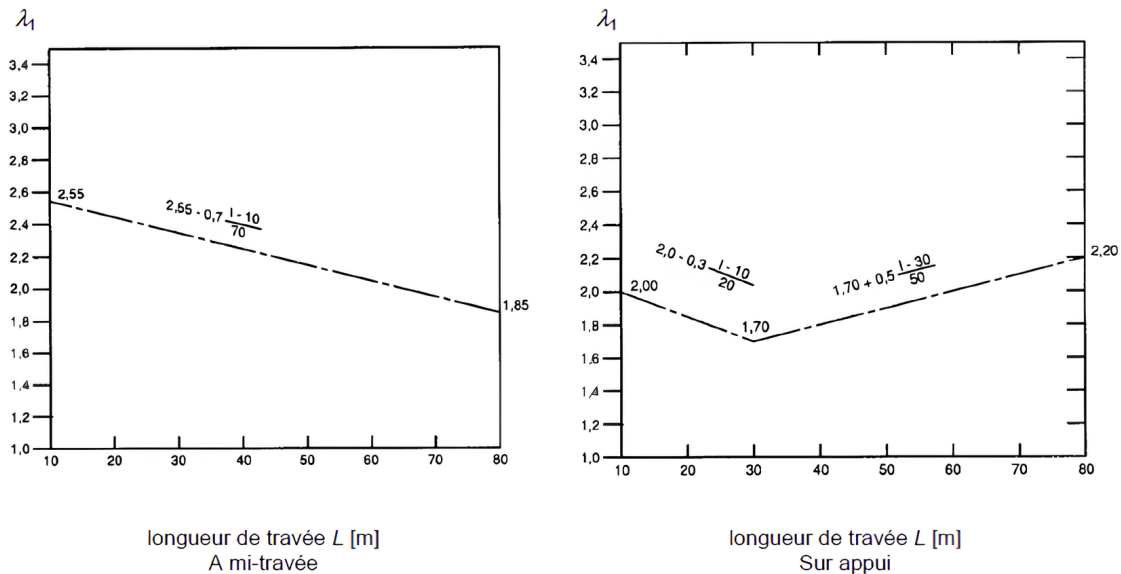


FIGURE 4.8 – λ_1 pour les moments dans les ponts routiers [10].

4.3. MÉTHODOLOGIE DE VÉRIFICATION À LA FATIGUE

b) **Coefficient** λ_2 : tient compte du volume du trafic annuel.

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad (4.4)$$

où :

- Q_{m1} est le poids moyen (kN) des poids lourds circulant sur la voie lente, obtenu à partir de : $Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$;
- $Q_0 = 480 \text{ kN}$;
- $N_0 = 0,5 \cdot 10^6$;
- N_{Obs} est le nombre total annuel des poids lourds circulant sur la voie lente (cf. EN 1991-2 Tableau 4.5 [8]) ;
- Q_i est le poids (en kN) du poids lourd i circulant sur la voie lente, tel que spécifié par l'autorité compétente ;
- n_i est le nombre de poids lourds de poids Q_i circulant sur la voie lente, tel que spécifié par l'autorité compétente.

c) **Coefficient** λ_3 : tient compte de la durée de vie prévue de l'ouvrage.

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5} \quad (4.5)$$

où t_{Ld} est la durée de vie de calcul du pont en années. Le choix de $t_{Ld} = 100$ ans est recommandé.

d) **Coefficient** λ_4 : tient compte du trafic sur les autres voies.

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5} \quad (4.6)$$

où :

- k est le nombre de voies supportant un trafic de poids lourds ;
- N_j est le nombre de poids lourds par an sur la voie j ;
- Q_{mj} est le poids moyen des poids lourds sur la voie j ;
- η_j est la valeur de la ligne d'influence au centre de la voie j pour la sollicitation qui produit l'étendue de contrainte, à utiliser dans l'équation (4.6) avec un signe positif.

e) **Coefficient** λ_{\max} : pour le moment de flexion, le coefficient de dommage λ doit rester inférieur à une valeur maximale, λ_{\max} , déterminée à partir des abaques de l'EN 1993-2 (voir figure 4.9). Pour l'effort tranchant, pas de valeur limite.

4.3. MÉTHODOLOGIE DE VÉRIFICATION À LA FATIGUE

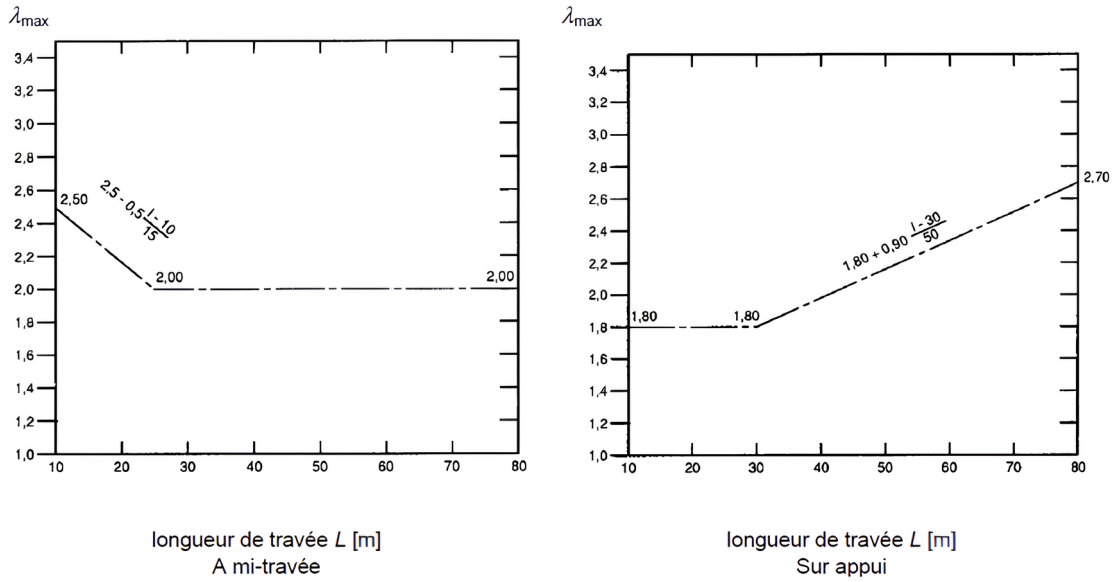


FIGURE 4.9 – λ_{max} pour les moments dans les ponts routiers [10].

Vérification à la fatigue

Après avoir calculé l'étendue de contrainte équivalente ($\Delta\sigma_{E,2}$), il convient d'effectuer la vérification à la fatigue de la manière suivante selon l'EN 1993-1-9 [9] :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \iff \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (4.7)$$

où :

- γ_{Ff} est le coefficient partiel appliqué aux charges ;
- $\Delta\sigma_{E,2}$ est l'étendue de contrainte normale équivalente d'amplitude constante relative à 2 millions de cycles ;
- $\Delta\sigma_c$ est la valeur de référence de la résistance à la fatigue pour 2 millions de cycles, correspondant à la catégorie de détail ;
- γ_{Mf} est le coefficient partiel de résistance à la fatigue.

Les valeurs de la catégorie de détail $\Delta\sigma_C$ sont spécifiées dans les tableaux 8.1 à 8.10 de l'EN 1993-1-9. Les facteurs partiels de résistance à la fatigue γ_{Mf} sont fournis dans le Tableau 3.1 de la même norme (voir section 2.3.1).

Pour la vérification des contraintes de cisaillement, la même procédure est appliquée :

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \leq 1 \quad (4.8)$$

En cas de combinaison d'étendues de contrainte normale et de cisaillement, il convient de vérifier que :

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf}}\right)^5 \leq 1 \quad (4.9)$$

4.4 Inspection et auscultation de l'ouvrage

L'objectif de l'inspection de l'ouvrage est la détection d'éventuelles fissures liées à la fatigue. L'analyse préalable de l'ouvrage et les notes de calculs à la fatigue permettent d'identifier les zones les plus critiques vis-à-vis de la fatigue, zones qui feront l'objet d'un examen visuel attentif. Les zones les plus sensibles à la fatigue sont :

- Les zones présentant des discontinuités avec de brusques variations géométriques qui entraînent des concentrations de contrainte ;
- Les zones soumises à de nombreux cycles de sollicitation et où la variation de contrainte est élevée ;
- Les assemblages soudés, surtout lorsque les dispositions constructives sont inadaptées. Les cordons de soudure perpendiculaires à la direction des efforts sont particulièrement sensibles, surtout s'ils sont mal réalisés. Les fissures s'amorcent généralement dans la zone de transition entre le cordon de soudure et le métal de base. Ces zones de soudure sont des points critiques dus à leur sensibilité aux concentrations de contraintes et aux contraintes résiduelles (cf. Annexe A).

4.4.1 Contrôle non destructif des assemblages critiques

Il existe plusieurs méthodes non destructives qui permettent de détecter les fissures de fatigue sur un ouvrage existant [7] :

- Examen visuel : Inspection des surfaces pour repérer les fissures visibles, bien que la peinture anti-corrosion puisse masquer certaines fissures peu ouvertes ;
- Ressuage : Méthode surfacique utilisant des colorants pénétrants pour déterminer la longueur des fissures. Elle est particulièrement efficace sur les surfaces accessibles et non poreuses. ;
- Ultra-sons : Détecte les défauts internes et évalue la profondeur des fissures en envoyant des ondes ultrasonores à travers le matériau. Cette méthode est particulièrement utile pour les assemblages soudés ;
- Radiographie : Identifie les défauts internes et permet de mesurer la profondeur des fissures. Elle est utile pour les zones complexes où d'autres méthodes pourraient être insuffisantes.

Il peut être judicieux de profiter d'une opération de remise en peinture de l'ouvrage pour réaliser ces auscultations.

4.4.2 Assemblages soudés

Dans les années 1950, les avancées techniques sur la qualité chimique des matériaux et les méthodes de production, ont permis le développement des assemblages soudés. Ce type d'assemblage, qui offre une plus grande liberté de conception et d'exécution, est aujourd'hui le mode d'assemblage principal dans la plupart des ouvrages. Cependant, les assemblages soudés sont sensibles au phénomène de la fatigue qui sollicite la structure par cycles de contraintes. L'apparition et le type de fissures dépendent de la configuration géométrique des assemblages et du type de soudure. Les principaux types d'assemblages soudés utilisés dans les ouvrages sont les suivants :

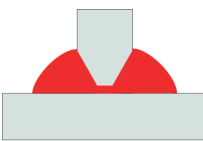
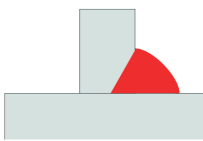


	Pleine pénétration	Pénétration partielle
Soudures d'angles <i>Assemblage de 2 éléments perpendiculaires</i>		
Soudures bout à bout <i>Assemblage de 2 éléments dans la continuité</i>		

TABLEAU 4.3 – Types d'assemblages soudés [6].

Ces soudures peuvent être :

- À pleine pénétration : continuité métallurgique totale entre les pièces, où la totalité de la section entre deux éléments est reconstituée. Les soudures à pleine pénétration sont fréquemment utilisées dans les assemblages d'aboutage d'éléments.
- À pénétration partielle : pas de continuité métallurgique totale entre les éléments. Les soudures à pénétration partielle sont utilisées pour la majorité des soudures d'angle.

4.4. INSPECTION ET AUSCULTATION DE L'OUVRAGE

Les soudures comportent plusieurs zones (cf. figure 4.10) [6] :

- Zone fondue : correspond au métal fondu lors de l'opération de soudage, généralement un métal d'apport ;
- Métal de base : le métal initialement présent avant le soudage ;
- Zone de liaison : se situe à la limite entre la zone fondue et le métal de base ;
- Zone affectée thermiquement (ZAT) : partie du métal de base ayant subi des modifications métallurgiques lors du soudage ;
- Pied de cordon : limite entre la surface de la soudure et le métal de base ;
- Racine du cordon : zone située du côté opposé à celui d'où le soudage est effectué.

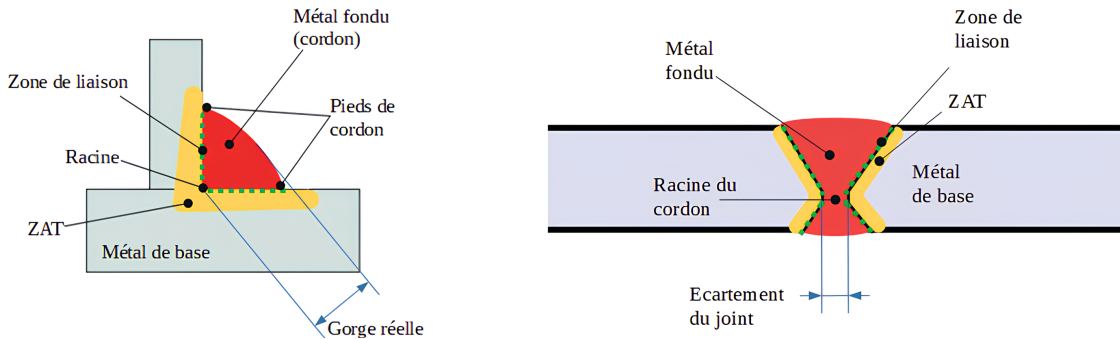


FIGURE 4.10 – Les différentes zones de soudures [6].

Les fissures de fatigue s'initient généralement en pied de cordon ou à la racine de soudures à pénétration partielle, comme le montre la figure 4.11.

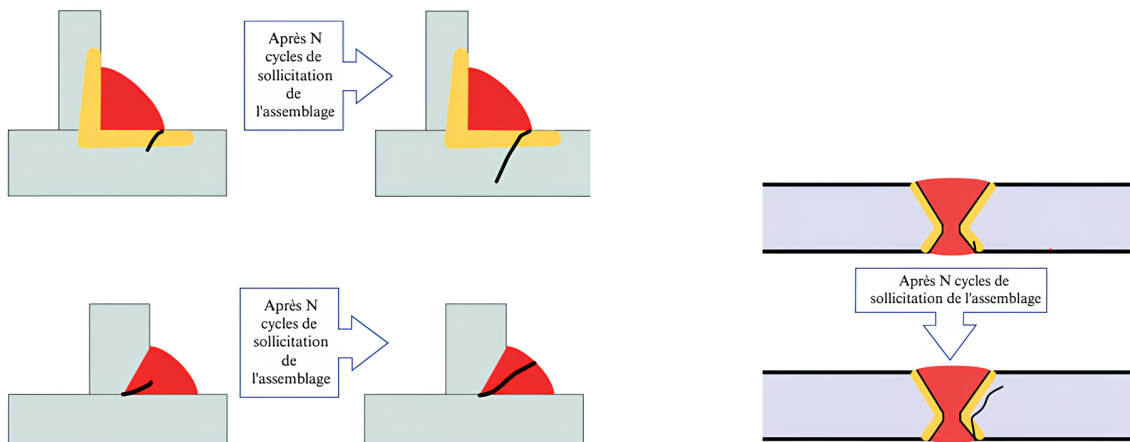


FIGURE 4.11 – Localisation des fissures de fatigue dans les assemblages soudés [6].

4.4.3 Instrumentation de l'ouvrage

L'évaluation de l'endommagement par fatigue nécessite une connaissance précise des sollicitations subies par la structure. Pour ce faire, des jauges de déformation peuvent être disposées sur l'assemblage d'un ouvrage dans la direction des contraintes étudiées. Les courbes $\Delta\sigma - N$ de résistance à la fatigue des détails constructifs classés reposent sur le concept des contraintes nominales, celles-ci négligent les concentrations de contraintes causées par les soudures.

L'instrumentation par jauges de déformation permet de mesurer les variations de contraintes nominales. Cela rend possible l'identification des cycles d'étendues de contraintes. Les jauges doivent être positionnées suffisamment loin de l'assemblage pour que les déformations mesurées ne soient pas influencées par sa présence (cf. figure 4.12) [7].

