

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Tlemcen  
Faculté de Technologie



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
Spécialité : Construction Métallique.

**Thème :**

**ETUDE DE LA PORTANCE D'UN PONT METALLIQUE  
ANCIEN A SABRA, Wilaya de TLEMCEN.**

Présenté le : 02 Octobre 2012 par :

**MERAD BOUDIA Sofiane Boumedyen**

**BALI Yassine**

Devant le Jury composé de :

**Mr. RAS Abdelouahab**  
**Mr. HAMDAOUI Karim**  
**Mme. MEDDANE Nassima**  
**Mr. BOUMECHRA Nadir**  
**Mr. CHERIF Zine El Abbidine**

Président  
Examineur  
Examinatrice  
Encadrant  
Encadrant

## Dédicaces

Je dédie ce mémoire de fin d'études

- ♣ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles , qui ont été à mes côtés et qui m'ont toujours soutenu .
- ♣ A ma sœur, mon beau-frère et mon neveux.
- ♣ A toute ma famille sans exception.
- ♣ A mon cher ami et binôme Yassine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.
- ♣ A tous mes amis.
- ♣ A toute la promotion « construction métallique »
- ♣ Il serait ingrat de ne pas songer aussi à notre défunt ami SAADOUN Oussama . Que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

**MERAD BOUDIA Sofiane Boumedyen**

## Dédicaces

Je dédie ce mémoire de fin d'études

- ♣ Je dédie ce travail à mes chers parents que j'aime , qui m'ont encouragé, aidé et soutenu et sans lesquels ce jour tant attendu ne serait pas arrivé . Je voudrais leur dire merci et leur exprimer ma profonde gratitude,
  
- ♣ Je dédie ce travail à toute ma famille, à mes deux regrettés grands pères , mes deux précieuses grandes mères, mes tantes , ainsi que mes oncles envers, qui j'ai beaucoup d'estime et qui m'ont soutenu depuis mon jeune âge pour faire de moi l'être que je suis aujourd'hui . A mes deux frères , ainsi que mes demi frères et à tous mes cousins . A tous mes amis, A toute la promotion « construction métallique » et sans oublier notre chère et regretté SAADOUN Oussama (que Dieu bénisse son âme) .A tous mes professeurs , étudiants , camarades de classe. Et enfin , à toutes les personnes qui ont cru en moi et qui m'ont chéri de loin ou de près.

**BALI Yassine**

## Remerciements

Nous tournons nos premières pensées vers Dieu , le tout puissant, le miséricordieux que nous remercions pour nous avoir donné le courage et la force d'avoir pu concrétiser ce travail.

Nous exprimons nos remerciements à Monsieur Abedelouahab RAS, pour nous avoir fait l'insigne honneur de présider cette soutenance .

Nous tenons également à remercier Madame Nassima MEDDANE et Monsieur Karim HAMDAROU pour l'intérêt qu'ils ont manifesté à l'égard de ce travail et d'avoir accepté de le juger en qualité d'examineurs.

C'est avec un grand plaisir que nous adressons nos sincères remerciements à l'endroit de nos encadrants , le Docteur Nadir BOUMECHRA et Monsieur Zine El Abidine CHERIF pour avoir largement contribué à notre formation en nous donnant l'occasion de profiter de leur savoir faire ainsi que de leur grande expérience et nous avoir fait partager le fruit de leurs connaissances tout au long de notre travail. Nous les remercions particulièrement pour leurs remarques pertinentes qui nous ont permis de progresser ainsi que pour leurs précieux conseils et sages orientations pour mener à bien ce projet. Nous leur exprimons ici notre profonde gratitude.

Nous réservons une pensée spéciale à tous les enseignants du département de Génie Civil de la faculté de Tlemcen qui ont su nous dispenser une formation didactique et appréciable durant tout notre cursus.

Nous ne terminerons pas sans avoir exprimé nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin , chacun à sa manière, à la réalisation de ce projet.

## Résumé

Le parc d'ouvrages d'art du réseau ferroviaire Algérien comporte aujourd'hui une part importante de ponts métalliques anciens, plus que centenaires. Une gestion optimisée de ce patrimoine est nécessaire. Un souci très important se pose aux pouvoirs publics concernant leur fiabilité à moyen et à long terme.

Notre projet de fin d'études concerne l'étude et la vérification de la résistance d'un pont ferroviaire métallique construit en 1889 sur l'axe Tlemcen – Maghnia, à l'Est de la commune de Sabra. Notre travail comprend trois parties essentielles : la première partie purement théorique consiste à donner une présentation structurale des ponts métalliques du XIX<sup>e</sup> siècle ainsi qu'une présentation du phénomène de la fatigue. La deuxième partie a pour but de présenter l'ouvrage métallique ferroviaire concerné par notre étude. La troisième partie réalise une évaluation de la structure du pont vis à vis du phénomène de la fatigue provenant des charges statiques ainsi qu'une vérification par rapport au séisme.

**Mots-clés** : Ponts métalliques, ferroviaire, assemblages rivetés, fatigue, évaluation de la durée de vie, analyse dynamique.

## **Abstract**

The park structures of Algerian rail network now has a significant share of old metal bridges, more than a century. Optimal management of this heritage is necessary. A very important concern arises with government regarding their reliability in the medium and long term. Our graduation project is concerned with the study and testing of the resistance of a metal railway bridge built in 1889 on the axis Tlemcen - Maghnia, east of Sabra.

Our work comprises three main parts: the first part is theoretical to give a presentation of structural steel bridges of the nineteenth century and a presentation of the phenomenon of fatigue . The second part aims to present the work metal rail concerned by our study. The third part performs an evaluation of the structure of the bridge with respect to the phenomenon of fatigue from static loads and an audit report by the earthquake.

**Keys words :** metallic bridges, railway, riveted connections, fatigue, the evaluation of life time, dynamic analysis.

## ملخص

حظيرة المنجزات الفنية لشبكة السكك الحديدية الجزائرية تشمل في يومنا هذا حصة مهمة من الجسور المعدنية القديمة أكثر من مئة سنة. التسيير الأمثل لهذا التراث مهم و هناك هاجس يطرح نفسه على الهيئات العمومية بخصوص قدرة تحملهم على المدى المتوسط و الطويل.

مشروع نهاية دراستنا يخص دراسة ومراجعة مقاومة جسر معدني للسكة الحديدية بني في سنة 1889 على محور تلمسان – مغنية في شرق بلدية صبرة. عملنا يتألف من ثلاثة أجزاء رئيسية : الجزء الأول نظري خالص و يهدف لتقديم البنية للجسور المعدنية من القرن التاسع عشر وكذلك ظاهرة التعب. و الثاني تقديم جسر السكة الحديدية الخاص بمشروعنا. و الثالث تحقيق تقييم البنية الخاصة بالجسر فيما يتعلق بظاهرة التعب الناتج عن الأحمال الساكنة و أيضا المراجعة بالنسبة للزلازل.

**كلمات مفتاحية :** جسور معدنية , حديدية , تركيب برشامي , تعب , تقييم مدى الحياة , تحليل ديناميكي.

## TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>15</b>
<b>CHAPITRE 1 : GENERALITES.....</b>	<b>17</b>
1.1 - Définitions .....	17
1.2 - Classification des ponts .....	17
<b>CHAPITRE 2 : PONTS METALLIQUES ANCIENS.....</b>	<b>19</b>
2.1 - Technologie de l'acier – Historique .....	19
2.1.1 - Procédé Bessemer (1856) .....	19
2.1.2 - Procédé Siemens Martin (1864).....	20
2.1.3 - Procédé du puddlage (1874) .....	20
2.1.4 - Procédé Thomas et Gilchrist (1877) .....	21
2.2 – Technologie des ponts métalliques .....	22
2.2.1 - Ponts en fonte.....	22
2.2.2 - Ponts en fer .....	23
2.2.3 - Ponts en acier .....	24
2.3 – Techniques de construction .....	27
2.3.1 – Composants d'un pont métallique.....	27
2.3.2 – Disposition des poutres .....	29
2.3.3 – Assemblages.....	30
2.3.4 – Appareils d'appuis.....	30
2.4 – Le fer puddlé.....	32
2.4.1 - Les caractéristiques mécaniques .....	32
2.4.2 - La composition chimique.....	32
2.4.3 - Comparaison avec les aciers modernes.....	33
<b>CHAPITRE 3 : PHENOMENE DE LA FATIGUE .....</b>	<b>34</b>
3.1 - Bref historique de la fatigue .....	34
3.2 - Les principales causes de défaillances en service .....	34
3.3 - Phénomène de fatigue.....	36
3.3.1 – Amorçage des fissures.....	37
3.3.2 – Propagation lente des fissures .....	37
3.3.3 - Rupture Brutale.....	37
3.4 - Paramètres influençant la durée de vie:.....	37
3.4.1 - Différence de contrainte.....	37
3.4.2 - Géométrie du détail de construction .....	38
3.4.3 - Les caractéristiques du matériau .....	38
3.4.4 - Les effets de l'environnement.....	38
3.5 - Courbes de résistance (Courbes de Wöhler) .....	39



3.5.1 - Courbes de résistance normalisées.....	40
3.5.2 - Classification des détails.....	40
3.6 - Loi d'endommagement de fatigue (Palmgreen-Miner).....	41
3.7 - Méthode de comptage de cycles.....	42
3.7.1 - Méthode du réservoir.....	42
3.7.2 - Méthode de la goutte d'eau.....	44
<b>CHAPITRE 4 : .....</b>	<b>47</b>
<b>PROCÉDURE D'ÉVALUATION DE LA FATIGUE DES PONTS EXISTANTS.....</b>	<b>47</b>
4.1 - Introduction.....	47
4.2 - Phase I: Évaluation préliminaire.....	49
4.3 - Phase II: étude détaillée.....	50
4.4 - Phase III: enquête d'expert.....	50
4.4.1 - Généralités.....	50
4.4.2 - Mécanique de la Rupture.....	51
4.5 - Phase IV : Mesures correctives.....	52
4.5.1 - Emplacements de la fissuration par fatigue.....	53
4.5.2 - Mesures correctives.....	53
<b>CHAPITRE 5 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....</b>	<b>54</b>
5.1 - Présentation générale de l'ouvrage.....	54
5.2 - Présentation géométrique de l'ouvrage.....	56
5.2.1 - Poutres principales :.....	56
5.2.2 - Longérons et pièces de pont.....	57
5.2.3 - Montants.....	57
5.2.4 - Traverses inférieures.....	58
5.2.5 - Contreventements.....	58
5.2.6 - Tablier.....	59
5.3 - Matériaux.....	60
5.4 - Evaluation des charges et surcharges.....	60
5.5 - Effets de la température.....	61
5.6 - Modélisation.....	61
<b>CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA FATIGUE.....</b>	<b>62</b>
6.1 - Actions pouvant provoquer des effets de fatigue.....	62
6.2 - Règlements.....	62
6.3 - Valeur de l'étendue de contrainte $\Delta\sigma$ .....	62
6.4 - Classification des détails de construction.....	62
6.5 - Etapes de vérification.....	62
6.5.1 - Phase 1 :.....	62

6.5.2 - Phase 2 : .....	62
6.5.3 - Phase 3 : .....	68
6.5.4 - Phase 4 : .....	68
<b>CHAPITRE 7 - ETUDE SISMIQUE .....</b>	<b>69</b>
7.1 - Introduction .....	69
7.2 - Catégories de dommages subis par les ponts .....	69
7.2.1 - La perte d'assise .....	69
7.2.2 - La fragilité.....	69
7.2.3 - La liquéfaction et tassement des sols .....	69
7.3 - Calcul des action sismiques.....	70
7.3.1 - Données.....	70
7.3.2 - Choix de la méthode de calcul .....	71
7.3.3 - Modes propres.....	73
7.3.4 - Combinaison des composantes de l'action sismique .....	78
7.4 - Conclusion et interprétation .....	78
<b>CONCLUSION .....</b>	<b>79</b>
<b>ANNEXE A .....</b>	<b>80</b>
<b>ANNEXE B.....</b>	<b>82</b>
<b>ANNEXE C .....</b>	<b>83</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>84</b>

## Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> - Pont à poutre droite continue sur appui .....	17
<b>Figure 1.2</b> - Pont en arc.....	17
<b>Figure 1.5</b> - Ponts cantilevers .....	18
<b>Figure 1.6</b> - Ponts voutes arcs.....	18
<b>Figure 1.7</b> - Les portiques .....	18
<b>Figure 1.3</b> - Travée indépendante .....	18
<b>Figure 1.4</b> - Poutre continue .....	18
<b>Figure 2.2</b> - Convertisseur de Bessemer .....	20
<b>Figure 2.1</b> - Four à réverbère utilisé pour le puddlage .....	21
<b>Figure 2.3</b> - Pont à poutres latérales avec et sans entretoise.....	27
<b>Figure 2.4</b> - Les poutres à âmes pleines.....	28
<b>Figure 2.5</b> - Les poutres à treillis .....	29
<b>Figure 2.6</b> - Pont à poutres jumelles. ....	29
<b>Figure 2.7</b> - Types de rivets. ....	30
<b>Figure 2.8</b> - Appui fixe uni directionnel .....	30
<b>Figure 2.9</b> - Appui fixe multi directionnel.....	30
<b>Figure 2.10</b> - Détail d'un appui mobile. ....	31
<b>Figure 2.11</b> - Métallographie sur fer puddlé.....	32
<b>Figure 2.12</b> - Différence dans la rupture.....	33
<b>Figure 3.1</b> - Description d'un mécanisme de fatigue.....	36
<b>Figure 3.2</b> - Types de rupture .....	37
<b>Figure 3.3</b> - Différence de contrainte.....	38
<b>Figure 3.4</b> - Présentation des résultats d'essais sur un diagramme de Wohler (S - N). ....	39
<b>Figure 3.5</b> - Courbes de résistance normalisées.....	40
<b>Figure 3.6</b> - Calcul d'accumulation du dommage.....	42
<b>Figure 3.7</b> - Historique de contrainte en fonction du temps $N/mm^2$ .....	43
<b>Figure 3.8</b> - réservoir initial de $\Delta\sigma = f(t)$ . ....	43
<b>Figure 3.9</b> - Position après le premier trous T1. ....	44
<b>Figure 3.10</b> - Position après le deuxième trous T2. ....	44
<b>Figure 3.11</b> - Tracé initial de la méthode de la goutte d'eau.....	45
<b>Figure 3.12</b> - Flux de pluie introduit à partir des points extérieurs. ....	45
<b>Figure 3.13</b> - Flux de pluie terminée au débit précédent .....	46
<b>Figure 3.14</b> - Modèle complet d'écoulement de pluie pour les contraintes .....	46
<b>Figure 4.1</b> - Procédure d'évaluation de la fatigue des ponts en acier existants.....	48
<b>Figure 4.2</b> - Évaluation préliminaire du niveau de sécurité de fatigue.....	49
<b>Figure 4.3</b> - Allure de la courbe de $da/dN=f(\Delta K)$ .....	52
<b>Figure 5.4</b> - Détail des membrures supérieures et inférieures. ....	56
<b>Figure 5.5</b> - Détail longerons. ....	57
<b>Figure 5.6</b> - Détail pièces de pont.....	57
<b>Figure 5.7</b> - Détail montants. ....	57
<b>Figure 5.8</b> - Détail des traverses inférieures. ....	58
<b>Figure 5.9</b> - Détail contreventements longitudinaux. ....	58
<b>Figure 5.10</b> - Détail contreventements transversaux. ....	58
<b>Figure 5.11</b> - Disposition des contreventements inférieurs. ....	58
<b>Figure 5.12</b> - Détail contreventements inférieurs. ....	59
<b>Figure 5.13</b> - Détail des trains.....	61
<b>Figure 6.1</b> - Détail de chargement. ....	63
<b>Figure 6.2</b> - Courbe S-N pour $\Delta\sigma_c = 71 N/mm^2$ .....	65