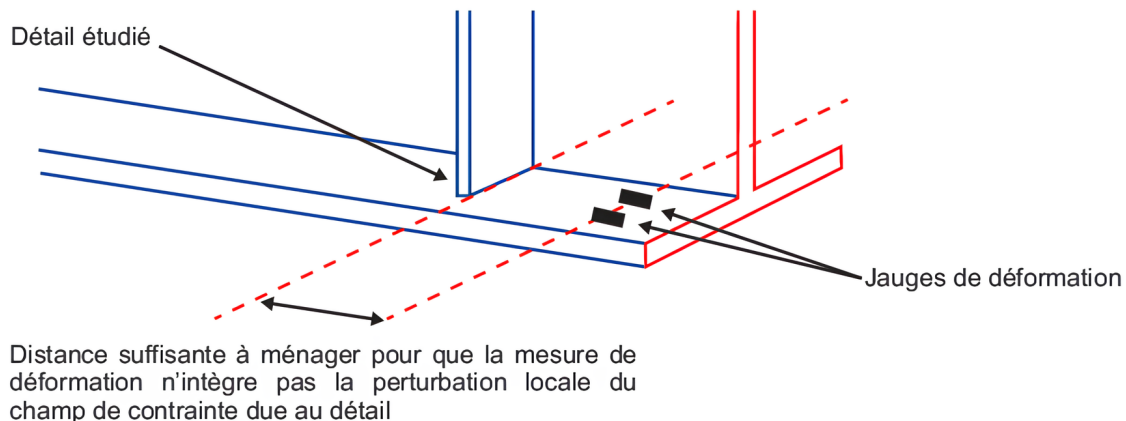


FIGURE 4.12 – Instrumentation par jauges de déformation [7].

4.4.4 Inspection des ouvrages au SPW

Le Service Public de Wallonie (SPW) gère les inspections des ouvrages pour garantir la sécurité et la durabilité des infrastructures publiques. Ce processus comprend deux types d'inspections [22] :

- Inspection de type A : Cette inspection consiste en un examen visuel complet de l'ouvrage, réalisé tous les 3 ans. Toutefois, la périodicité peut être étendue à 6 ans si les conditions suivantes sont réunies : l'état de santé du pont est bon, le pont n'est pas jugé vulnérable et la dernière inspection a été réalisée sans retard. L'inspection, réalisée par du personnel formé, vise à identifier les signes apparents de détérioration de l'ouvrage sans nécessiter une expertise approfondie.

4.4. INSPECTION ET AUSCULTATION DE L'OUVRAGE

- Inspection de type B : Cette inspection est une expertise spécialisée, menée par des ingénieurs de la Direction de l'Expertise des Ouvrages, qui se concentre sur des éléments ou pathologies identifiés lors des visites périodiques. Les demandes d'inspection B sont souvent consécutives à l'examen d'une inspection de type A. L'inspection approfondie vise à détecter et localiser les défauts, déterminer leur origine, évaluer leur évolution, et analyser les conséquences potentielles sur la stabilité et la durabilité de la structure. Suite à cette inspection, des principes de réparation adaptés peuvent également être proposés.

L'objectif du SPW serait de créer une fiche de fatigue spécifique pour chaque ouvrage, résumant les détails de fatigue critiques à vérifier afin de faciliter les inspections, similaire à la méthode utilisée par Infrabel pour la vérification des ponts-rails (cf. chapitre 3).

Chapitre 5

Les ponts à dalle orthotrope

5.1 Contexte

À partir des années 1950, la quête de légèreté pour les structures de grandes portées et les avancées dans la soudabilité des aciers ont conduit à la création de la "dalle orthotrope", une dalle entièrement en acier. Avec un poids moyen de 185 kg/m^2 , elle est quatre fois plus légère qu'une dalle en béton armé de 30 cm d'épaisseur. Cette légèreté est un atout majeur lorsque le poids propre est un paramètre déterminant de la conception, comme pour les ouvrages de grande portée [3]. De grands ouvrages ont été réalisés avec des tabliers métalliques orthotropes, tels que le pont de Normandie et le viaduc de Millau.

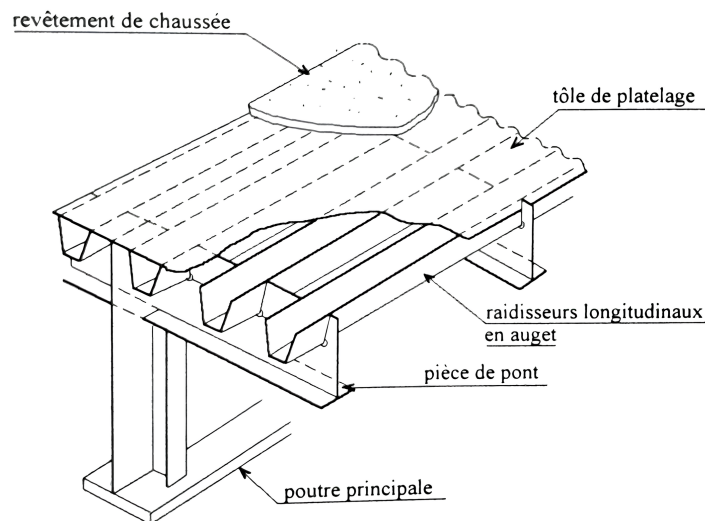


FIGURE 5.1 – Vue partielle éclatée d'un tablier à dalle orthotrope [3].

Les tabliers métalliques à dalle orthotrope, basés sur une structure en grille de poutres, sont constitués d'un réseau de raidisseurs longitudinaux, de raidisseurs transversaux et d'une plaque de platelage. Leur modélisation détaillée est complexe et doit intégrer les risques de fatigue. En raison de leur grande flexibilité et du nombre élevé de connexions soudées, ces tabliers sont particulièrement sensibles aux dommages liés à la fatigue, comme en témoignent les problèmes rencontrés sur d'anciens ouvrages.

5.2 Conception de la dalle orthotrope

La dalle orthotrope est constituée d'une tôle de platelage renforcée par des raidisseurs orientés selon deux directions orthogonales, d'où le terme "orthotrope", contraction de "orthogonal" et "anisotrope". La différence de rigidité des deux axes perpendiculaires du tablier est due à la géométrie de l'assemblage : la tôle de platelage est raidie par des augets longitudinaux et des pièces de ponts posées transversalement. Les dispositions constructives à appliquer pour une dalle orthotrope sont détaillées dans l'annexe C de l'Eurocode 3, partie 2 (EN 1993-2) [10]. Cette annexe précise l'épaisseur minimale de la tôle de platelage en fonction de l'épaisseur d'enrobé, les règles pour choisir l'espacement entre les appuis de la tôle et l'épaisseur minimale des raidisseurs.

Une dalle métallique orthotrope est composée de trois composants principaux. Ces derniers sont décrits ci-dessous et correspondent aux numéros 1, 2, et 3 indiqués sur la figure 5.2 :

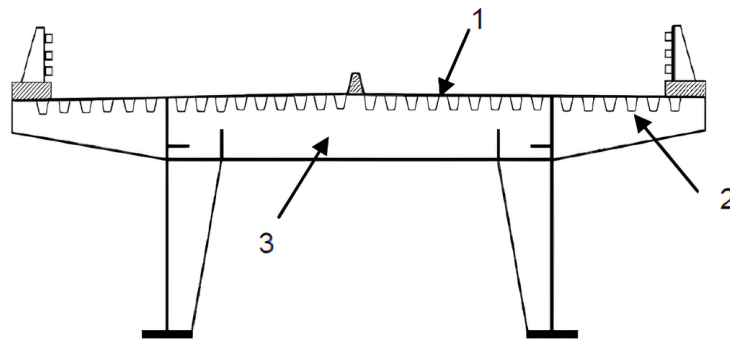


FIGURE 5.2 – Coupe transversale d'un tablier à dalle orthotrope [4].

1. **La tôle de platelage**, d'une épaisseur comprise entre 10 à 18 mm, remplit plusieurs fonctions. Elle agit en tant que semelle supérieure pour les poutres

principales vis-à-vis de la flexion générale, et comme semelle supérieure pour les augets vis-à-vis de la flexion locale entre les pièces de ponts (entretoises). Elle sert également à répartir les charges locales dans le sens transversal et de semelle supérieure des pièces de ponts (entretoises) ;

2. **Les augets**, qui assurent le raidissage de la tôle et la résistance à la flexion locale, ont une forme trapézoïdale. Leur épaisseur varie entre 6 et 10 mm, leur hauteur est de l'ordre de 200 et 350 mm, et ils sont espacés de 450 à 750 mm. Pour améliorer la résistance à la fatigue, les augets sont désormais conçus de manière continue à travers les pièces de pont (entretoises), contrairement au passé où ils pouvaient être discontinus et simplement soudés contre l'âme de la pièce de pont.
3. **Les pièces de pont (entretoises)**, espacées de 3 à 4 m avec une épaisseur d'âme de 12 à 20 mm, servent d'appuis aux augets lors de la flexion locale et transfèrent les charges en flexion transversale vers les poutres principales [4].

L'assemblage par soudage de ces composants, combiné aux variations de contraintes induites par les charges de trafic, rend les dalles orthotropes particulièrement sensibles à l'endommagement par fatigue. Étant donné l'étendue du sujet, l'étude se limitera aux détails les plus sensibles à la fatigue des dalles orthotropes à augets trapézoïdaux. L'étude d'un pont existant, détaillée par la suite (cf. Chapitre 6), permettra d'illustrer ces concepts en pratique.

5.3 Vérification à la fatigue

Comme indiqué précédemment, les tabliers à dalle orthotrope sont sensibles au phénomène de fatigue en raison des déformations locales significatives provoquées par les charges de trafic et du grand nombre d'assemblages soudés présents dans ce type de structure. La tôle de platelage ainsi que les augets sont soumis à des sollicitations locales importantes.

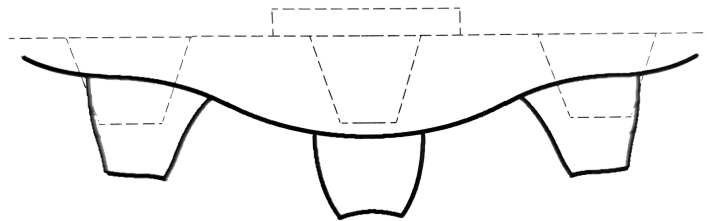


FIGURE 5.3 – Déformation élastique du platelage avec une charge centrée sur un raidisseur entre deux pièces de pont [3].

5.3. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Selon les retours d'expérience, les assemblages soudés les plus vulnérables à la fatigue dans les dalles orthotropes sont ceux à la liaison tôle de platelage – auget, en partie courante et au droit des pièces de ponts. Le tableau 8.8 de l'Eurocode 3, partie 1-9 (EN 1993-1-9) [9] fournit les catégories de détails relatives aux dalles orthotropes avec des raidisseurs en auget.

5.3.1 Assemblages sensibles à la fatigue

Pour les ponts routiers, les principaux problèmes de fatigue concernent les augets des dalles orthotropes, avec des fissures aux jonctions auget - tôle de platelage et auget - pièce de pont. Plusieurs cas de fissures de fatigue ont également été recensés sur ces structures, généralement causées par des détails d'assemblage inadéquats ou une mauvaise qualité de soudure, comme le manque de pénétration [7].

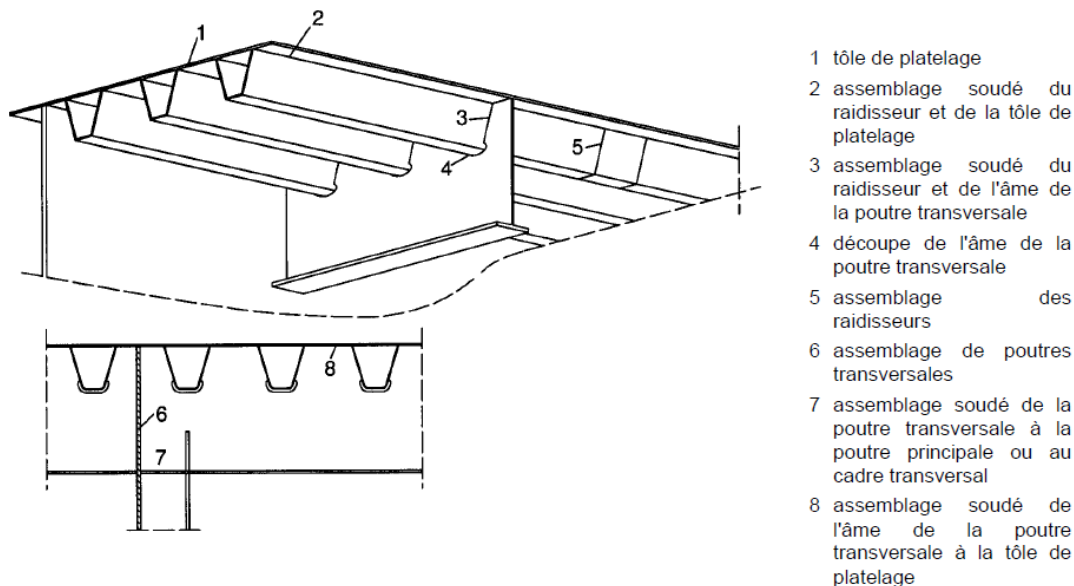


FIGURE 5.4 – Dispositions constructives des dalles orthotropes [10].

• Assemblage auget-tôle de platelage

L'assemblage par soudure entre l'auget et la tôle de platelage est le détail le plus important des ponts métalliques à dalle orthotrope en raison de sa grande étendue et de son impact sur la structure globale. En effet, la longueur totale des soudures entre l'auget et la tôle de platelage peut atteindre 30 à 50 fois la longueur du pont. Il est donc essentiel d'étudier et de dimensionner correctement cet assemblage pour prévenir les défaillances dues à la fatigue qui pourraient compromettre la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

5.3. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

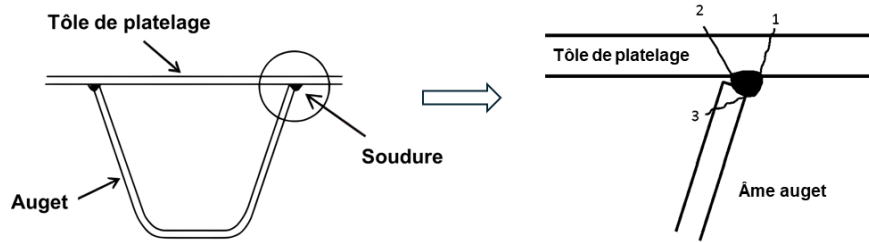


FIGURE 5.5 – Fissures de fatigue dans la jonction auget-tôle de platelage.

En l'absence d'un dimensionnement adéquat, des fissures peuvent se développer à la jonction entre l'auget et la tôle de platelage, comme le montre la figure 5.5. Ces fissures peuvent s'amorcer au pied du cordon de soudure et se propager dans l'épaisseur de la tôle de platelage (fissure 2) ou de l'auget (fissure 3). Elles peuvent également s'amorcer au niveau de la racine du cordon de soudure et se propager dans l'épaisseur de la tôle de platelage (fissure 1). Les fissures se déclenchent dans les zones où la concentration de contrainte est la plus élevée [15].

Les contraintes agissant sur ce détail sont essentiellement dues à la flexion locale. La propagation des fissures est causée par les contraintes au sein de chaque paroi, comme le montre la figure 5.6.

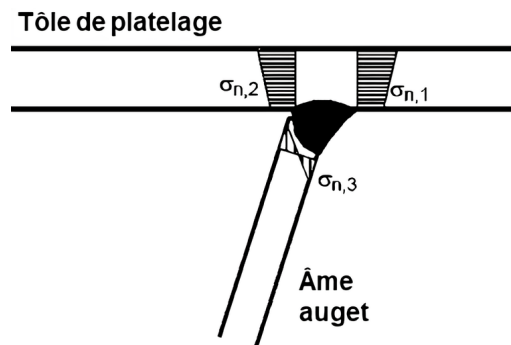


FIGURE 5.6 – Contraintes à évaluer pour la vérification de la fatigue [4].