<b>Figure 6.3</b> - Solutions Proposées. ....	68
<b>Figure 7.1</b> - Spectre de réponse élastique composante horizontale. ....	72
<b>Figure 7.2</b> - Spectre de réponse élastique composante verticale. ....	73
<b>Figure 7.3</b> - Effet de la composante longitudinale. ....	75
<b>Figure 7.4</b> - Effet de la composante transversale. ....	76
<b>Figure 7.5</b> - Effet de la composante verticale. ....	77

### Liste des tableaux

<b>Tableau 2.1</b> - Production française de fer. ....	19
<b>Tableau 3.1</b> - Détail des principales causes qui ont conduit à des dégâts. ....	36
<b>Tableau 5.1</b> - Aires des sections utilisées. ....	60
<b>Tableau 5.2</b> - Le spectre du trafic ferroviaire – Tlemcen. ....	60
<b>Tableau 6.1</b> - Valeurs du chargement "Past 1". ....	63
<b>Tableau 6.2</b> - Valeurs du chargement "Past 2". ....	64
<b>Tableau 6.3</b> - Valeurs du chargement "Present". ....	64
<b>Tableau 6.4</b> - Valeurs du chargement max. ....	65
<b>Tableau 6.5</b> - Valeur de $N_i$ pour chaque $\Delta\sigma_i$ . ....	66
<b>Tableau 6.6</b> - Résultats du dommage causé par les trois types de trains. ....	66
<b>Tableau 6.7</b> - Résultats du dommage total. ....	67
<b>Tableau 6.8</b> - Durée de vie restante pour les éléments soumis à la fatigue. ....	67
<b>Tableau 7.1</b> - valeur de $T_1$ et $T_2$ pour la composante horizontale. ....	71
<b>Tableau 7.2</b> - valeur de $T_1$ et $T_2$ pour la composante verticale. ....	73
<b>Tableau 7.3</b> - Table des périodes, fréquences et pulsations. ....	74
<b>Tableau 7.4</b> - Contraintes max dues au séisme. ....	78

### Liste des photos

<b>Photo 2.1</b> - Pont de Coalbrookdale ( <i>Iron Bridge</i> ) 1779 Angleterre. ....	23
<b>Photo 2.2</b> - Pont de Saint-Louis 1874 – Etas Unis. ....	25
<b>Photo 3.1</b> - Effondrement soudain d'un pont en raison de rupture fragile. ....	35
<b>Photo 3.2</b> - Effondrement en raison de flambage lors de la construction. ....	35
<b>Photo 5.1</b> - Vue aérienne du pont. ....	54
<b>Photo 5.2</b> - Vue générale du pont. ....	54
<b>Photo 5.3</b> - Vue générale du tablier. ....	59

## Notation

$G$	: Charges permanentes
$Q$	: Charges d'exploitation
$\sigma_e$	: Contrainte limite élastique
$\sigma_r$	: Contrainte à la rupture
$\Delta l$	: Allongement à la Rupture
$E$	: Module d'élasticité, Action sismique
$D$	: Densité
$C$	: Constante représentant le détail de construction, Constantes de la loi de Paris
$m$	: Pente de la loi de Paris, pente de la courbe $S-N$
$\sigma_{\min}$	: Contrainte minimale
$\sigma_{\max}$	: Contrainte maximale
$\Delta\sigma$	: Etendue de contrainte
$\Delta\sigma_c$	: Résistance à la fatigue du détail de construction
$\Delta\sigma_D$	: Limite de fatigue
$\Delta\sigma_L$	: Limite de troncation
$\Delta\sigma_E$	: Contrainte équivalente
$n_i$	: Nombre de cycles appliqué, correspondant pendant la durée de vie requise
$N_i$	: Nombre de cycles déduit d'une courbe $S-N$
$N$	: Nombre de cycles
$D_{\text{tot}}$	: Dommages total
$T_{\text{fat}}$	: Durée de vie restante
$\mu_{\text{fat}}$	: Niveau de sécurité de fatigue
$\gamma_{Ff}$	: Coefficient partiel de sécurité pour le chargement de fatigue
$\gamma_{Mf}$	: Coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue
$a$	: Dimension de la fissure
$Y$	: Facteur de correction.
$\Delta K$	: Facteur d'intensité de contrainte
$\Delta K_{\text{th}}$	: Valeur seuil du facteur d'intensité de contrainte élastique
$a$	: Dimension de la fissure
$a_0$	: Taille de la fissure initiale
$a_c$	: Taille de la fissure finale ou critique
$R$	: Ratio entre la contrainte maximale et la contrainte minimale

$E_X$  : Action sismique suivant l'axe X  
 $E_Y$  : Action sismique suivant l'axe Y  
 $E_Z$  : Action sismique suivant l'axe Z  
 $Sae^H$  : Composante du spectre horizontale  
 $Sae^V$  : Composante du spectre verticale  
 $g$  : Accélération de la pesanteur  
 $S$  : Coefficient de site  
 $A$  : Coefficient d'accélération  
 $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement  
 $\xi$  : Taux d'amortissement  
 $\alpha$  : Coefficient qui tient compte de l'importance en zone sismique  
 $T$  : Période  
 $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site  
 $f$  : Fréquence  
 $\omega$  : Pulsation  
 $V_s$  : Vitesse de cisaillement

## INTRODUCTION

Actuellement l'un des principaux problèmes dans le domaine des ouvrages d'art est la maintenance des anciens ponts. Parmi toute la typologie des ponts, les ponts-rails métalliques utilisés dans l'ensemble du réseau des chemins de fer sont un des points les plus importants à suivre. Ils étaient les premiers ponts modernes construits pour supporter de fortes charges.

D'un autre côté, la communauté internationale envisage une croissance du transport de marchandises, conduisant à une augmentation des charges par essieu. Cette modification du trafic entraînera des modifications sur la durée de vie des ouvrages, notamment pour les ponts-rails. Les exploitants du réseau ferré de chaque pays ont un intérêt économique pour rallonger au maximum la vie de ces ouvrages et minimiser les coûts d'exploitation.

Ces raisons font que la recherche soit si importante par la suite. Pour réaliser une évaluation pertinente d'un ouvrage d'art, il est nécessaire d'en connaître l'état. La plupart de ces ouvrages métalliques anciens ont été construits entre 1850 et 1940, avec plus de 70 ans de service. Des aciers et autres métaux (fer puddlé, fonte, etc.) de qualités différentes par rapport aux aciers modernes ont été utilisés. Parmi ces ponts, certains ont un âge supérieur à 100 ans, dépassant la durée de vie envisagée lors de leur conception. En outre, les charges ont évolué au fur et mesure de l'amélioration des techniques du matériel roulant et de la croissance du transport ferroviaire. Des nouveaux modèles de chargement sont aujourd'hui appliqués avec des coefficients de sécurité pour assurer une conception plus performante et diminuer les risques.

L'ingénieur allemand Wöhler (1819-1914) a développé une théorie sur ce type de rupture. Il a réalisé des études sur les essieux de trains cassés. Il trouve un rapport entre le nombre de cycles appliqués et les charges, toujours inférieurs à la limite statique. Ces tests sont exploités par la construction de diagrammes avec les contraintes en ordonnée et le nombre de cycles en abscisse. Ces diagrammes sont connus aujourd'hui comme les courbes S-N ou courbes de Wöhler.

Vu la richesse des infrastructures ferrées réalisées en Algérie depuis plus d'un siècle, l'état structurel des ouvrages est très varié. L'évolution du parc ferroviaire national doit prendre en compte l'état de ces ouvrages et surtout les plus anciens. Arrivés à un certain point de vétusté naturelle ou provoquée, ces ouvrages peuvent présenter des désordres mineurs ou majeurs, et donc nécessitent un examen attentif et un entretien rigoureux pour palier aux insuffisances par rapport au fonctionnement envisagé.

La wilaya de Tlemcen est caractérisée par l'existence de plusieurs anciens ouvrages d'art métalliques (âge moyen : 75 ans). Entre autres, on peut citer le pont ferroviaire sur les monts de l'Ourit conçu par l'ingénieur G. Eiffel.

Le cheminement du travail élaboré de notre mémoire est comme suit :

Dans le premier chapitre, nous présenterons des généralités sur les types de ponts rencontrés en génie civil. Dans le deuxième chapitre, nous présenterons d'une manière générale ce qui concerne les anciens ponts métalliques du XIX<sup>e</sup> siècle (matériaux, techniques de construction). Dans le troisième chapitre, nous présenterons le phénomène de la fatigue, puis nous aborderons les principaux problèmes de rupture fragile et

d'endommagement. Dans le quatrième chapitre, nous présenterons la procédure générale de la vérification et des ponts métalliques existants ainsi le calcul de leur durée de vie restante. Dans le cinquième chapitre, nous présenterons le pont-rail étudié (situation géographique, dimensions, profilés utilisés...). Dans le sixième chapitre, nous allons étudier le pont face au phénomène de la fatigue, évaluation de sa durée de vie restante et proposer des mesures de renforcements éventuels. Dans le septième et dernier chapitre, nous allons étudier le comportement du pont aux effets sismique de la région. On termine notre mémoire avec une conclusion générale.

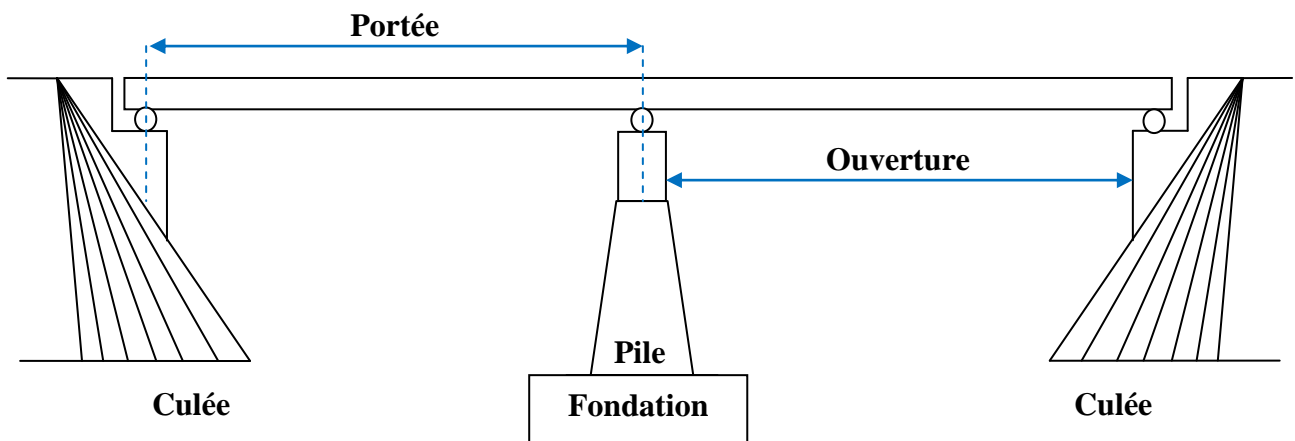


## CHAPITRE 1 : GENERALITES

### 1.1 - Définitions

Un pont est un ouvrage d'art permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Un viaduc est un ouvrage d'art de franchissement à grandes hauteurs au dessus d'une brèche, ou constitué de nombreuses travée successives. (Ciolina., 1984).



**Figure 1.1** - Pont à poutre droite continue sur appui

### 1.2 - Classification des ponts

En Génie Civil, Les ponts peuvent être classés selon :

#### Selon la voie portée

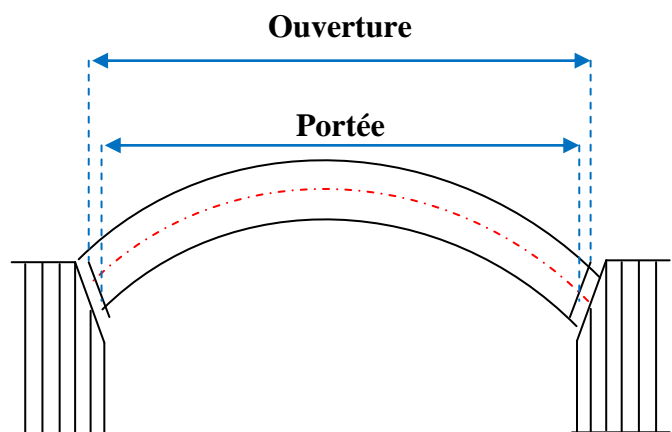
- Pont-route ou pont routier
- Pont-rail ou pont ferroviaire
- Passerelle,
- Pont-canal

#### Selon la structure

- Les ponts à poutres (**Figure 1.1**)
- Ponts a voûtes (**Figure 1.2**)
- Pont en arc
- Ponts suspendus
- Ponts haubanés