Les dommages dus à la fatigue sont causés par la flexion de la tôle de platelage, résultant des charges exercées par les roues et transmises par les pneus. La figure 5.7 a) représente la déformée de flexion, en supposant des raidisseurs rigides. La figure 5.7 b) illustre le cas d'une flexion des raidisseurs.

5.3. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

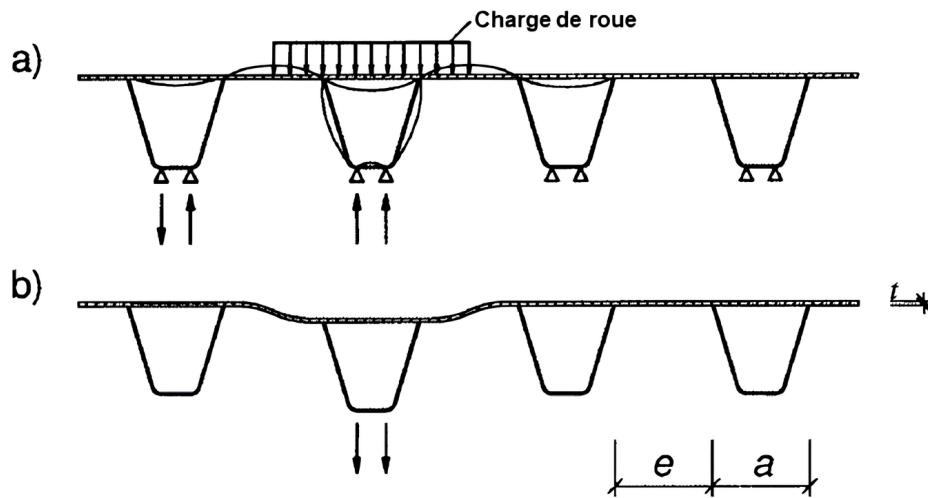


FIGURE 5.7 – a) Effet des charges locales de roues et b) effet de la flexion différentielle des raidisseurs [10].

Pour le calcul à la fatigue de la liaison auget-tôle de platelage, l'évaluation est basée sur la contrainte de flexion dans la tôle. L'EN 1993-1-9 [9] propose deux catégories de détail :

- 71 MPa, à condition d'avoir un accostage inférieur à 2 mm, une gorge de soudure supérieure à l'épaisseur de l'auget et une pénétration sur toute l'épaisseur de l'âme de l'auget réduite de 2 mm.

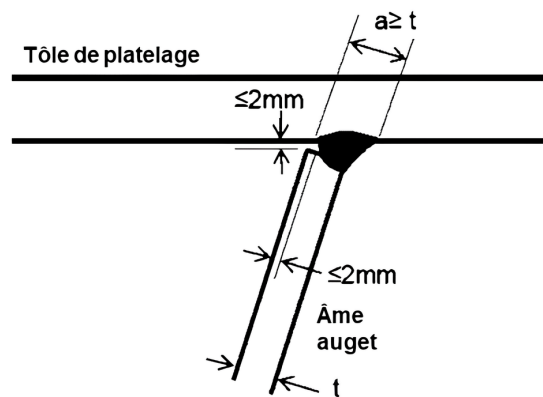


FIGURE 5.8 – Exigences de l'EN 1993-1-9 [9] pour une catégorie de détail de 71 MPa.

- 50 MPa si les exigences mentionnées ci-dessus ne sont pas respectées.

- **Assemblage auget discontinu-pièce de pont**

Dans les années 1960, la facilité de fabrication a conduit à la conception de ponts avec des augets discontinus soudés aux éléments de la structure. Les ponts construits avec cette disposition, tels que le pont d'Illzach en France (1972), ont rencontré des problèmes similaires avec l'apparition de fissures à la jonction auget-pièce de pont (cf. figure 5.9). Ces fissures sont localisées en pied de cordon de soudure dans l'âme de la pièce de pont.

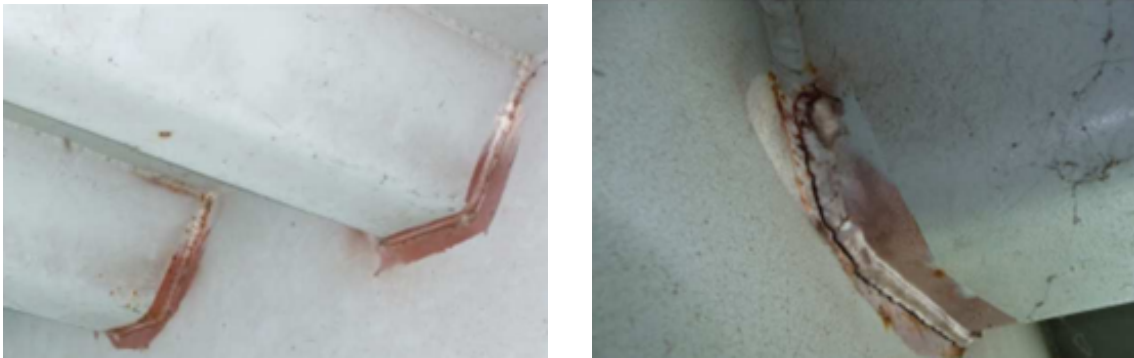


FIGURE 5.9 – Pont d'Illzach : Fissuration à la jonction auget discontinu-pièce de pont [13].

Des études ont révélé que ces augets discontinus sont particulièrement vulnérables à la fatigue. Dans cette configuration, les pièces de pont empêchent la flexion des augets sous les charges de trafic, ce qui entraîne d'importantes concentrations de contraintes et des perturbations dans les flux de contraintes au pied des augets, provoquant ainsi l'apparition de fissures.

Cet exemple démontre l'importance de la découpe additionnelle sur les pièces de pont pour libérer les déformations des augets et les zones de concentration de contraintes. Afin d'améliorer la durabilité des structures, les augets sont désormais toujours conçus de manière continue à travers les pièces de pont.

- **Assemblage auget continu-pièce de pont**

Pour les augets continus, l'âme de la pièce de pont (entretoise) peut être découpée avec ou sans lunule, comme montré à la figure 5.10 ci-dessous :

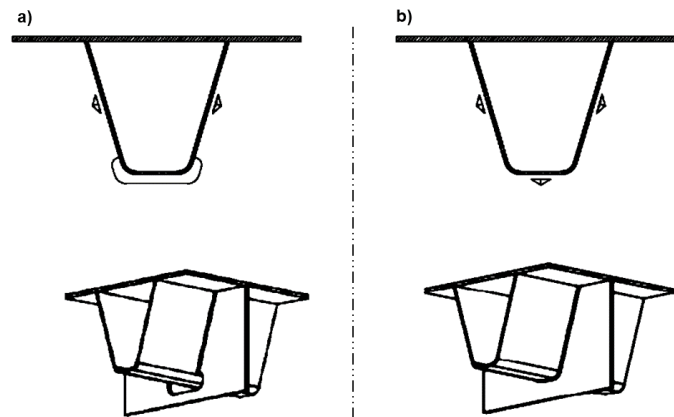


FIGURE 5.10 – Découpe de l’âme de la pièce de pont : a) avec lunule, b) sans lunule.

Il convient dans le cas des augets continus d’examiner à la fois les fissures potentielles dans les augets et celles dans les entretoises. Cette étude se concentre sur une configuration comportant une découpe dans l’âme de l’entretoise avec des lunules et des augets continus, similaire à celle du pont existant qui sera étudié par la suite (cf. Chapitre 6).

— *Découpe dans l’âme avec lunules, fissures de fatigue dans l’auget :*

Un risque de fissure dans l’âme de l’auget est à contrôler lorsque l’âme de l’entretoise est découpée avec lunules. La fissure se développe à partir du pied du cordon de soudure et se propage dans l’âme de l’auget (cf. figure 5.11).

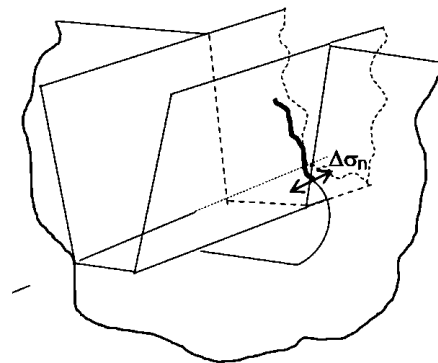


FIGURE 5.11 – Fissure dans l’âme de l’auget [4].

L’apparition de ces fissures est principalement due à la flexion locale de l’auget. Il est nécessaire d’évaluer les contraintes nominales au site potentiel d’initiation de fissure, en se basant sur l’étendue de la contrainte de flexion $\Delta\sigma$ dans le raidisseur.

5.3. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Un modèle simple de poutre sur appuis rigides ou appuis élastiques permet d'obtenir ces contraintes, où les pièces de ponts (entretoises) sont considérés comme des appuis. Selon l'EN 1993-2 [10], l'étude de la résistance locale des raidisseurs des tabliers orthotropes doit prendre en compte deux types de charges : les charges locales dues aux roues et pneumatiques agissant directement sur le raidisseur, ainsi que les charges globales de circulation agissant sur l'ensemble du pont (cf. figure 5.12).

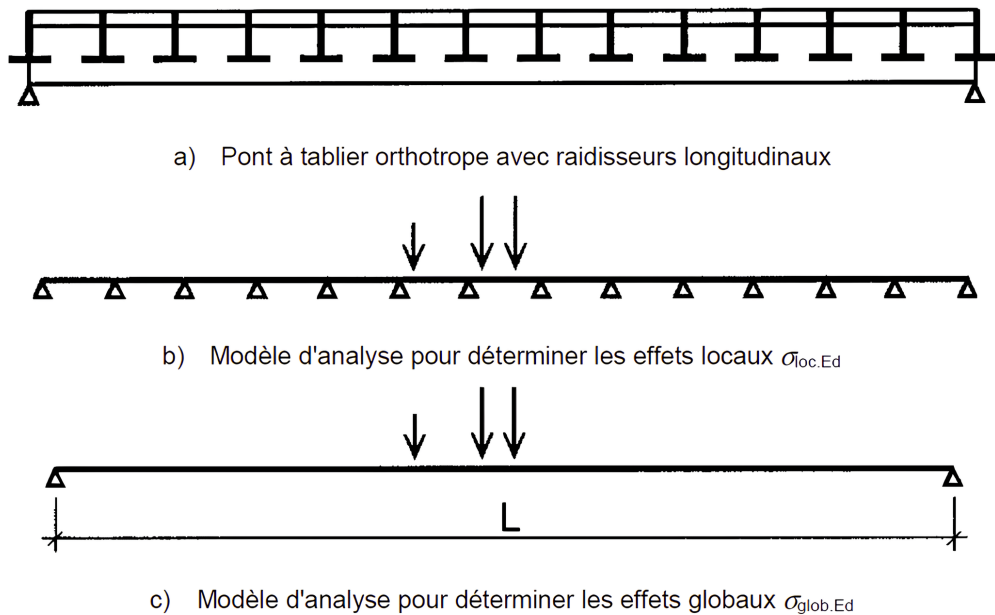


FIGURE 5.12 – Modélisation de la structure avec effets locaux et globaux [10].

L'EN 1993-1-9 [9] indique les valeurs des catégories de détail : 71 MPa lorsque l'épaisseur de l'âme de l'entretoise est supérieure à 12 mm, et 80 MPa pour une épaisseur inférieure ou égale à 12 mm (cf. tableau 5.1).

Catégorie de détail	Détail constructif	Description	Exigences
80	$t \leq 12 \text{ mm}$	1) Raidisseur longitudinal continu, avec découpe supplémentaire dans la poutre transversale.	1) Evaluation basée sur l'étendue de contrainte de flexion $\Delta\sigma$ dans le raidisseur.
71	$t > 12 \text{ mm}$		

TABLEAU 5.1 – Assemblage auget-entretoise : catégorie de détail [9].

5.3. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

— *Découpe dans l'âme avec lunules, fissures de fatigue dans l'âme de l'entretoise :* Deux types de fissures peuvent se développer dans l'âme de l'entretoise. La fissure de type 1 s'initie au pied du cordon et se propage à travers l'âme de l'entretoise. La fissure de type 2 se forme dans la section critique située entre les découpes de l'âme de l'entretoise.



FIGURE 5.13 – Fissures dans l'âme de l'entretoise [4].

Pour la vérification des fissures de type 2, trois démarches peuvent être appliquées pour obtenir l'étendue des contraintes :

1. Calcul des contraintes nominales à partir de la résistance des matériaux classiques. Dans ce cas, l'évaluation est basée sur l'étendue de contrainte dans la section critique en considérant l'entretoise comme une poutre Vierendeel : les montants sont articulés sur la tôle de platelage comme l'indique l'EN 1993-2. La catégorie de détail dans ce cas est 71 MPa.
2. Calcul de l'étendue de contrainte selon l'EN 1993-2, 9.4.2.2(3). La catégorie de détail sera de 112 MPa dans ce cas.
3. Calcul par éléments finis en se basant sur la contrainte géométrique (contrainte au point chaud). Il s'agit de procéder à un maillage fin près du pied de cordon de soudure. Cette contrainte peut être calculée à l'aide d'un programme aux éléments finis dans lequel le cordon de soudure n'est pas modélisé puisque la concentration de contrainte qu'il induit est prise en compte implicitement dans les courbes de résistance à la fatigue (inclus dans les catégories de détail).

La fissure de type 1 est difficilement analysable par le calcul classique de la résistance des matériaux. La méthode des éléments finis est la plus simple à appliquer pour déterminer les contraintes géométriques [4].

Chapitre 6

Le pont de Haccourt : vérification à la fatigue

Ce chapitre est consacré à l'étude d'un cas concret : le pont de Haccourt, situé dans la province de Liège. L'objectif principal est d'identifier les assemblages critiques sensibles à la fatigue et d'évaluer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage. Ce pont a rencontré des problèmes au cours de son exploitation, notamment avec l'apparition de fissures de fatigue. L'étude de ce pont illustre un exemple de structure à dalle orthotrope confrontée à des problèmes de fatigue, ainsi que les mesures prises pour y remédier.



FIGURE 6.1 – Pont de Haccourt.

6.1 Caractéristiques générales

Le pont de Haccourt permet le franchissement du canal Albert par la route *N618*, qui relie localement Haccourt à Visé. L'ouvrage se compose d'une voie de circulation, d'une piste cyclable, et d'un trottoir dans chaque sens. Ce pont est une voie d'accès importante vers le centre de Visé pour les habitants de la rive gauche, comme le montre la figure 6.2.



FIGURE 6.2 – Situation du Pont de Haccourt.

Cet ouvrage, mis en service le 17 novembre 1983, est un pont métallique de type bow-string à deux arcs parallèles non contreventés en caisson de 1,60 m de large. Sa portée est de 139,50 m. Il est composé de 24 suspentes en câbles clos croisés et inclinés à 45 degrés. Le rapport flèche portée des arcs est de 1/6. Le tablier, d'une largeur de 23,30 m, est constitué d'une dalle orthotrope avec des entretoises entredistantes de 5,10 m et des raidisseurs longitudinaux en auget. Les éléments structuraux du pont sont en acier de nuance S355 [16].