#### Selon la nature

- Ponts fixes
- Ponts mobiles



**Figure 1.2** - Pont en arc

**Selon la durée de service**

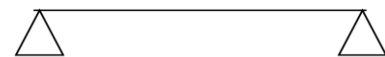
- Ponts provisoires
- Ponts définitifs

**Selon les matériaux**

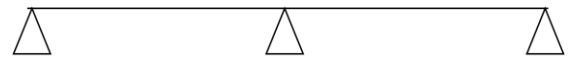
- Ponts en bois
- Ponts en pierre
- Ponts en béton (armé ou précontraint)
- Ponts métalliques (fonte, fer, acier, aluminium)
- Ponts mixtes

**Selon la conception mécanique**

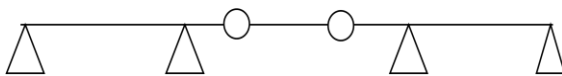
- Travée indépendante (**Figure 1.3**)
- Poutre continue (**Figure 1.4**)
- Ponts cantilevers (**Figure 1.5**)
- Ponts voutes arcs (**Figure 1.6**)
- Les portiques (**Figure 1.7**)



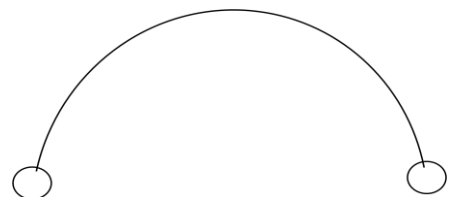
**Figure 1.3 - Travée indépendante**



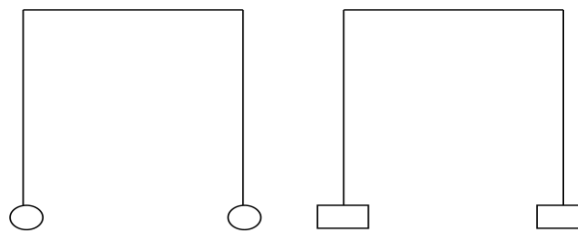
**Figure 1.4 - Poutre continue**



**Figure 1.5 - Ponts cantilevers**



**Figure 1.6 - Ponts voutes arcs**



**Figure 1.7 - Les portiques**

**Selon la forme des poutres**

- Poutres caissons
- Poutres à âmes pleines
- Poutres à treillis
- Poutres à hauteur constantes ou variable
- Poutres dalles

## CHAPITRE 2 : PONTS METALLIQUES ANCIENS

### 2.1 - Technologie de l'acier – Historique

L'acier industriel est apparu, avec l'évolution de la métallurgie, vers 1786. Cette année-là, trois savants français, Berthollet, Monge et Vandermonde, caractérisèrent trois types de produits obtenus à partir de la coulée des hauts-fourneaux : le fer, la fonte et l'acier. L'acier était alors obtenu à partir du fer, lui-même produit par affinage de la fonte issue du haut-fourneau. L'acier était plus dur que le fer et moins fragile que la fonte. La méthode était identique à la méthode chinoise mais a bénéficié d'un développement important en raison de la forte demande liée à la révolution industrielle. (Hartmann., 2006).

Au XIX<sup>e</sup> siècle sont apparues des méthodes de fabrication avec conversion directe de la fonte, avec les **convertisseurs Bessemer en 1856**; le **procédé Thomas-Gilchrist de déphosphoration de la fonte en 1877** et la **méthode Siemens-Martin**. Ces découvertes, permettant la fabrication en masse d'un acier de « qualité » (pour l'époque), participent à la révolution industrielle faisant passer la métallurgie de l'état d'artisanat à celui de science

A cette époque, les économistes remarquent que les pays producteurs de fer sont aussi les plus riches : Etats-Unis, Allemagne, Angleterre et France. Sans le fer, que seraient les outils, les machines à vapeur, le réseau ferré, les ponts, les superstructures des grands magasins et des halles modernes et l'automobile.

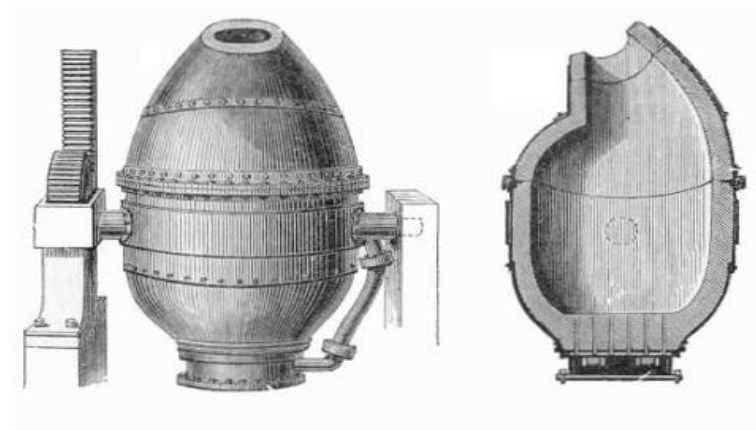
Date	En milliers de tonnes	Prix à la tonne (sur place)
1840	1 000	15,0 F
1878	2 470	12,0 F
1890	3 500	10,50 F
1910	14 600	4,62 F
1911	16 639	4,53 F
1912	19 000	4,27 F
1913	21 714	3,95 F

**Tableau 2.1** - Production française de fer.  
(Source : Larousse de l'industrie)

#### 2.1.1 - Procédé Bessemer (1856)

Dans le procédé Bessemer, la fonte liquide est introduite dans le convertisseur (grande cornue en tôle épaisse revêtue intérieurement de briques réfractaires siliceuses capables de résister à 500 opérations) (**Figure 2.2**). Le bas est traversé de bas en haut par un courant d'air froid sous pression, et l'oxygène de l'air diminue progressivement la teneur en carbone de la fonte, brûle les impuretés et convertit celle-ci en acier. L'air étant froid, la fonte traitée doit être riche en silicium (sable), car c'est surtout de l'oxydation de ce corps que résulte la chaleur nécessaire à l'affinage. Le bain est ensuite recarburé au degré voulu par une addition de fonte manganésée.

L'acier Bessemer exige des fontes pures, non phosphoreuses, ce qui ne convient pas au minerai de fer français lorrain (90 % de la production). Aux Etats-Unis et en Angleterre, il constitue le tiers de la production d'acier.



**Figure 2.2** - Convertisseur de Bessemer

### 2.1.2 - Procédé Siemens Martin (1864)

Dans ce procédé, qui se répand en France après 1864, la transformation de la fonte en acier a lieu non pas dans un convertisseur mais dans un four à réverbère du type Siemens, d'abord utilisé pour la fusion des déchets d'acier : c'est l'affinage sur sole. Deux méthodes sont employées : par oxydation et par dilution :

-Par oxydation, l'oxygène est fourni par le minerai ; plus oxydable que le fer, le carbone est éliminé par la température élevée obtenue.

-Par dilution, on ajoute un peu plus d'une tonne de ribons à une tonne de fer.

Le carbone de la fonte se trouve alors réparti entre une plus grande masse d'éléments et ne subsiste dans l'acier qu'à un faible degré. Les deux méthodes peuvent être combinées. L'épuration se prolonge sur 5 ou 6 heures et peut porter sur 50 tonnes de métal à la fois.