6.1. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

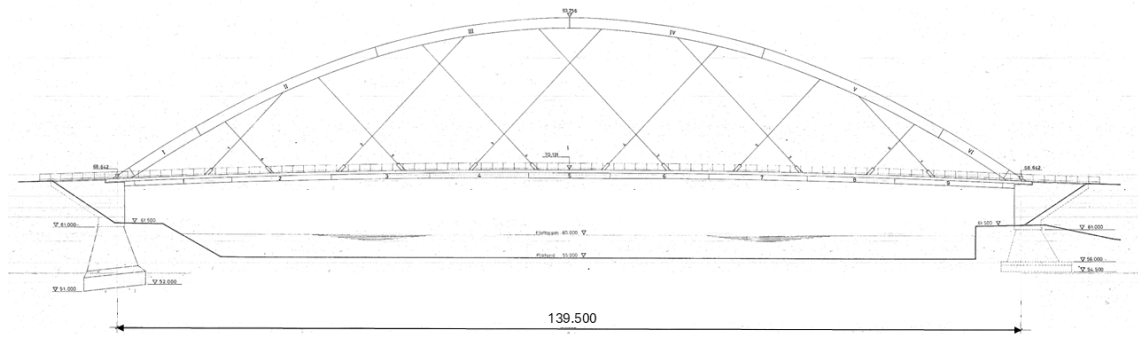


FIGURE 6.3 – Pont de Haccourt : vue en élévation [23].

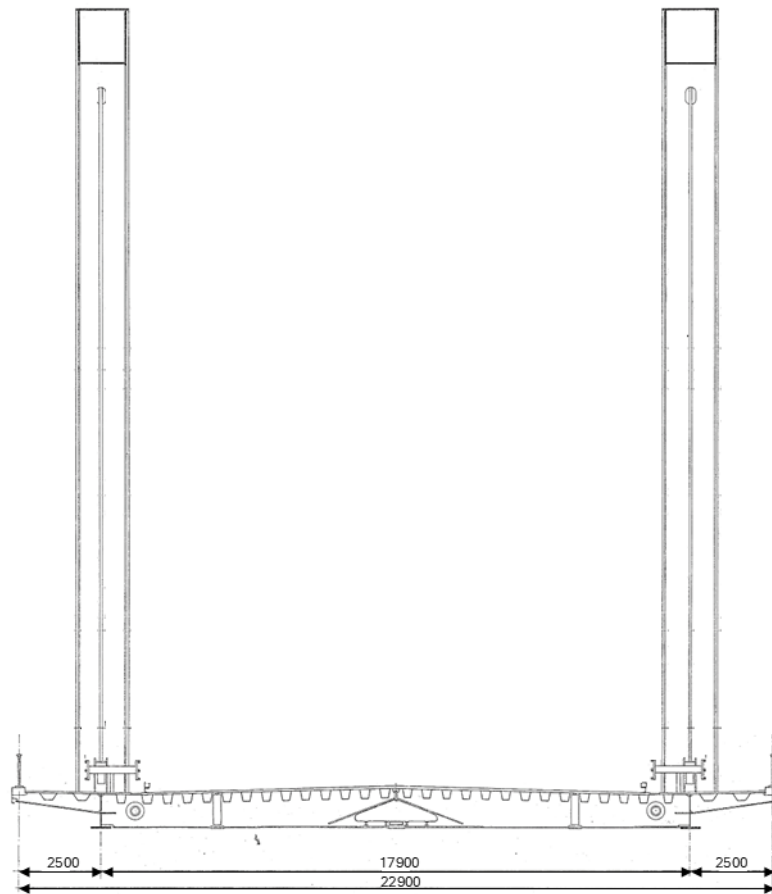


FIGURE 6.4 – Pont de Haccourt : coupe transversale [23].

6.2 Principe mécanique du pont bow-string

Le terme bow-string vient des mots anglais "bow" (arc) et "string" (corde), en référence à la géométrie et au principe statique du pont. Il désigne une catégorie de pont où le tablier fonctionne comme un tirant, soutenu par deux arcs encastrés aux extrémités dans les poutres latérales du tablier. En travée, le tablier est suspendu aux arcs par les suspentes. Les arcs supportent des efforts de compression longitudinaux sous l'effet des charges verticales du tablier transmises par les suspentes. Les tirants, constitués par les deux poutres principales, reprennent entièrement les efforts horizontaux générés par les arcs, ce qui induit que seuls des efforts verticaux sont transmis aux culées.



FIGURE 6.5 – Pont de Haccourt : structure de type bow-string.

Le pont de Haccourt de type "bow-string" ou "arc à tirants", se compose de deux arcs, d'une structure inférieure formée de deux poutres principales et d'entretoises servant à la fois de tirant et de support pour les voies de circulation. Il est également équipé d'une série de suspentes croisées en câbles clos reliant les arcs à la structure inférieure.

Ce choix de conception s'est avéré particulièrement adapté pour franchir un canal de grande largeur, dépassant les 100 mètres, où l'utilisation d'arcs classiques bi-encastrés était limitée en raison de l'absence de massif d'ancrage. De plus, afin de ne pas perturber la navigation, il n'était pas envisageable d'installer un appui intermédiaire dans le canal qui aurait permis de réduire la longueur de la portée.

6.3 Contexte : Problème de fatigue observé

Le phénomène de fatigue est connu depuis le XIXe siècle et a été partiellement pris en compte dans les dispositions constructives, ainsi que dans le choix de certaines épaisseurs minimales. Cependant, les normes permettant une vérification complète à la fatigue n'ont été introduites qu'en 1996 [11]. Le pont de Haccourt, érigé en 1983, fait partie de ces ouvrages construits à une époque où la plupart des ponts routiers n'étaient pas dimensionnés pour prendre en compte la fatigue. De plus, ce pont est également traversé par des charges roulantes qui n'étaient pas prévues lors de sa conception.

6.3.1 Description de la dalle orthotrope

Le tablier métallique du pont de Haccourt est constitué d'une dalle orthotrope. Il se compose de deux poutres principales, d'entretoises entredistantes de 5,1 m, de raidisseurs longitudinaux en auget, et d'une tôle de platelage. Les détails concernant la conception et le rôle de ces composants sont fournis dans le Chapitre 5, section 5.2.

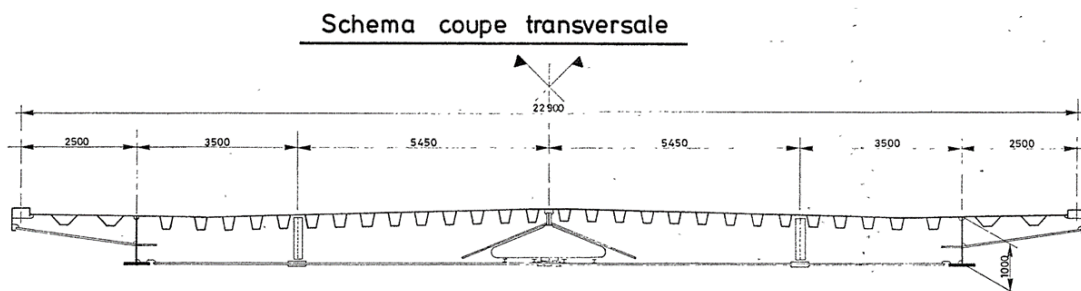


FIGURE 6.6 – Pont de Haccourt à dalle orthotrope : coupe transversale [23].

La dalle est constituée d'une tôle de platelage de 12 mm d'épaisseur, renforcée sur sa face inférieure par un système de raidisseurs orientés selon deux directions orthogonales :

- Raidissage longitudinal : Les raidisseurs longitudinaux sont des profils trapézoïdaux en forme d'auget, avec un espacement de 300 mm entre les lignes d'attache sur la tôle. Chaque auget a une ouverture de 300 mm et un entre-axe de 600 mm, avec une portée de flexion de 5,1 m entre les appuis sur les entretoises. L'ensemble constitué de la tôle de platelage et des augets possède des caractéristiques de rigidité en flexion qui permettent de supporter les actions locales.

6.3. CONTEXTE : PROBLÈME DE FATIGUE OBSERVÉ

- Raidissage transversal : Les entretoises, entredistantes de 5,10 m, rigidifient la dalle dans la direction transversale et servent de supports pour les augets et le platelage. Les augets traversent l'âme de l'entretoise pour assurer leur continuité. Pour ce faire, l'âme de l'entretoise est découpée avec des lunules, ce qui permet aux augets de s'emboîter dans ces découpes et d'être soudés sur leurs flancs (cf. figure 6.7).

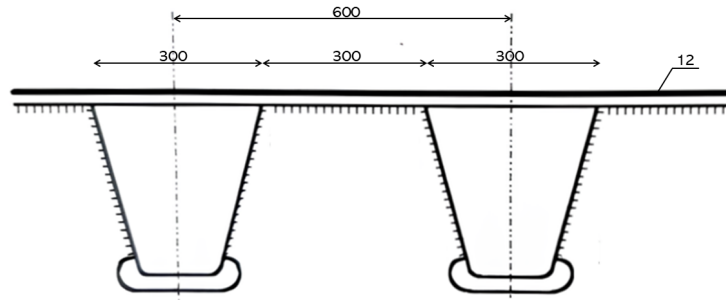


FIGURE 6.7 – Liaison soudée du platelage et des augets sur l'âme de l'entretoise.

La dalle orthotrope est un type de conception couramment utilisé dans la construction de ponts métalliques de grande portée. Elle se caractérise par une tôle métallique renforcée dans deux directions orthogonales, ce qui permet d'optimiser sa rigidité tout en réduisant son poids. Cependant, ce type de pont est sensible à la fatigue en raison des contraintes cycliques et alternées qui affectent les soudures. Il nécessite donc une attention particulière pour gérer ces contraintes et les effets de fatigue liés aux charges de trafic.

6.3.2 Détection de fissures

L'étude de ce pont illustre un cas concret de structure confrontée à des problèmes de fatigue. Le 21 juin 1996, des fissures ont été découvertes sur le pont de Haccourt, seulement 13 ans après sa mise en service. Ces fissures, probablement liées à un phénomène de fatigue, sont apparues précisément à mi-portée des entretoises, qui sont espacées de 5,1 m et mesurent 17,9 m de long.

6.3. CONTEXTE : PROBLÈME DE FATIGUE OBSERVÉ

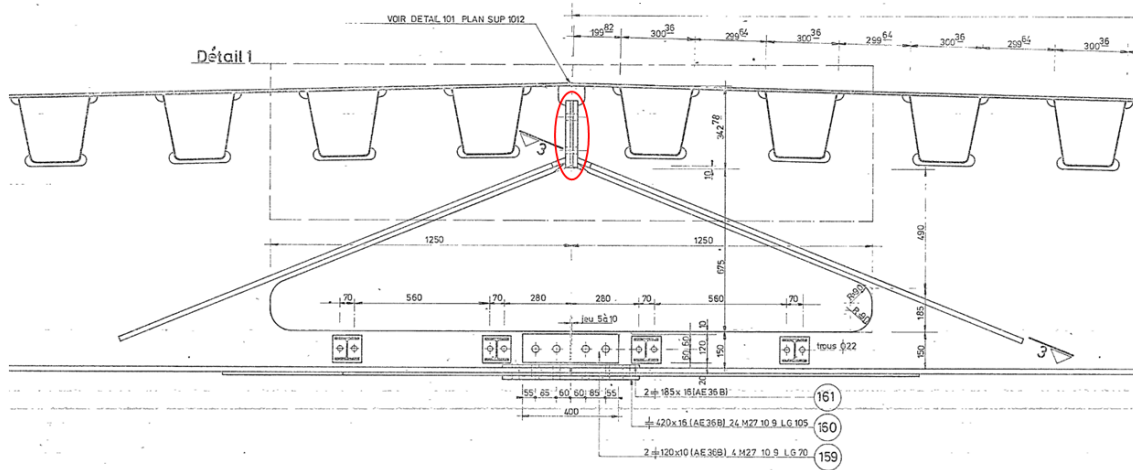


FIGURE 6.8 – Coupe d’une entretoise à mi-portée [23].

La figure 6.8 ci-dessus, tirée des plans réalisés par le bureau d’études Greisch, présente une coupe de l’entretoise à mi-portée. Une large ouverture est présente au centre de l’entretoise, réduisant sa capacité à reprendre les efforts. En partie inférieure, l’assemblage à mi-portée est composé d’un couvre-joint ainsi que d’un plat reprenant la flexion.

En partie supérieure (zone entourée en rouge sur la figure 6.8), l’assemblage des entretoises est constitué de deux plats d’about fixés l’un à l’autre par 4 boulons HR MR 27, avec une fourrure qui reprend le jeu entre les plats d’about. C’est dans cet assemblage en partie supérieure que les fissures sont apparues. Il a été constaté que 90 % de ces assemblages boulonnés pouvaient être considérés comme hors service et que l’effort, principalement tranchant à cet endroit, était entièrement repris par la tôle supérieure. Les fissures observées dans cette tôle ont confirmé ce fait. La rupture des boulons HR serait due à un phénomène de fatigue. Lors de la construction, les fourrures de réglage auraient laissé un vide entre les plats d’about. Cet espace aurait permis un léger déplacement de l’assemblage qui, au fil des cycles de traction/repos, aurait entraîné la rupture par fatigue [24].

6.3.3 Réparations effectuées

Suite à la découverte des fissures aux assemblages supérieurs des entretoises, il a été décidé de dégager une bande centrale d’un mètre de large au départ du platelage du pont et centré sur la soudure longitudinale. Le sablage de la tôle de platelage ainsi que les vérifications par radiographie et ultrasons ont été effectués afin de repérer les fissures.

Différentes réparations ont été effectuées suite à la découverte de ces fissures :

6.4. VISITE DE L'OUVRAGE

- Pour arrêter la propagation des fissures de la tôle de platelage, un trou de 20 mm de diamètre a été foré à l'extrémité de chaque fissure.
- La continuité de la tôle de platelage a été restaurée avec une plaque en acier S355 de 12 mm d'épaisseur soudée sur la tôle de platelage. Les pièces de renfort utilisées sont des tôles de 250 mm de large et 600 mm de long, avec des extrémités arrondies d'un rayon de 125 mm.
- Les assemblages supérieurs des entretoises ont été remplacés en retirant les plaques d'about par dessoudage. Les tranches des entretoises ont été rectifiées pour d'obtenir une ouverture parallèle de 60 mm entre les tôles d'âme des entretoises. Une nouvelle plaque d'about de 60 mm d'épaisseur a ensuite été soudée par cordon d'angle [24].

6.4 Visite de l'ouvrage

J'ai effectué des visites sur site pour inspecter l'ouvrage et examiner de près les détails critiques. J'ai pu vérifier la nouvelle configuration de l'assemblage supérieur à mi-portée des entretoises. Les entretoises ne comportent plus de plats boulonnés dans leur partie supérieure. Désormais, l'assemblage supérieur se compose uniquement d'un plat soudé entre les deux parties de l'entretoise (cf. la zone entourée en rouge sur la figure 6.10).



FIGURE 6.9 – Visite de terrain



FIGURE 6.10 – Entretoise à mi-portée

6.4. VISITE DE L'OUVRAGE

On peut observer l'ouverture centrale de l'entretoise qui permet le passage d'une passerelle de service sur laquelle une canalisation de gaz est posée. J'ai également examiné les divers assemblages constituant la dalle orthotrope de l'ouvrage, comprenant les augets, les entretoises et la tôle de platelage.



FIGURE 6.11 – Tablier du pont : dalle orthotrope.



FIGURE 6.12 – Assemblage dalle orthotrope : entretoise, auget et platelage.



FIGURE 6.13 – Tablier du pont

Ces visites m'ont permis d'examiner de près les assemblages et d'identifier les points critiques nécessitant une vérification à la fatigue, notamment au niveau de l'entretoise où les boulons endommagés ont été remplacés par des plats soudés. J'ai pu constater la complexité et le nombre important d'assemblages qui pourraient poser des problèmes de fatigue.

6.5 Vérification à la fatigue

La vérification à la fatigue est essentielle pour assurer la sécurité et la durabilité des ponts soumis à des charges cycliques. Elle consiste à analyser les effets des charges répétées sur la structure au fil du temps. Le point suivant décrit la méthodologie utilisée pour la vérification des détails critiques de fatigue du pont de Haccourt, en se basant sur les normes de l'Eurocode.

6.5.1 Choix du modèle de charge de fatigue

Comme mentionné dans la section 4.3.2, l'EN 1991-2 définit cinq modèles de charges de fatigue :

- Les deux premiers modèles sont plutôt "pessimistes" et permettent d'identifier rapidement les parties d'un ouvrage concernées par la fatigue.
- Le modèle n°3 permet d'effectuer le plus simplement possible les vérifications courantes vis-à-vis de la fatigue, en évitant de faire des calculs d'endommagement.
- Les modèles n°4 et n°5 permettent d'effectuer des vérifications plus fines en effectuant des calculs d'endommagement basés sur la loi de Palmgren-Miner.

Le modèle de charge de fatigue 3 (FLM3) sera utilisé pour établir la vérification à la fatigue du pont de Haccourt. Ce modèle, basé sur un véhicule unique, simplifie cette vérification en considérant un seul passage d'un camion calibré sur l'ouvrage pour simuler l'effet du trafic réel. En outre, le FLM3 est le modèle le plus couramment utilisé pour la vérification à la fatigue, en raison de son aspect pratique.

Une méthode alternative, basée sur le cumul d'endommagement depuis la mise en service de l'ouvrage, permettrait d'obtenir une évaluation plus précise. Toutefois, cette approche nécessite des informations détaillées sur la composition et le volume du trafic supporté. La caractérisation du trafic réel par comptage et pesage dynamique pourrait être utilisée dans ce type d'étude. Cependant, l'absence d'un historique du trafic et d'un système de pesage dynamique sur le pont de Haccourt rend impossible un calcul d'endommagement précis basé sur le trafic réel.

6.5.2 Données de trafic

Pour effectuer une vérification à la fatigue, il est essentiel d'obtenir des informations détaillées sur les charges supportées par le pont et d'estimer les charges passées. Cela implique de formuler des hypothèses basées sur les recommandations de l'Eurocode et sur les données de trafic disponibles.

La vérification à la fatigue du pont de Haccourt se limitera à l'application du modèle de charge de fatigue 3. Pour utiliser ce modèle, il est nécessaire de définir le trafic sur le pont conformément aux exigences de l'EN 1991-2 [8], en précisant :

- le nombre de voies lentes ;
- le nombre N_{obs} de poids lourds (PTAC supérieur à 100 kN) observés ou estimés, par an et par voie lente (c'est-à-dire une voie principalement empruntée par les véhicules lourds).

Pour obtenir ces informations, je me suis adressé à la Direction de l'Exploitation des réseaux routiers du SPW Mobilité et Infrastructures. Ils ont extrait du modèle Trademex les volumes de trafic relatif au segment du réseau routier correspondant au Pont de Haccourt (N618 borne kilométrique 17.25). Le modèle Trademex permet le comptage et la classification des véhicules sur les routes wallonnes, en particulier sur le réseau structurant, en utilisant des caméras et des algorithmes de vision par ordinateur.

Voici la situation de l'ouvrage, où la direction croissante correspond à un passage d'Ouest vers l'Est, et la direction décroissante à un passage d'Est vers l'Ouest :

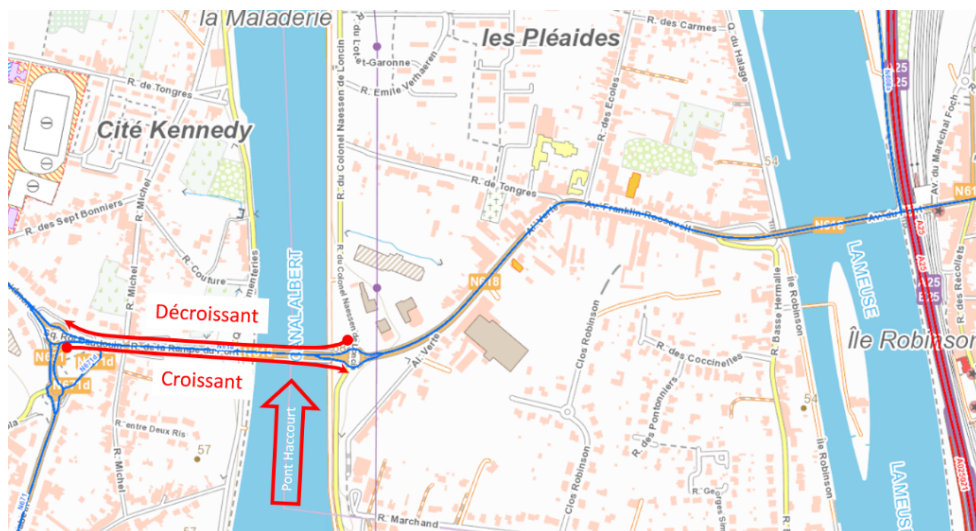


FIGURE 6.14 – Situation du pont de Haccourt.

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

Le tableau 6.1 ci-dessous reprend les volumes moyens journaliers pour la semaine du lundi 11 décembre 2023 au dimanche 17 décembre 2023.

	Direction décroissante			Direction croissante			2 directions		
	ML	S	Total	ML	S	Total	ML	S	Total
Moyenne Jours ouvrés	426	5995	6421	433	6520	6953	859	12515	13374
Moyennes Week-end	192	5350	5542	196	5768	5964	388	11118	11506
Moyenne	359	5811	6170	365	6305	6670	724	12116	12840

TABLEAU 6.1 – Données de trafic sur le pont de Haccourt du 11/12/23 au 17/12/23.

- La colonne ML correspond aux véhicules de taille Moyenne (6m-12m) et Longue (>12m). Dans la catégorie ML sont regroupés les camionnettes, les vans/bus, les véhicules avec remorque, les motorhomes et les poids lourds.
- La colonne S représente les véhicules de taille courte (<6m). Dans la catégorie S se trouvent les véhicules légers tels que les voitures particulières et les motos.

Pour obtenir le nombre des poids lourds, il est estimé que le chiffre correspondant à la catégorie ML doit être divisé par 2,5. Cela conduit à une estimation moyenne de 250 à 300 poids lourds par jour sur le pont. En prenant une valeur de 300 poids lourds par jour, cela représente un total de 110 000 poids lourds par an. La valeur de 55 000 poids lourds par an et par voie lente sera utilisée dans les calculs de fatigue, puisque l'ouvrage dispose d'une voie de circulation dans chaque sens. Cette donnée peut être comparée avec le tableau 6.2, extrait de l'EN 1991-2, qui fournit une estimation du nombre de poids lourds en fonction de la catégorie de trafic.

Catégories de trafic		N_{obs} par an et par voie lente
1	Routes et autoroutes à 2 voies ou plus dans chaque sens, avec un trafic de camions élevé	$2,0 \times 10^6$
2	Routes et autoroutes avec un trafic de camions moyen	$0,5 \times 10^6$
3	Routes principales avec un faible trafic de camions	$0,125 \times 10^6$
4	Routes locales avec un faible trafic de camions	$0,05 \times 10^6$

TABLEAU 6.2 – Nombre indicatif de poids lourds prévus par an et par voie lente [8].

Remarque : Dans l'analyse effectuée, il apparaît que le pont de Lixhe situé au Nord sur la *N602* est actuellement privilégié par le volume de poids lourds pour traverser le Canal Albert. Le trafic de poids lourds y est plus de quatre fois supérieur à celui sur le pont de Haccourt.

6.5.3 Application du modèle de charge de fatigue 3

Comme mentionné précédemment, le modèle de charge de fatigue 3 est une méthode simplifiée où la variation de contrainte dans un détail donné est obtenue par le passage unique sur le pont d'un camion calibré. La procédure détaillée pour l'application de cette méthode est décrite dans le chapitre 4.

Description du modèle

Le modèle de charge de fatigue 3 se compose d'un véhicule à quatre essieux, chacun équipé de deux roues identiques, utilisé pour calculer les sollicitations de fatigue. Chaque essieu a un poids de 120 kN, ce qui donne un poids total de 480 kN pour le véhicule. La géométrie de ce modèle est illustrée à la figure 6.15.

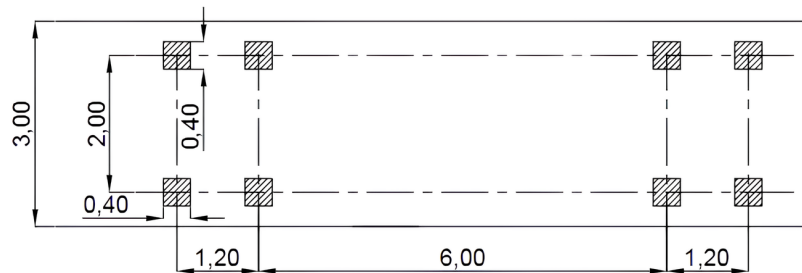


FIGURE 6.15 – Modèle de véhicule pour le convoi de fatigue FLM3 [25].

Il convient de calculer l'étendue des contraintes normales $\Delta\sigma$ et de cisaillement $\Delta\tau$ dans l'élément du pont considéré, sous l'effet du déplacement du modèle le long du pont.

Nombre et position des voies lentes

Le tablier comporte deux voies de circulation en sens opposé, deux voies lentes sont donc considérées. Le convoi est supposé parfaitement centré au milieu de la voie. Trois configurations sont étudiées pour déterminer les variations de contraintes :

1. Un convoi FLM3 dans un sens de circulation
2. Un convoi FLM3 dans l'autre sens de circulation.
3. Deux convois FLM3 se croisent.

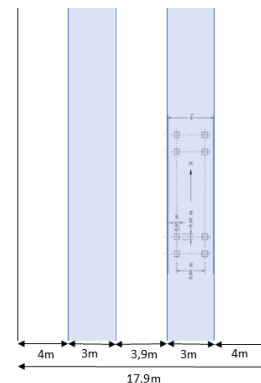


FIGURE 6.16 – Modèle de chargement et voies de circulation.

Étendue de contrainte

Afin d'établir la vérification à la fatigue, il est nécessaire de calculer l'étendue de contrainte dans l'élément considéré, résultant d'un seul passage sur le pont du modèle FLM3. La contrainte maximale σ_{max} et la contrainte minimale σ_{min} sont déterminées en considérant les surfaces d'influence.

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{max} - \sigma_{min}| \quad (6.1)$$

Il faut ensuite déterminer l'étendue de contrainte équivalente relative à $2 \cdot 10^6$ cycles en utilisant le coefficient de dommage équivalent λ :

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \phi \Delta\sigma_p \quad (6.2)$$

où :

- le coefficient de dommage équivalent : $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max}$;
- le coefficient d'impact équivalent pour les ponts routiers : $\phi = 1$.

Vérification à la fatigue

Selon l'EN 1993-2, il convient d'effectuer la vérification de la fatigue de la manière suivante :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (6.3)$$

où :

- $\gamma_{Ff} = 1$: le coefficient partiel appliqué aux charges de fatigue ;
- $\gamma_{Ff} = 1,35$: le coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue de la structure ;
- $\Delta\sigma_c$: la valeur de référence de la résistance à la fatigue à $2 \cdot 10^6$ cycles (catégorie de détail).

6.5.4 Étude des entretoises

L'objectif est d'étudier l'ancienne configuration de l'assemblage au milieu des entretoises, dans la partie supérieure, afin de vérifier si les fissures apparues à cet endroit sont bien dues à un phénomène de fatigue. Pour rappel, cet assemblage était constitué de deux plats d'about fixés l'un à l'autre par 4 boulons HR MR 27, avec une fourrure pour compenser le jeu entre les plats d'about (cf. figure 6.17).

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

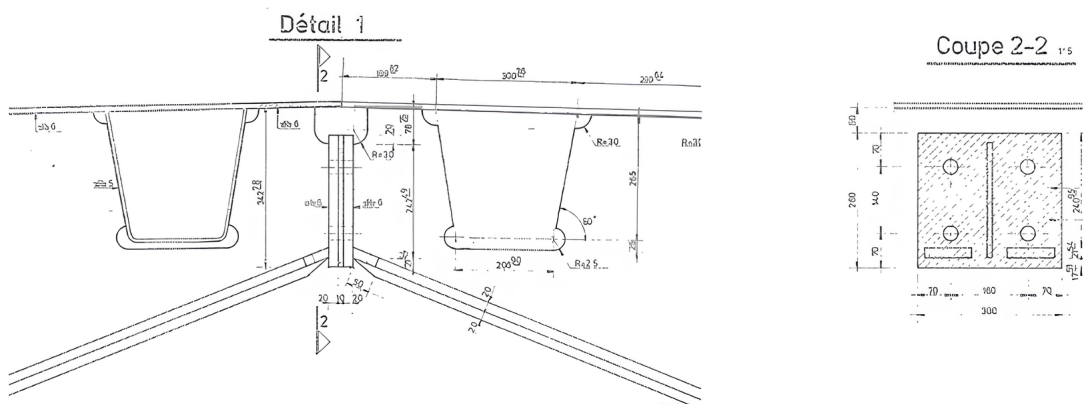


FIGURE 6.17 – Assemblage supérieur à mi-portée des entretoises [23].

Calcul de l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_p$

Pour établir la vérification à la fatigue, il faut calculer l'étendue de contrainte exercée sur les quatre boulons de l'assemblage supérieur des entretoises. Il est donc nécessaire de modéliser la structure afin de déterminer les efforts internes à mi-portée des entretoises.

Les trois configurations étudiées sont les suivantes : un convoi FLM3 circulant dans un sens, un convoi FLM3 circulant dans le sens opposé, et deux convois FLM3 se croisant. Les deux premières configurations permettent de déterminer la variation des contraintes due à l'effort tranchant, et induisent également un faible moment de flexion qui peut être utilisé avec la formule de combinaison des contraintes. La troisième configuration permet d'évaluer la résistance à la fatigue de l'élément lorsque le moment de flexion est maximal à mi-portée de l'entretoise, tandis que l'effort tranchant est nul à cet endroit.

a) Calcul des sollicitations

Pour effectuer la modélisation et calculer les efforts internes à mi-portée des entretoises, plusieurs hypothèses sont prises en compte :

- Les efforts internes sont déterminés par une analyse élastique et un modèle de poutre.
- Les entretoises sont supposées être bi-rotulées au niveau des poutres principales.

Il est nécessaire de considérer les surfaces d'influence et de choisir le cas le plus critique pour calculer les contraintes maximales dans l'entretoise. Le modèle FLM3, centré sur l'entretoise, permet de déterminer ces contraintes maximales. Il faut consi-

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

dérer 4 essieux de 120 kN et effectuer une modélisation 2D, où les charges des essieux sont transférées à l'entretoise étudiée en utilisant une simplification isostatique.

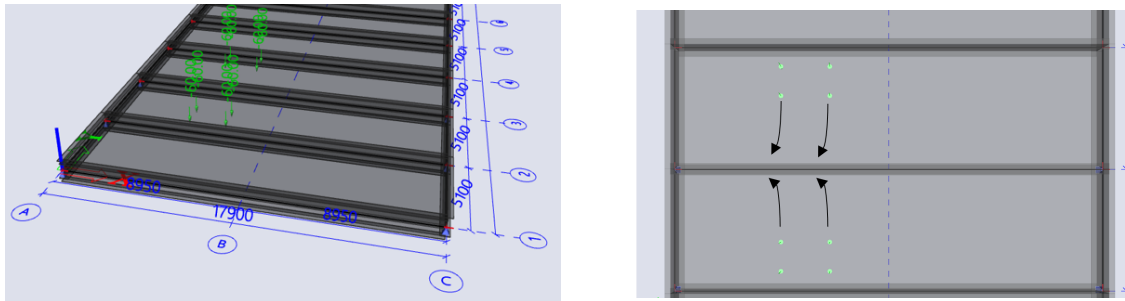


FIGURE 6.18 – Modèle poutre 2D et chargement FLM3.

Après avoir transféré les charges sur l'entretoise étudiée, il est possible de calculer les efforts internes dans celle-ci. Les calculs ont été réalisés à la main, puis vérifiés à l'aide du logiciel de calcul SCIA.