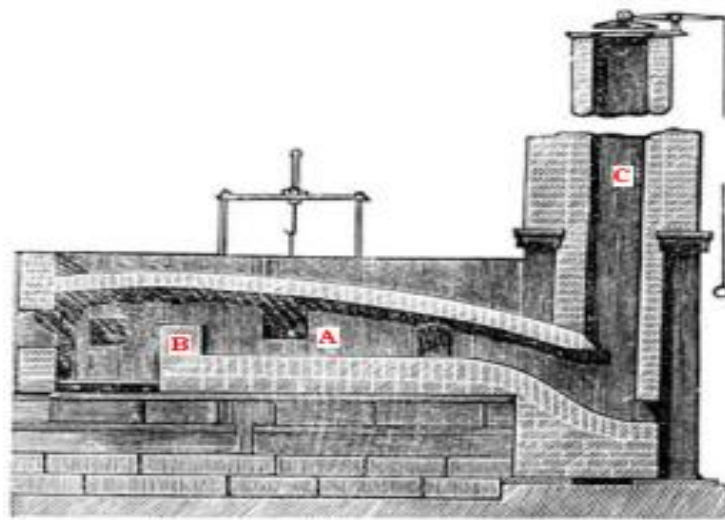
Le garnissage de la sole du four est tantôt acide, tantôt basique, c'est-à-dire siliceux ou magnésien, selon la nature du métal à traiter.

Ayant dans le gazogène une source propre de chaleur, le four Siemens peut se passer de la combustion propre du phosphore et traiter des minerais moyennement phosphoreux ou purs.

Le four Martin permet d'obtenir du métal de toute nuance (dureté, ténacité, malléabilité) tout en admettant

### 2.1.3 - Procédé du puddlage (1874)

Le puddlage est un procédé d'affinage de la fonte consistant à la décarburer en brassant dans un four pour obtenir du fer puddlé (**Figure 2.1**), plus souple que de la fonte. Ce procédé fut mis au point par l'Anglais Henry Cort en 1784. Le puddleur est alors chargé de brasser la fonte en fusion à l'aide d'un long crochet, le ringard. On prend des fontes grises, siliceuses, légèrement manganésifères de hauts-fourneaux au charbon de bois. On y fait réagir de l'air et des laitiers basiques en brassant le tout. Les scories de forge et les riblons oxydés, les oxydes réagissent avec le carbone, mais pas entièrement, une partie du carbone reste dans le fer qui est ainsi transformé en acier qui se présente sous forme d'éponge mélangée aux scories. Il faut ensuite deux opérations : un martelage et un laminage pour le débarrasser des scories.



**Figure 2.1** - Four à réverbère utilisé pour le puddlage

**A** : sole avec l'ouverture qui permet au puddleur d'y passer son ringard. Le crochet au-dessus permet l'ouverture de la trappe.

**B** : Séparation entre le foyer et la sole pour éviter le contact entre fonte et combustible.

**C** : cheminée avec couvercle réglant le tirage pour réguler la chauffe.

#### **2.1.4 - Procédé Thomas et Gilchrist (1877)**

Dans le procédé Thomas, l'élaboration de la fonte en acier est analogue à celle qui s'opère dans le convertisseur Bessemer, mais le garnissage acide est remplacé par un garnissage basique formé de briques réalisées en malaxant, avec 10% de goudron, de la dolomie (carbonate double de chaux et de magnésie). On charge 15% du poids du bain de chaux pour produire une scorie très calcaire.

La fonte doit être pauvre en silicium sinon, le garnissage magnésien est attaqué. La vente des scories phosphatées comme engrais vient compenser le prix du garnissage.

L'acier Thomas représente 60% du total produit en France en 1913 et 70% en 1930. Il permet d'utiliser les minettes phosphoreuses de Lorraine. Le procédé est répandu en Allemagne et ignoré aux Etats-Unis.

## 2.2 – Technologie des ponts métalliques

L'histoire des ponts métalliques est liée à celle de la sidérurgie. L'architecture de fer est indissociablement liée au XIX<sup>e</sup> siècle. Dès la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, les premiers pont en fonte en Angleterre sont en arc car la fonte a une mauvaise résistance à la traction.

A partir des 1848, les qualités du fer laminé que l'on sait produire industriellement et l'essor des chemins de fer qui ont besoin de ponts donne des idées aux ingénieurs: ponts suspendus d'abord puis ponts à poutres triangulées qui "imitent" les structures de bois. Avec le développement de la production d'acier, il remplace le fer dans tous les ouvrages.

### 2.2.1 - Ponts en fonte.

Les ponts en fonte sont apparus à la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle. Le premier de tous est le pont de Coalbrookdale (**Photo 2.1**), construit en 1779, sur la Severn en Angleterre. Constitué de cinq arcs parallèles de 30,50 m d'ouverture, il a été conçu et construit par un maître de forges, Abraham Darby, pour remplacer un bac, mais surtout pour réaliser un exploit et pour manifester les possibilités du nouveau matériau qu'il fabriquait. Ce prototype fut rapidement imité, et dès la fin du siècle plusieurs ponts en fonte existaient déjà en Grande-Bretagne, notamment celui de Sunderland (1796) dont la portée atteignait 72 m. (Grattasat., 1987).

En France, c'est par une décision gouvernementale que le nouveau matériau fut introduit pour la construction des ponts : l'arrêté des Consuls du 25 juillet 1802 obligeait la Compagnie qui avait obtenu la concession de trois nouveaux ponts en bois à Paris à les construire en *fonte*, l'augmentation de dépense devant être compensée par un allongement de durée de la concession. Cette décision était essentiellement motivée par une raison de prestige et pour introduire en France une technique « moderne » utilisée depuis vingt ans en Angleterre.

Les dispositions de ces ponts en fonte sont directement inspirées de celles des ponts en maçonnerie et des ponts en bois ; leurs arcs sont constitués d'une suite de voussoirs assemblés par des boulons, qui rappellent les pierres de taille des voûtes. Les tympans et les entretoises sont formés de triangulations légères analogues aux charpentes en bois.

La plupart de ces ponts ont eu une durée de vie relativement courte. En effet, la fonte est un matériau fragile, dont la résistance à la traction est faible. Sous l'effet des efforts complexes dans les assemblages, des dilatations différentielles, des chocs et des vibrations dus à la circulation, de nombreuses cassures se sont produites, non seulement dans les triangulations mais aussi dans les arcs porteurs, qui pourtant ne devaient subir théoriquement que des efforts de compression. Quelques-uns de ces ponts se sont effondrés sous le choc d'un bateau (pont Saint-Louis à Paris en 1939). Beaucoup d'autres ont dû être démolis et remplacés parce qu'ils risquaient de s'effondrer (à Paris, pont de la Cité construit en 1803, démolé en 1819 ; pont d'Austerlitz, construit en 1805, remplacé en 1854 par un pont en pierre ; pont des Saints-Pères, 1831, remplacé en 1939 ; pont de Solférino, 1859, démolé en 1961 ; pont de Grenelle, 1875, remplacé en 1967).

S'il apparaît possible de conserver en service ceux de ces ponts dont le tablier est encore en bon état, il est indispensable de s'inquiéter de leur garde-corps. Il est rare en effet qu'un garde-corps en fonte puisse supporter une forte poussée de piétons, et il est exclu qu'il résiste à un choc de véhicule



**Photo 2.1** - Pont de Coalbrookdale (*Iron Bridge*) 1779 Angleterre

### 2.2.2 - Ponts en fer

De tous les matériaux utilisés dans la construction des ponts - pierre, bois, brique, fer, acier et béton - c'est le fer qui fut le moins longtemps utilisé. Le fer puddlé, qui la remplaça la fonte après de nombreuses années, était en revanche un matériau ductile capable de supporter ces efforts. Les ponts en fer furent le théâtre des pires catastrophes de l'histoire des ponts. En effet, au moment de leur passage sur le pont, les locomotives à vapeur et les wagons de marchandises sont à l'origine de phénomènes de contrainte cyclique portant sur la structure de l'ouvrage, avec des variations passant d'une charge nulle à une charge élevée puis de nouveau à une charge nulle. Après un certain temps, ces phénomènes ont pour conséquence une certaine fatigue de la fonte et du fer puddlé, voire des ruptures fragiles (ruptures dues à la fragilité).

Aux États-Unis, parmi les ponts en fer, pas moins d'un sur quatre, en une seule année, s'était sérieusement fissuré ou s'était effondré. Des règles rigoureuses de conception et des contrôles réalisés par des organismes indépendants furent établis, de même que de nouvelles procédures de construction. Mais ces mesures ne furent pas prises assez tôt pour éviter la plus importante catastrophe de l'histoire des ponts en fer, qui se produisit sur l'estuaire du Tay en 1879, en Ecosse. Cet accident mit d'ailleurs un terme à la construction des ponts en fer.

#### **i - Les ponts suspendus.**

Les premiers ponts construits grâce au fer ont été des ponts suspendus. Depuis plus de 2000 ans, on savait construire des passerelles suspendues à des chaînes dont les maillons étaient en fer forgé. Mais la portée de ces ouvrages était très limitée, à cause du poids propre des chaînes : le premier pont suspendu à voitures américain, construit en 1796 par James Findlay, avait une portée de 21 m.

C'est l'invention des chaînes formées de *barres de fer* articulées, brevetée en 1817 par Brown en Angleterre, qui a permis de passer d'un seul coup à des portées beaucoup plus grandes.

Le premier grand pont suspendu avec des chaînes constituées de barres de fer a été celui de Berwick, construit en 1820 par Brown, dont la portée atteignait 137 m. Mais six mois après, il était emporté par le vent.

La technique des câbles composés de fils de fer a été utilisée en Suisse pour la construction du pont suspendu de Fribourg, en 1834, qui a longtemps détenu un record avec 271 m de portée.

C'est aussi avec des câbles à fils parallèles qu'a été construit le pont de La Roche-Bernard, en 1836, dont la portée était de 198 m, dépassait largement celle de tous les ponts français de l'époque.

### **ii -Les ponts à poutres.**

Lorsque la production industrielle du fer se développa vers 1830, pour la fabrication des chaudières, le nouveau matériau fut utilisé en Europe sous forme de poutres à âmes pleines, pour la construction de quelques ponts de chemin de fer. La réalisation la plus spectaculaire de poutres en fer a été celle du pont Britannia construit en 1850 par Robert Stephenson, constitué de deux travées centrales de 140 m et de deux travées de rive de 70 m. Pour franchir ces grandes portées et pour éviter une trop grande flexibilité, ils avaient conçu un tablier très rigide, soutenu par des câbles.

En France, le plus grand constructeur de cette époque a été Gustave Eiffel (1832-1923) qui est l'auteur de nombreux ponts en fer, à poutres triangulées de hauteur constante. La plupart sont des ponts de chemin de fer. Eiffel, a construit aussi quelques grands ponts-routes du même type (Saint-André-de-Cubzac, 1882). Les piles de ces ponts sont quelquefois en pierre, quelquefois en fonte et souvent en forme de pylônes triangulés en fer.

### **iii -Les ponts en arc.**

Le fer se prêtait bien à la construction des ponts en arc. Malgré son prix plus élevé, il s'est progressivement substitué à la fonte à cause de ses meilleures caractéristiques mécaniques. Parmi les premiers arcs en fer, figurent le pont-rail d'Asnières (1852) et le pont-route d'Arcole, à Paris (1855 - portée 80 m) qui est encore en service et en excellent état aujourd'hui.

Les grands arcs en fer ont permis d'apporter une solution relativement économique et très spectaculaire pour le franchissement à grande hauteur de vallées profondes ou de larges rivières, lorsqu'il était très difficile et coûteux de construire un cintre. Les réalisations les plus marquantes ont été les deux grands ouvrages ferroviaires d'Eiffel : le pont Maria-Pia, à Porto, sur le Douro (1878 - portée 160 m) et le viaduc de Garabit, sur la Truyère (1884 - portée 165 m).

### **2.2.3 - Ponts en acier**

L'acier n'est pas autre chose que du fer raffiné qui a été débarrassé d'une certaine quantité de carbone et d'autres impuretés. Il semble que des techniques de production de l'acier étaient connues en Chine en 200 av. J.-C. et en Inde en 500 av. J.-C. Mais le procédé était lent et laborieux, et on investissait beaucoup de temps et d'énergie pour ne produire que d'infimes quantités d'acier. Cela coûtait donc très cher, au point que jusqu'au XIX<sup>e</sup> siècle, l'acier était réservé à la fabrication des outils tranchants et des armes

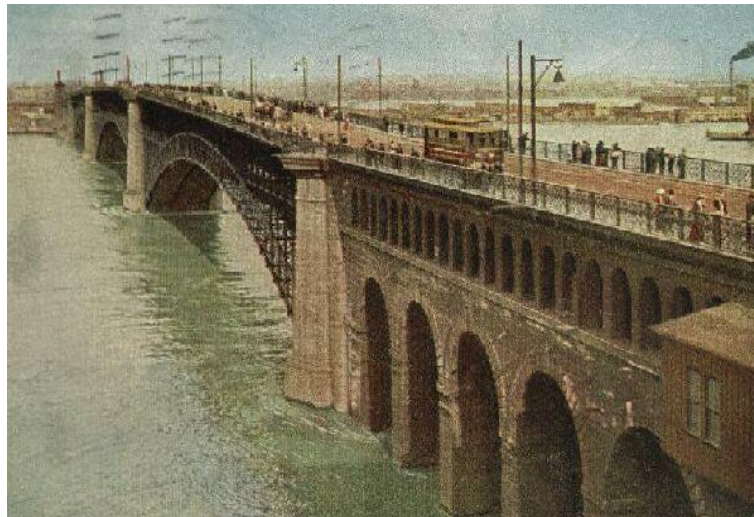


C'est à partir de la fonte et du fer puddlé qu'au XIX<sup>e</sup> siècle on produisit l'acier, alliage plus solide, extrêmement ductile et qui ne craignait pas les ruptures fragiles. (Bennett., 2000).

Cependant, l'acier remplaça le fer au bout d'un certain temps. Mais quand le prix mondial de l'acier chuta de 75 % en 1880, il entra en concurrence avec le fer, étant donné ses qualités largement supérieures, à savoir ductilité et résistance mécanique à la fois en compression et en traction.

Grâce à l'addition de petites quantités de nickel, de silicium et de manganèse au fer de première coulée, grâce également à un procédé de laminage à chaud, on produisit les aciers modernes, ductiles et extrêmement résistants, utilisés dans la construction des grands ponts à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle.

L'ère de l'acier ouvrit ainsi la voie à des avancées technologiques fulgurantes dans la construction des ponts de grande portée. C'est aux États-Unis que fut construit le premier ouvrage en acier : ponts de Saint-Louis en 1874 (**Photo 2.2**). Plus tard, ce fut la Grande-Bretagne qui innova avec les ponts cantilevers à poutres-treillis et les tabliers à poutres-caissons en acier.