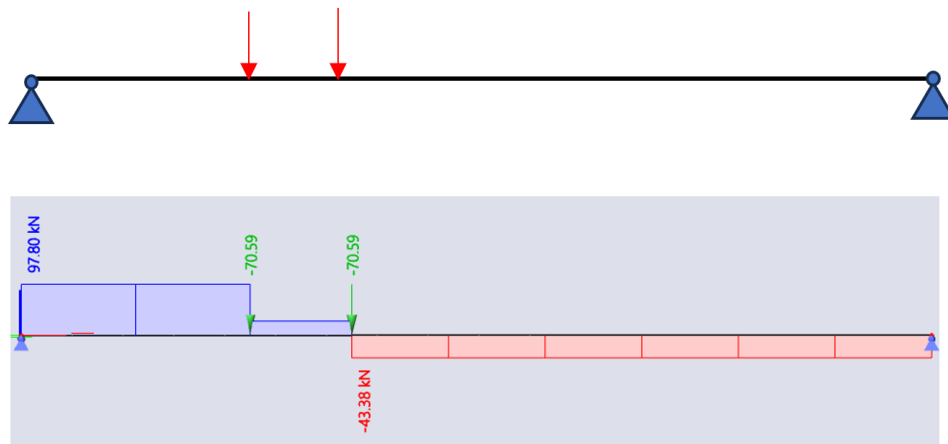


FIGURE 6.19 – Effort tranchant dans l'entretoise.

L'effort tranchant à mi-portée de l'entretoise sous convoi FLM3 est de $V = 43,38\text{kN}$. Si on considère le passage d'un convoi dans l'autre sens, l'effort tranchant devient opposé. L'étendue de l'effort tranchant est donc de : $V_{max} = 2.V = 86,76\text{kN}$

b) Calcul des contraintes

Il faut ensuite étudier l'étendue des contraintes dans les boulons. L'hypothèse posée est que les quatre boulons situés en partie supérieure reprennent l'intégralité de l'effort tranchant V_{max} . Étant donné la grande ouverture au centre de l'entretoise,

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

l'assemblage inférieur est supposé ne pas reprendre d'effort tranchant.

En admettant que les boulons travaillent de manière uniforme, l'effort tranchant est réparti équitablement entre eux, soit $\frac{V_{max}}{4}$ par boulon. L'effort de cisaillement repris par chaque boulon, qui correspond à l'effort tranchant appliqué sur la section cisailée du boulon, est donné par l'expression suivante :

$$\Delta\tau_p = \frac{V_{max}}{4 \cdot A_s} = 47,25 MPa \quad (6.4)$$

Calcul de l'étendue de contrainte équivalente

Il est ensuite nécessaire de déterminer l'étendue de contrainte équivalente. Pour ce faire, il faut calculer le coefficient de dommage équivalent :

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max} \quad (6.5)$$

- a) **Coefficient** λ_1 : tient compte de la longueur d'influence. Pour déterminer λ_1 , la longueur critique de la ligne d'influence peut être prise comme suit selon l'EN 1993-2 [10] :

Pour l'effort tranchant :

- pour la section à mi-portée, $0,4 \times$ la portée considérée L_i :

$$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{0,4 \cdot L - 10}{70} \quad (6.6)$$

Avec une portée $L = 10,2$ m \rightarrow $\lambda_1 = 2,61$

- b) **Coefficient** λ_2 : tient compte du trafic annuel.

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad (6.7)$$

où :

- $Q_{m1} = 480 kN$: le poids moyen des poids lourds circulant sur la voie lente ;
- $Q_0 = 480 kN$: le poids de référence des poids lourds ;
- $N_0 = 0,5 \cdot 10^6$: le nombre de camions de référence par an sur la voie lente ;
- $N_{Obs} = 0,05 \cdot 10^6$: le nombre total de poids lourds estimé par an circulant sur la voie lente ;

\rightarrow $\lambda_2 = 0,63$

c) **Coefficient** λ_3 : tient compte de la durée de vie prévue de l'ouvrage.

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5} \quad (6.8)$$

où $t_{Ld} = 100$ ans est la durée de vie de calcul du pont. $\rightarrow \boxed{\lambda_3 = 1}$

d) **Coefficient** λ_4 : tient compte de l'effet de plusieurs voies.

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5} \quad (6.9)$$

où :

- k est le nombre de voies supportant un trafic de poids lourds ;
- N_j est le nombre de poids lourds par an sur la voie j ;
- Q_{mj} est le poids moyen des poids lourds sur la voie j ;
- η est la valeur de la ligne d'influence au centre de la voie j pour la sollicitation qui produit l'étendue de contrainte, à utiliser dans l'équation (6.9) avec un signe positif.

En considérant 2 voies lentes et en faisant l'hypothèse que le nombre de camions est identique dans les 2 sens $\rightarrow \boxed{\lambda_4 = 2^{1/5} = 1,15}$

Le coefficient de dommage équivalent est égal à :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 2,61 \cdot 0,63 \cdot 1 \cdot 1,15 = 1,89 \quad (6.10)$$

Remarque : Pour l'effort tranchant, l'EN 1993-2 ne définit pas de valeur limite λ_{max} . L'étendue de contrainte équivalente est donc :

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda \phi \Delta\tau_p = 1,89 \cdot 1 \cdot 47,25 = 89,3 \text{ MPa} \quad (6.11)$$

Catégorie de détail

Le tableau 8.1 de la norme EN 1993-1-9 spécifie la catégorie de détail des boulons. Pour les boulons soumis à des efforts de cisaillement, la catégorie de détail associée est de $\Delta\tau_c = 100 \text{ MPa}$ (cf. tableau 6.3).

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

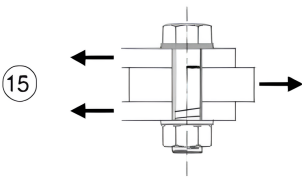
100 $m = 5$		<u>Boulons sollicités en simple ou double cisaillement.</u> Le plan de cisaillement ne passe pas par le filetage. 15) - Boulons calibrés. - Boulons normaux sans inversion d'effort (boulons de nuance 5.6, 8.8 ou 10.9).
----------------	---	---

TABLEAU 6.3 – Catégorie de détail : boulons sollicités en cisaillement [9].

Vérification à la fatigue

Pour la vérification à la fatigue, il faut s'assurer que l'étendue de contrainte équivalente reste inférieure à la catégorie de détail :

$$\boxed{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}} \rightarrow \gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c$$

$$\Leftrightarrow 1 \cdot 1,35 \cdot 89,3 = 120,6 \text{ MPa} > 100 \text{ MPa}$$

La condition n'étant pas respectée pour une durée de vie de 100 ans, il est donc possible d'estimer la durée de vie théorique de l'ouvrage.

Calcul de la durée de vie résiduelle

Si l'étendue de contrainte équivalente dépasse la catégorie de détail, la durée de vie de l'ouvrage peut être estimée en utilisant le coefficient λ_3 . En reprenant l'équation qui définit λ_3 , il est possible d'isoler la durée de vie théorique t_{Ld} :

$$\lambda_3 = \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_4 \cdot \Delta\tau_p} \Leftrightarrow \lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

$$\rightarrow t_{Ld} = \left(\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_4 \cdot \Delta\tau_p} \right)^5$$

La durée de vie estimée de l'assemblage boulonné est d'environ 39 ans.

Remarque : Le problème de fatigue observé semble plutôt être dû au cisaillement des boulons supérieurs, associé à un jeu entre les plats d'abouts. Ce jeu aurait permis un léger déplacement de l'assemblage, ce qui au fil des cycles a conduit à une rupture par fatigue. Le principal problème de ce pont réside dans le milieu de l'entretoise, avec une grande ouverture centrale réduisant sa capacité à reprendre les efforts. Désormais, l'entretoise ne comporte plus de plats boulonnés en partie supérieure. À la place, un plat soudé relie les deux parties de l'entretoise. Cette nouvelle configuration est plus favorable car l'effort tranchant repris par les plats est mieux réparti grâce à une section cisailée plus grande.

6.5.5 Étude de la dalle orthotrope

Comme mentionné au chapitre 5, la dalle orthotrope est sensible à la fatigue en raison du grand nombre de liaisons soudées et des charges cycliques auxquelles elle est soumise.

Deux assemblages sont particulièrement critiques vis-à-vis de la fatigue :

- L'assemblage par soudure entre l'auget et la tôle de platelage ;
- L'assemblage par soudure entre l'auget et l'entretoise.

Il est nécessaire de vérifier les soudures au droit de ces assemblages, qui sont des sites potentiels d'amorçage de fissures. Le tableau 8.8 de la norme EN 1993-1-9 fournit les catégories de détail pour les assemblages de la dalle orthotrope avec des raidisseurs en auget.

Le pont de Haccourt est équipé de raidisseurs longitudinaux constitués d'augets trapézoïdaux continus à travers les entretoises. L'âme des entretoises est découpée en lunules pour permettre le passage des augets (cf. figure 6.20). Les augets sont soudés sur leurs flancs au niveau des entretoises, tandis que la tôle de platelage est soudée longitudinalement aux augets et transversalement à l'âme des entretoises.



FIGURE 6.20 – Augets continus à travers les entretoises.

a) Vérification de l'assemblage auget - entretoise :

Pour évaluer la fatigue dans l'auget, l'analyse repose sur la variation de contrainte de flexion $\Delta\sigma$ dans cet élément, qui agit comme un raidisseur longitudinal. Cette analyse peut être réalisée en utilisant un modèle structural complet ou, de manière simplifiée, en considérant les raidisseurs longitudinaux comme des poutres continues sur des appuis rigides (cf. figure 6.21).

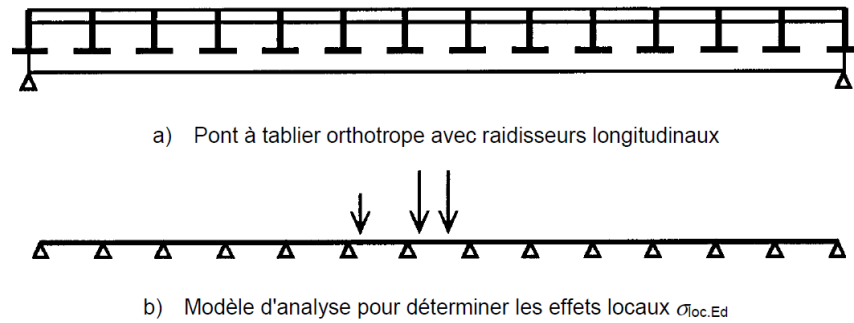


FIGURE 6.21 – Modèle simplifiée de la structure [10].

En considérant les entretoises comme des appuis rigides, un modèle simplifié de poutre sur multiples appuis peut être utilisé pour calculer le moment de flexion induit par les charges locales. Dans ce modèle, la poutre est représentée par l'auget et une portion collaborante de la tôle de platelage. Ils forment ensemble un petit caisson qui se déforme longitudinalement entre les entretoises. Ce modèle permet de déterminer l'intensité du moment de flexion dans le raidisseur en prenant en compte les charges locales :

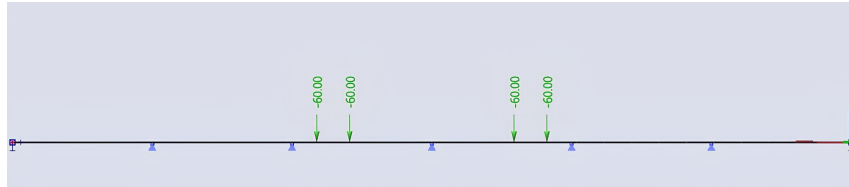


FIGURE 6.22 – Modèle simplifiée de la structure et charges locales.

Le moment maximal dans le raidisseur, au niveau de l'entretoise, est de :

$$M_{\max} = 59,67 \text{ kNm}$$

On peut ensuite calculer l'étendue de contrainte dans la section fléchie :

$$\Delta\sigma = \frac{M_{\max} \cdot v}{I} \quad (6.12)$$

où :

- M_{\max} est le moment de flexion maximal dans le raidisseur au droit de l'entretoise ;
- I est l'inertie du raidisseur longitudinal composé de l'auget et d'une partie collaborante de la tôle de platelage ;

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

- v est la distance entre l'axe neutre et le fond du raidisseur où la contrainte maximale est calculée.

La raideur de cette poutre correspond à l'auget, auquel s'ajoute une certaine largeur collaborante de la tôle supérieure. L'inertie du raidisseur est basée sur une largeur participante (cf. figure 6.23) équivalente à la distance entre les axes de deux augets. La largeur de l'auget, notée "a", est de 300 mm, et la largeur entre deux augets, notée "e", est également de 300 mm. La largeur participante est donc de 600 mm.

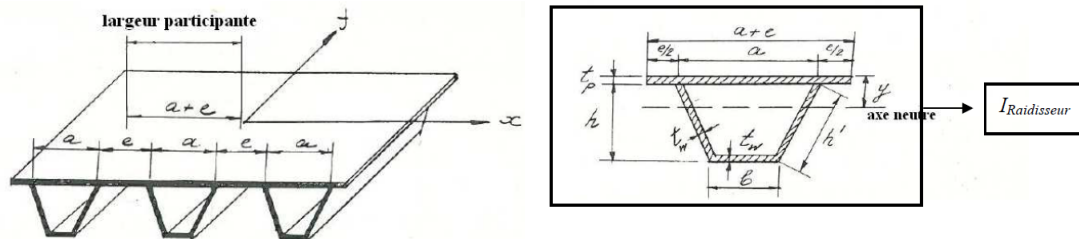


FIGURE 6.23 – Variables pour le calcul de la rigidité de flexion longitudinale [15].

Une fois la section de la poutre définie (auget avec tôle supérieure), la variation de contrainte longitudinale $\Delta\sigma$ dans l'auget peut être déterminée et vérifiée. Le calcul de l'inertie des raidisseurs longitudinaux est détaillé dans l'annexe C.

$$\Delta\sigma = \frac{M_{\max} \cdot v}{I} = \frac{59,67 \cdot 10^6 \cdot 213,9}{12098 \cdot 10^4} = 100,2 \text{ MPa} \quad (6.13)$$

o *Catégorie de détail :*

La catégorie de détail $\Delta\sigma_c$ du raidisseur longitudinal est de 80 MPa, car l'épaisseur de l'âme de l'entretoise est égale à 12 mm.

80	t 12 mm \leq		1) Raidisseur longitudinal continu, avec découpe additionnelle dans la poutre transversale.
71	t 12 mm $>$		

FIGURE 6.24 – Catégorie de détail des augets continus à travers les entretoises [9].

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

o *Vérification à la fatigue* :

Pour effectuer la vérification à la fatigue, il est nécessaire de calculer les contraintes équivalentes en utilisant le coefficient de dommage équivalent λ . Cependant, l'étendue de contrainte $\Delta\sigma$ est supérieure à la catégorie de détail $\Delta\sigma_c$. Par conséquent, la vérification à la fatigue n'est pas satisfaisante. Il serait alors pertinent de calculer la durée de vie en utilisant la même méthodologie que celle décrite dans l'étude des entretoises (cf. section 6.5.4).

Remarques :

- En plus des effets des charges locales des roues agissant sur le raidisseur longitudinal, il faudrait également tenir compte de l'effet de la flexion générale du tablier sous les charges globales de trafic agissant sur le pont. Pour une analyse plus précise, il est nécessaire d'intégrer ces effets globaux dans l'évaluation. Afin de prendre en compte la différence d'origine de ces charges, il est possible d'appliquer la règle de combinaison définie dans l'Annexe E de la norme EN 1993-2.
- Pour une évaluation plus précise des contraintes dans le raidisseur longitudinal, l'utilisation d'un modèle de poutre sur appuis élastiques est suggérée.
- En outre, un modèle plaque aux éléments finis pourrait être employé afin de réaliser une analyse plus détaillée du tablier du pont.
- Au droit de l'assemblage auget - entretoise, il faudrait également vérifier l'étendue de contrainte dans la section critique entre les découpes dans l'âme de l'entretoise (cf. chapitre 5 - section 5.3.1).

b) **Vérification de l'assemblage auget - tôle de platelage :**

L'évaluation à la fatigue est basée sur la contrainte de flexion dans la tôle de platelage. La flexion de la tôle de platelage est provoquée par les charges locales des roues (cf. figure 6.25).

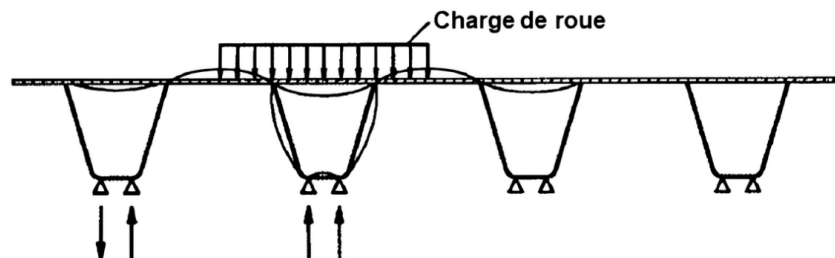


FIGURE 6.25 – Effet des charges locales de roues [10].

6.5. VÉRIFICATION À LA FATIGUE

La figure 6.25 représente la déformée de flexion, en supposant les raidisseurs rigides, typiquement au droit des entretoises.

La flexion des raidisseurs doit également être prise en compte, notamment à mi-portée entre les entretoises (cf. figure 6.26).

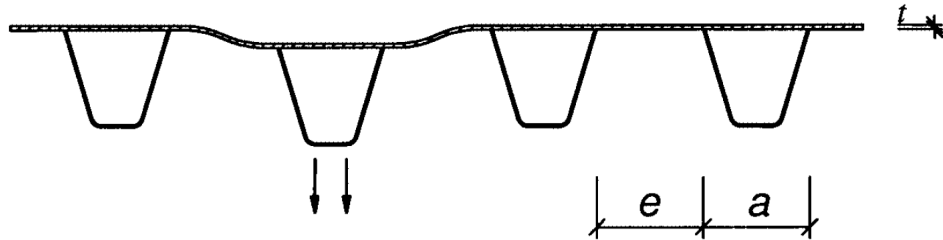


FIGURE 6.26 – Effet de la flexion différentielle [10].

La catégorie de détail de la soudure entre la tôle de platelage et un auget est de 71 MPa si les exigences du détail illustrées à la figure 6.27 sont respectées, sinon la catégorie de détail est de 50 MPa.

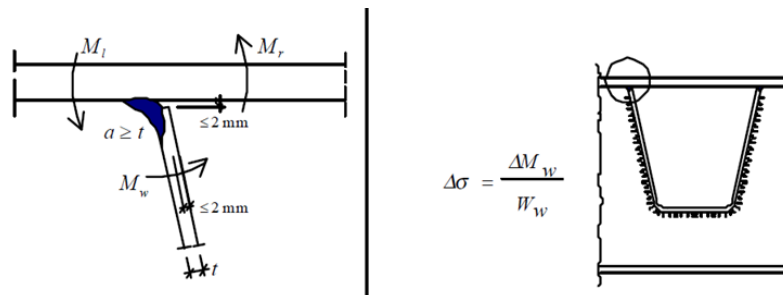


FIGURE 6.27 – Catégorie de détail : soudure entre tôle de platelage et auget [9].

La vérification à la fatigue de cet assemblage ne sera pas effectuée dans le cadre de ce travail, mais la méthodologie à suivre est identique à celle décrite précédemment.

6.6 Fiche de fatigue

Cette ébauche de fiche de fatigue pour l'inspection du Pont de Haccourt, un pont bow-string métallique à dalle orthotrope, identifie les éléments sensibles nécessitant une attention particulière lors de l'inspection. La fiche de fatigue est le résultat final de l'étude du pont, conçue pour orienter les inspections ciblées et repérer les éventuels problèmes de fatigue sur l'ouvrage, en identifiant les zones critiques à surveiller.

Pont de Haccourt Structure : Bow-string, tablier métallique à dalle orthotrope Année de construction : 1983	
Assemblage	Vérification
Joint à mi-portée des entretoises	– Assemblage supérieur plat soudé – Plats inférieurs
Liaison auget-tôle de platelage	– Pied du cordon de soudure
Liaison auget-entretoise	– Section entre découpes âme entretoise – Pied de cordon soudure auget-entretoise
Soudure continuité tôle de platelage	À déterminer
Assemblage continuité des augets	À déterminer
Liaison poutre principale - entretoise	À déterminer
Assemblage continuité des entretoises	À déterminer

TABLEAU 6.4 – Fiche fatigue, détails de fatigue à vérifier.

Remarque : Les détails non vérifiés dans le tableau 6.4 sont mentionnés par "À déterminer".

Chapitre 7

Conclusion

Ce chapitre résume l'ensemble des recherches menées dans le cadre de ce travail de fin d'études et présente les conclusions générales concernant la problématique de la fatigue dans les ponts routiers existants.

Ce travail de fin d'études a pour objectif d'évaluer le risque de problème de fatigue sur les ponts routiers existants en Wallonie. Certains ponts existants n'ont pas été dimensionnés à la fatigue, car les premières normes ne sont apparues qu'à la fin du XXe siècle. Cette lacune soulève aujourd'hui des interrogations sur l'état actuel de ces structures vis-à-vis de la fatigue, et de leur durée de vie résiduelle. Cette préoccupation est d'autant plus significative étant donné que des fissures ont déjà été constatées dans les assemblages et les soudures de certains ouvrages. La fatigue dans les ponts métalliques est non négligeable et le siècle qui arrive hérite des ouvrages du siècle passé non dimensionnés à la fatigue. De plus, ces structures sont soumises à des sollicitations croissantes en raison de l'augmentation du trafic des poids lourds et des charges admissibles au cours des dernières années. Par conséquent, le SPW va être confronté à devoir maîtriser de plus en plus le phénomène de fatigue dans les années à venir.

Les inspections des ouvrages existants sont essentielles pour détecter d'éventuelles fissures de fatigue. Cependant, la problématique de la fatigue réside dans le fait que les fissures peuvent se former dans des zones difficilement accessibles. De plus, ces fissures ne traversent pas toujours la couche de peinture, compliquant ainsi leur détection. L'objectif de ce travail est donc d'identifier les zones critiques des ponts métalliques en Wallonie afin de mieux orienter les inspections sur les ouvrages concernés.

Pour établir la vérification de la fatigue sur les ponts existants, des recherches bibliographiques et une étude de la méthodologie Infrabel ont été réalisées afin de comprendre le phénomène de la fatigue et les différents paramètres qui l'influencent. Le but est d'élaborer une méthodologie de vérification à la fatigue, inspirée des pratiques d'Infrabel et adaptée aux spécificités des ponts-routes, pour identifier les zones les plus sensibles à la fatigue. Conformément à l'Eurocode 3, des calculs de vérification à la fatigue sont nécessaires pour identifier les zones potentiellement critiques. Cependant, la démarche est complexe à appréhender en raison de l'utilisation de différentes sections de l'Eurocode 1 pour les charges de fatigue et de diverses parties de l'Eurocode 3 pour la vérification elle-même.

Par la suite, une étude de cas concret, le pont de Haccourt, a permis d'appliquer cette méthodologie sur un ouvrage existant à dalle orthotrope pour vérifier la fatigue de certains assemblages critiques. Des visites sur site ont également été effectuées pour observer en détail les différents éléments constitutifs du pont étudié. L'objectif final est de fournir aux inspecteurs de ponts une fiche fatigue qui les aidera lors de leurs visites périodiques en identifiant les zones sensibles à vérifier. Ces inspections ciblées, guidées par la fiche de fatigue, peuvent considérablement améliorer la capacité des ingénieurs à détecter précocement les signes de fatigue, réduisant ainsi les risques de défaillance.

Grâce à l'application des méthodes de vérification à la fatigue, comme celles proposées par l'Eurocode 3, et à la modélisation de structure, il a été possible d'identifier des zones critiques à surveiller dans les ouvrages. Les principaux points critiques identifiés pour les anciens ouvrages non dimensionnés pour la fatigue incluent :

- Les fortes variations d'épaisseurs et les variations brusques de géométrie.
- Les détails d'assemblage, en particulier les soudures et les connexions entre éléments structurels, qui sont souvent sujets à des concentrations de contraintes susceptibles de générer des fissures.
- Les zones de liaison entre différents composants de la structure, comme les liaisons auget-tôle de platelage, qui nécessitent une attention particulière lors des inspections.

Ces conclusions soulignent la nécessité d'une surveillance régulière et d'une amélioration des méthodes d'inspection pour prévenir les défaillances dues à la fatigue et garantir la sécurité des infrastructures vieillissantes.

Pistes d'amélioration

La fatigue dans les ouvrages d'art métalliques étant un sujet extrêmement vaste, il n'a pas été possible d'aborder tous les aspects dans ce travail. J'ai choisi de me concentrer sur un type particulier de structure, à savoir une structure à dalle orthotrope sensible à la fatigue. Cependant, il serait aussi important d'examiner la fatigue dans d'autres types de ponts, comme les ponts mixtes où la dalle est en béton et la structure métallique. Une étude de vérification de la fatigue dans ces ponts pourrait offrir des perspectives complémentaires et renforcer les conclusions sur la gestion de la fatigue dans les infrastructures.

Bien que ce travail fournisse une analyse des problèmes de fatigue dans les ponts métalliques existants, plusieurs améliorations peuvent être envisagées pour approfondir l'étude et affiner les résultats obtenus. Premièrement, il serait pertinent de modéliser les éléments du pont étudié avec un modèle plaque aux éléments finis. Cela permettrait de mieux identifier les zones de concentration de contraintes et d'obtenir des résultats plus précis que ceux obtenus par les méthodes simplifiées actuellement utilisées.

De plus, l'instrumentation des assemblages par des jauges de déformation pourrait offrir une mesure directe des variations de contraintes sur l'ouvrage, fournissant ainsi des données plus fiables pour l'évaluation de la fatigue. Une telle approche serait utile pour modéliser les cycles de contraintes subis par le pont en raison du trafic réel, en allant au-delà des hypothèses simplificatrices.

Enfin, pour améliorer la méthodologie, il serait pertinent de vérifier les assemblages de la dalle orthotrope qui n'ont pas encore été évalués afin de compléter la fiche de fatigue proposée pour le pont de Haccourt. Cela permettrait aux inspecteurs de mieux cibler leurs efforts lors des inspections. Ces améliorations contribueraient à une évaluation plus précise et plus fiable des risques de fatigue.

Bibliographie

- [1] F. Cornet (INFRABEL) et P. Gilles (SPW). *Gestion des ouvrages d'art, Rencontre SPW - Infrabel*. 2016. URL : <https://infrastructures.wallonie.be/entreprises--non-marchand/nos-thematiques/routes/qualite-et-construction/formations-et-conferences/infrabel.html>.
- [2] ir. ALAIN DEGUELDRE. *La fatigue dans les ponts métalliques, Rencontre SPW - Infrabel*. Infrabel, 2016. URL : <https://infrastructures.wallonie.be/entreprises--non-marchand/nos-thematiques/routes/qualite-et-construction/formations-et-conferences/infrabel.html>.
- [3] Pierre BOURRIER et Jacques BROZZETTI. *Construction métallique et mixte acier-béton : 2. Conception et mise en oeuvre*. Paris : Éditions Eyrolles, 1996. ISBN : 2212101538.
- [4] CEREMA. *Bulletin Ouvrages d'Art n°69/70 - Le Calcul à la fatigue dans les tabliers métalliques à dalle orthotrope*. 2014.
- [5] CEREMA. *Mémoar - Mémento pour la mise en oeuvre sur ouvrages d'art*. Fiche n° XVI-1 "Les ouvrages métalliques ou mixtes". 2005. URL : <https://doc.cerema.fr/Default/doc/SYRACUSE/16877/memoar-memento-pour-la-mise-en-oeuvre-sur-ouvrages-d-art>.
- [6] Université Gustave Eiffel - CEREMA. *Auscultation des ouvrages d'art, Fiche D2-1 Détection de fissures dans les assemblages soudés*. 2020. URL : <https://cahier-interactif-auscultation-ouvrages-art.univ-gustave-eiffel.fr/methodologies-de-diagnostic/diagnostic-de-letat-des-materiaux>.
- [7] Université Gustave Eiffel - CEREMA. *Auscultation des ouvrages d'art, Fiche E3-2 Evaluation de la durée de vie en fatigue d'une structure métallique*. 2018. URL : <https://cahier-interactif-auscultation-ouvrages-art.univ-gustave-eiffel.fr/methodologies-de-diagnostic/diagnostic-structurel>.

BIBLIOGRAPHIE

- [8] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). *Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 2 : Actions sur les ponts dues au trafic*. EN 1991-2. Bruxelles, Belgique, 2004.
- [9] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-9 : Fatigue*. EN 1993-1-9. Bruxelles, Belgique, 2005.
- [10] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 2 : ponts métalliques*. EN 1993-2. Bruxelles, Belgique, 2007.
- [11] Clément DESODT, Hélène Horsin MOLINARO et Hadrien RATTEZ. *Fatigue de la charpente d'un pont mixte*. 2018. URL : https://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources_pedagogiques/fatigue-dela-charpente-metallique-dun-pont-mixte.
- [12] Catherine DONEUX et Olivier VASSART. *LG CIV2033 - Steel and steel-concrete composite structures - UCLouvain course*. Année académique 2022-2023.
- [13] Ziad Hajar EIFFAGE. *Orthodalle : Un procédé innovant de renforcement de tablier à dalle orthotrope - L'exemple du Pont d'Illzach*. 2013. URL : <https://www.afgc.asso.fr/app/uploads/2013/04/SESSION5-05-GC2013-Orthodalle-Illzach.pdf>.
- [14] Pierre GILLES. *LG CIV2015 - Roads and bridges - UCLouvain course*. Année académique 2022-2023.
- [15] Fernanda GOMES. *Thèse de doctorat - Influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes : étude d'une solution en BFUP*. Université Paris-Est, 2012. URL : <https://theses.hal.science/tel-00806298>.
- [16] GREISCH. *Pont de Haccourt*. URL : <https://www.greisch.com/projet/pont-de-haccourt/>.
- [17] Manfred A. HIRT, Rolf BEZ et Alain NUSSBAUMER. *Construction Métallique (TGC Volume 10) : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. Traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne, 1994.
- [18] INFRABEL. *Checklist d'ouvrage d'art - Fiche fatigue*. Pont métallique : Marchienne-au-Pont, Rue de Forêt.
- [19] INFRABEL. *Entreprises ferroviaires*. URL : <https://infrabel.be/fr/entreprises-ferroviaires>.
- [20] Infrabel - Direction Asset MANAGEMENT. *Instruction de travail : Visite des Ouvrages d'Art*. 2015.

BIBLIOGRAPHIE

- [21] Infrabel - Direction Asset MANAGEMENT. *Maintenance des ouvrages de Génie Civil*. 2016.
- [22] SPW - Direction de l'Expertise des OUVRAGES. *Règlement de gestion des ouvrages d'art wallons*. 2023. URL : <https://infrastructures.wallonie.be/pouvoirs-locaux/nos-thematiques/routes/qualite--construction/desg/direction-de-lexpertise-des-ouvrages.html>.
- [23] *Plans du pont de Haccourt*. Bureau d'études Greish. 1980.
- [24] *Pont de Haccourt : Réunion du 09/10/1996*. Liège : Ministère Wallon de l'équipement et des transports - Direction générale des services techniques, 1996.
- [25] SÉTRA. *Guide méthodologique Eurocodes 3 et 4 : Application aux ponts-routes mixtes acier-béton*. 2007. URL : https://doc.cerema.fr/Default/doc/SYRACUSE/14124/eurocodes-3-et-4-application-aux-ponts-routes-mixtes-acier-beton-guide-methodologique?_lg=fr-FR.
- [26] SÉTRA - CTICM - SNCF. *Ponts métalliques et mixtes, Résistance à la fatigue : Guide de conception et de justifications*. 1996. URL : https://doc.cerema.fr/Default/doc/SYRACUSE/17263/ponts-metalliques-et-mixtes-resistance-a-la-fatigue-guide-de-conception-et-de-justifications?_lg=fr-FR.
- [27] STRUCTURAE. *Silver Bridge*. URL : <https://structurae.net/fr/ouvrages/silver-bridge>.
- [28] UNIVERSITY OF NORTH CAROLINA AT CHARLOTTE. *Failure Case Studies : Point Pleasant/Silver Bridge Collapse*. URL : <https://eng-resources.charlotte.edu/failurecasestudies/bridge-failure-cases/point-pleasantsilver-bridge-collapse/>.
- [29] Géoportail de la WALLONIE. *Metawal - Catalogue pour l'information géographique de Wallonie : Ouvrages d'art régionaux gérés par le SPW*. URL : <https://metawal.wallonie.be/geonetwork/srv/api/records/c34743fa-7c50-4bfe-b587-e1253ff68eae>.