**Photo 2.2** - Pont de Saint-Louis 1874 – Etas Unis

### **i - Le pont en arc à poutres-treillis en acier**

Lorsque le prix de l'acier chuta dans les années 1870-1880, les premiers grands ponts construits en acier se trouvaient aux États-Unis. Les arcs du Pont Saint Louis sur le Mississippi et les cinq poutres-treillis Whipple du pont Glasgow sur le Missouri furent les premiers à utiliser l'acier dans leur construction. Saint Louis, près de la confluence du Mississippi et du Missouri, était la ville la plus importante du Middle West et le point de convergence de deux axes de circulation : l'axe fluvial nord-sud et l'axe terrestre est-ouest.

### **ii - Les ponts cantilevers en arc à poutres-treillis**

Ce type de ponts fut construit pendant des siècles en utilisant d'abord la pierre, puis le fer et l'acier quand il devint disponible. Contrairement à la fonte, l'acier permit de construire des poutres-treillis de grande portée, sans aucune augmentation de poids propre. De ce fait, la construction de ce type de ponts devenait possible sur de larges estuaires. Construit en 1890, le premier et le plus remarquable de ces ouvrages fut le pont qui

franchit le Firth of Forth près d'Edimbourg, en Ecosse. La poutre-treillis cantilever ou en encorbellement fut rapidement adoptée aux États-Unis et servit à la construction de nombreux ponts ferroviaires jusqu'à l'effondrement du Pont de Québec, au Canada, en 1907.

### **iii - Le pont suspendu**

James Finlay, Thomas Telford, Samuel Brown et Marc Seguin furent les premiers à concevoir des ponts suspendus à chaînes, mais ils ne disposaient que de fonte et de fer puddlé. Le principe du pont suspendu ne fut véritablement établi qu'avec le Pont de Wheeling de Charles Ellet, qui montra les qualités de la suspension par câbles avec utilisation de fer puddlé. John Roebling fut par la suite le partisan le plus fervent des ponts suspendus par câbles et de la technologie de l'enroulement des torons. Son Pont de Brooklyn fut le premier à utiliser l'acier pour les fils des câbles de suspension.

Avec leurs gigantesques capacités de portée, les ponts suspendus peuvent franchir de larges estuaires et des vallées profondes, ce qui explique leur rôle primordial lors de la constitution des réseaux routiers. Ils ont d'ailleurs détenu le record de la plus longue portée de 1826 à nos jours, sauf entre 1890 et 1928, période où le record revint au pont cantilever à poutres-treillis.

### **iv - Ponts à poutres-caissons et ponts à poutres à âme pleine**

Depuis le développement de la production de l'acier et celui de la poutre en I - qui sera par la suite remplacée par la poutre soudée et à boulons à serrage contrôlé -, de nombreux ponts à poutres furent construits en utilisant un ensemble de poutres placées parallèlement les unes par rapport aux autres, connectées entre elles au sommet pour former une chaussée. Leur assemblage était rapide, mais elles n'étaient utilisables que sur des portées relativement courtes.

Pour résoudre ce problème et éviter le flambement des poutres, on ajouta à intervalles serrés des raidisseurs. Une autre solution consistait à transformer la poutre en un caisson creux très rigide, de façon à réduire la hauteur de la poutre et économiser la matière première. La fabrication des poutres à caissons en acier était rapide et leur transport facile. Leur faible hauteur ne nécessitait pas des voies d'accès élevées.

## 2.3 – Techniques de construction

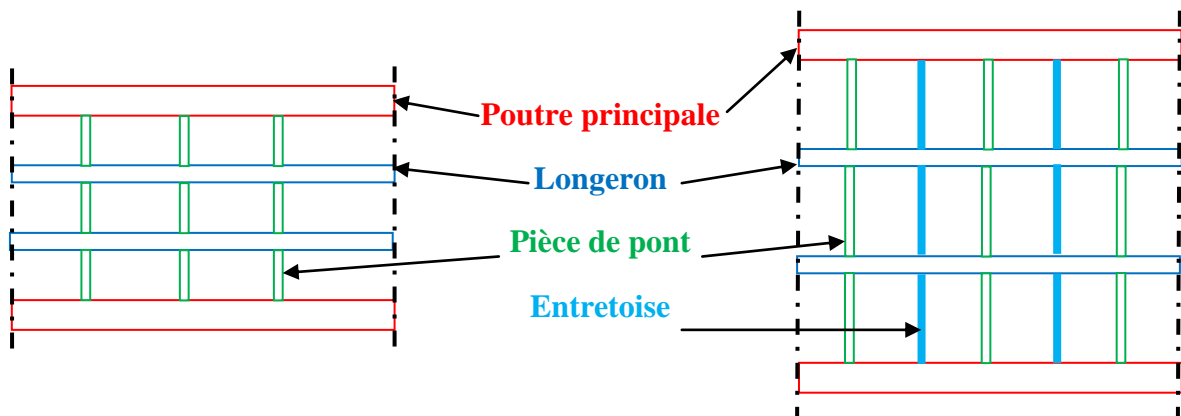
### 2.3.1 – Composants d'un pont métallique

#### i - Longérons

Ce sont des poutres parallèles aux poutres principales donc sans liaison directe avec celles-ci qui reportent les charges qu'elles reçoivent sur les pièces de pont. Elles sont à âme pleine, continues au droit de la pièce de pont (gouset de continuité de la membrure supérieure ; leur hauteur est voisine du 1/8 de leur portée et leur section est en général constante. (Dubuisson., 1984)

Dans les ponts avec pose de voie sur traverses, les longerons sont à âme simple et situés, en général, à l'aplomb du rail. Ils sont cependant parfois sur-écartés par rapport à la voie pour leur donner un peu plus de souplesse.

Sauf si le platelage proprement dit a été conçu pour en tenir lieu, les longerons sont réunis par un contreventement horizontal pour résister aux efforts horizontaux (vent, force centrifuge). Lorsque leur portée est importante (plus grande que 3 m) et que les mailles du quadrillage formé par les longerons et pièces de pont sont trop grandes pour que la couverture puisse aisément s'y adapter, les longerons sont réunis par une ou plusieurs entretoises (**Figure 2.3**). Bien qu'ils ne soient pas liés directement aux poutres principales, les longerons participent dans une certaine mesure à la flexion générale de l'ouvrage.



**Figure 2.3** - Pont à poutres latérales avec et sans entretoise.

#### ii - Pièces de pont.

La pièce de pont constitue l'élément essentiel de l'ossature du tablier. Son rôle est de reporter les charges et surcharges aux poutres principales. Elles sont généralement à âme pleine pour augmenter leur rigidité et plus hautes que les longerons qui s'assemblent sur elles. Leur hauteur est voisine du 1/10 de leur portée et la section des membrures, composée de larges plats soudés ou rivés par l'intermédiaire de cornières, est variable. Les âmes ont une épaisseur minimum de 10 mm dans les ouvrages à une voie, 12 mm dans les ouvrages à deux voies.

La détermination des charges et surcharges appliquées aux pièces de pont est faite suivant les mêmes principes que pour les longerons (répartition statique). La portée des pièces de pont est prise égale à la distance d'axe en axe des