Annexe A

Contraintes résiduelles des joints soudés

La soudure est le moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication en atelier. Le processus de soudage par fusion consiste à assembler deux pièces en déposant un cordon de métal fondu. Lors du soudage, le métal déposé ainsi que les zones adjacentes sont portés à très haute température. Ensuite, cette masse réchauffée se refroidit, entraînant une contraction.

Pour illustrer le phénomène des contraintes résiduelles, considérons la pièce représentée à la figure C.1, composée de deux tôles reliées par une soudure longitudinale. Lors du refroidissement, le cordon de soudure en fusion n'est pas libre de se rétracter, car les tôles adjacentes restées globalement froides empêchent cette contraction. Des contraintes longitudinales de traction se forment alors le long de la soudure et dans sa zone environnante. Par réaction, les parties extérieures des tôles sont comprimées. Ces contraintes résultent des effets thermomécaniques du processus de soudage.

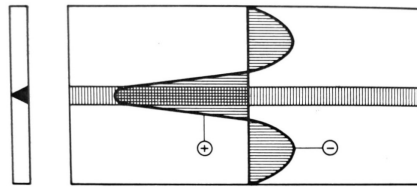


FIGURE A.1 – Contraintes résiduelles longitudinales de soudage [17].

Il est possible par un choix judicieux des séquences de soudage d'introduire des contraintes résiduelles de compression dans des parties de structures ultérieurement sollicitées en traction. Ceci peut atténuer l'influence négative des contraintes résiduelles lors de phénomènes de fatigue [17].

Annexe B

Fiche de fatigue Infrabel : exemple

1. Données techniques

130 A..099156 PI rue de Foret

Année de construction : 1964

Trafic : 4 millions de tonnes/an ou $t = 2$

Trafic marchandise normal $g = 2$

2. Contrôle des éléments principaux

2.1. Poutres principales

2.1.1. Données techniques

Portée : 14.7 m

Profilé : poutres à âme pleine soudées

$I = 1336^3 \times 16/12$ (âme) + $2 \times 300 \times 32 \times 684^2$ (semelles) = 12 162 000 000 mm⁴

$v = 700$ mm

$I/v = 17\,380\,000$ mm³

Nuance d'acier poutre principale : AE 240 C

2.1.2. Estimation de la durée de vie au milieu de la section

Charge équivalente (avec coeff. dyn.): 135 kN/m x 1.2 pour 2 poutres

$\Delta M_{UIC} = pl^2/8 = 2\,188$ kNm

$\Delta \sigma_{UIC} = \frac{M}{I/v} = 2\,188\,000\,000 \text{ Nmm} / 17\,380\,000 \text{ mm}^3 = 125 \text{ N/mm}^2$

Estimation durée de vie

Longueur d'influence fatigue $L_f = 14.7$ m $\Rightarrow l = 0.7$

Influence de l'autre tablier $R = 0$ $\Rightarrow n = 0$

$\Rightarrow 1.12^{(2+2+0.7)} = 0.59$

$\Delta \sigma_e = 1.12^{(t+n)} \Delta \sigma_{UIC} = 74 \text{ N/mm}^2 < \Delta \sigma_D = 110 \text{ N/mm}^2$ (raideurs transverseaux soudés)

2.2. Entretoises

DIN 40

$I/v = 3\,032\,000\text{ mm}^3$

Portée : 4 m

Entredistance entretoises : 2.7 m

Kracht van de II overgedragen op de dd: $199\text{ kN/m} \times 1.4 \times 2.7\text{ m}/2 = 376\text{ kN}$

$\Delta M_{\text{MAX}} = 376\text{ kN} \times 1.24\text{ m} = 466\text{ kNm}$

$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = 466\,000\,000\text{ Nmm} / 3\,032\,000\text{ mm}^3 = 153\text{ N/mm}^2$

Estimation durée de vie

Longueur d'influence fatigue $L_f = 4.76\text{ m} \Rightarrow l = -3.24$

Influence de l'autre tablier $R = 0 \Rightarrow n = 0$

$\Rightarrow 1.12^{-(2 + 2 \cdot 3.24)} = 0.92$

$$\Delta\sigma_e = 1.12^{-(l+n)} \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 97\text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_D = 140\text{ N/mm}^2$$

2.3. Longrines

DIN36

$I/v = 2\,507\,000\text{ mm}^3$

Portée : 2.7 m

Charge équivalente: 199.06 kN/m , dyn. Coëff : 1.67

$\Delta M_{\text{MAX}} = 199 \times 1.67 \times 2.7^2 / 8 = 303\text{ kNm}$

$\Delta\sigma_{\text{UIC}} = 303\,000\,000\text{ Nmm} / 2\,507\,000\text{ mm}^3 = 121\text{ N/mm}^2$

Estimation durée de vie

invloeds lengte vermoëing $L_f = 5.4\text{ m} \Rightarrow l = -2.6$

invloed ander dek $R = 0 \Rightarrow n = 0$

$\Rightarrow 1.12^{-(2 + 2 \cdot 2.6)} = 0.85$

$$\Delta\sigma_e = 1.12^{-(l+n)} \Delta\sigma_{\text{UIC}} = 103\text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_D = 140\text{ N/mm}^2$$

3. Contrôle des liaisons

3.1. Liaison longrines - entretoises : arrondi

NOK

3.2. Liaison longrines – entretoises : rivets de la tôle d'about

NOK

3.3. Liaison poutres principales - entretoises

OK

3.4. Porte-à-faux aux entretoises d'extrémité

moment : bras de levier : 0.28 m

$$\Delta M = 125 \text{ kN} \times 0.164 \text{ m} \times 2 = 41 \text{ kNm}$$

$$A = 247 \times 10 \text{ (lijfplaat)} + 80 \times 10 \text{ (onderflens)} = 3\,270 \text{ mm}^2$$

$$v = 1/3270 (247 \times 10 \times 133.5 + 80 \times 10 \times 5) = 102 \text{ mm en } v' = 145 \text{ mm}$$

$$I = 247^3 \times 10 / 12 \text{ (lijfplaat)} + 247 \times 10 \times 31.5^2 + 10 \times 80 \times 97^2 = 22\,535\,750 \text{ mm}^4$$

$$I/v \text{ (boven)} = 155\,000 \text{ mm}^3$$

$$\Delta \sigma_{UIC} = 41\,000\,000 \text{ Nmm} / 155\,000 \text{ mm}^3 = 264 \text{ N/mm}^2$$

Estimation durée de vie

$$\text{invloeds lengte vermoeiing} \quad L_f = 0.5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad l = -4$$

$$\text{invloed ander dek} \quad R = 0 \quad \Rightarrow \quad n = 0$$

$$\Rightarrow 1.12^{-(2 + 2 \cdot 4)} = 1$$

$$\Delta \sigma_e = 1.12^{-(l+n)} \Delta \sigma_{UIC} = 264 \text{ N/mm}^2 > \Delta \sigma_D = 160 \text{ N/mm}^2 \text{ (geval 1)}$$

4. Conclusions

130 A..099156 PI rue de Foret

Portée : 14.7 m

Poutre à âme pleine

Pas de bac à ballast

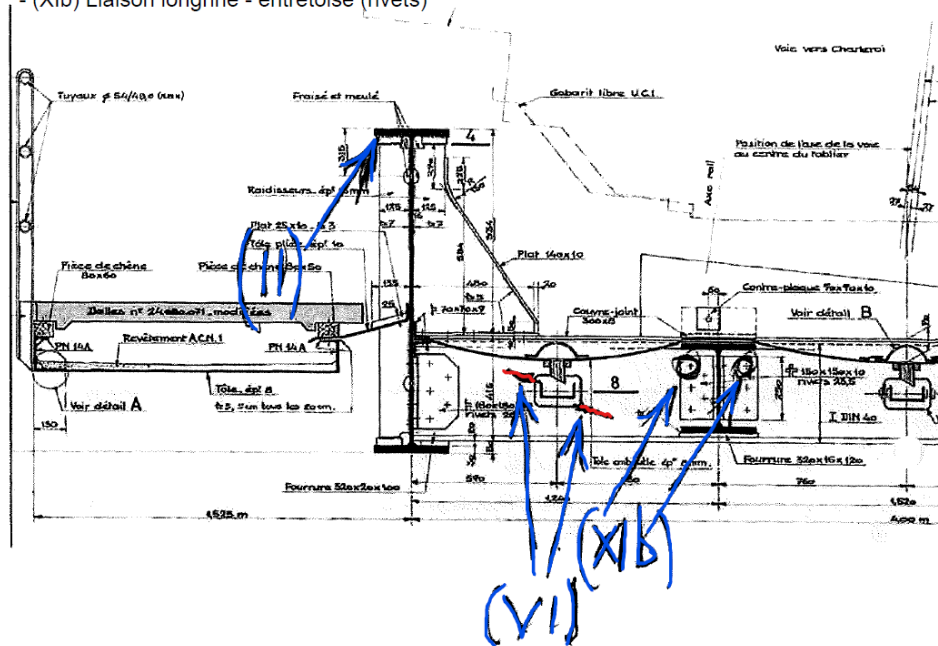
Liaison longrines et entretoises via tôle emboutie

<i>Année de construction : 1964</i>	<i>vérification</i>
Poutres principales, poutre laminée (XVa)	Non
Poutre principale aux appuis (IV)	50% (routine)
Poutres principales, raidisseurs transversaux (II)	100% (seulement en milieu de portée)
Entretoises, poutre laminée (XVd)	Non
Entretoises, passages chenaux (VI)	15%
Longrines, poutre laminée (XVd)	Non
Liaison longrine - entretoise, arrondi (Xc)	100%
Liaison longrine - entretoise, rivets (XIb)	15%
Porte-à-faux entretoises d'about (XIV)	100%

Détails à risque :

- (II) Poutre principale, raidisseur transversal soudé
- (VI) Entretoise, percement dans l'âme (passage chéneau)
- (Xlb) Liaison longrine - entretoise (rivets)

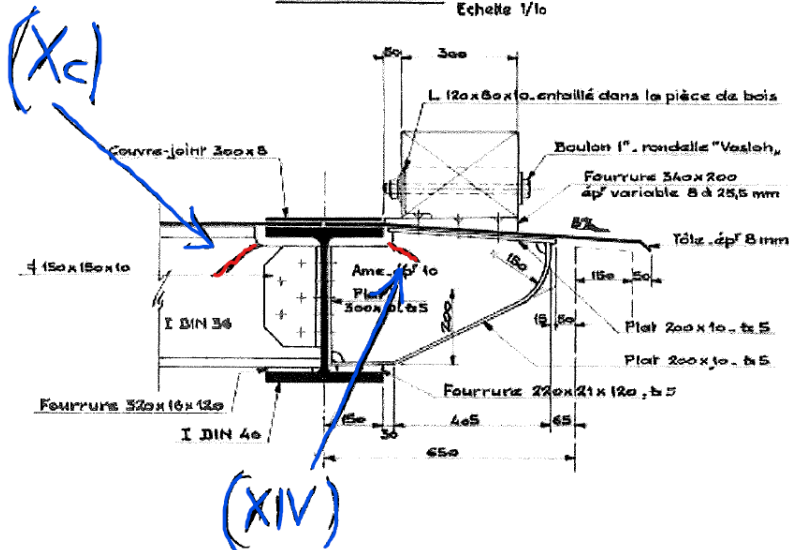
● Fissuration potentielle



- (Xc) Liaison longrine - entretoise (découpe dans l'âme)
- (XIV) Porte-à-faux à l'entretoise d'extrémité

COUPE 9-10

Echelle 1/10



Annexe C

Caractéristiques des raidisseurs longitudinaux

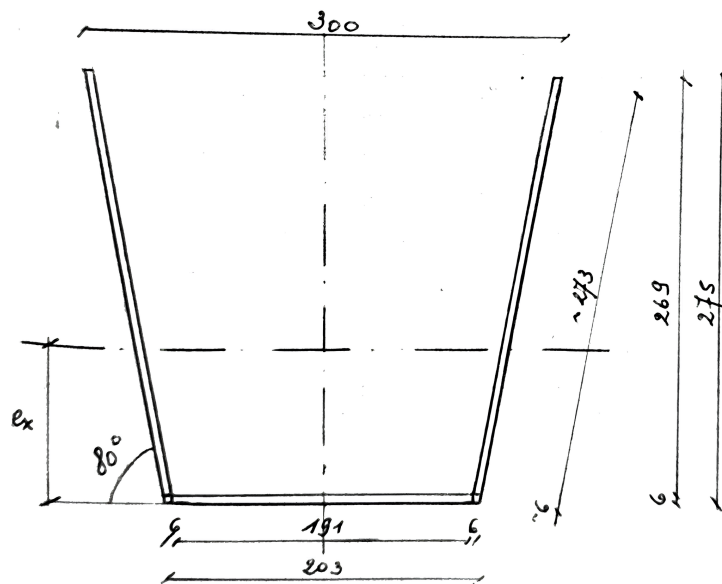


FIGURE C.1 – Schéma d'un auget de la dalle orthotrope du pont de Haccout.

L'objectif est de déterminer la raideur longitudinale de l'auget et d'une largeur collaborante de la tôle de platelage.

Caractéristiques de l'auget

— Section de l'auget :

$$\Omega = 2 \cdot 27,3 \cdot 0,6 + 19,1 \cdot 0,6 = 32,72 + 11,46 = 44,22 \text{ cm}^2$$

— Centre de gravité de la section :

$$e_x = \frac{32,72 \cdot 14,05 + 11,46 \cdot 0,3}{44,22} = 10,47 \text{ cm}$$

— Inertie de l'auget :

$$I = \frac{32,72 \cdot 26,9^2 + 11,46 \cdot 0,6^2}{12} + 32,72 \cdot 3,58^2 + 11,46 \cdot 10,17^2 = 3578 \text{ cm}^4$$

Caractéristiques des raidisseurs longitudinaux (auget + tôle de platelage)

La largeur collaborante de la tôle de platelage est la distance entre deux axes d'augets, soit 600 mm. L'épaisseur de la tôle de platelage est de 12 mm. En considérant une largeur collaborante de la tôle de platelage de 600 mm en partie supérieure :

— Section du raidisseur :

$$\Omega = 44,22 + 60 \cdot 1,2 = 116,22 \text{ cm}^2$$

— Centre de gravité de la section du raidisseur :

$$e_x = \frac{44,22 \cdot 10,47 + 72 \cdot 28,1}{116,22} = 21,39 \text{ cm}$$

— Inertie du raidisseur :

$$I = 3578 + \frac{60 \cdot 1,2^3}{12} + 44,22 \cdot 10,92^2 + 72 \cdot 6,71^2 = 12098 \text{ cm}^4$$

— Le module de flexion élastique de la section est défini par :

$$W_{el} = \frac{I}{v} = \frac{12098}{21,39} = 566 \text{ cm}^3$$

où I est le moment d'inertie total de la section, v est la distance entre l'axe neutre et le point où la contrainte est maximale en partie inférieure.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl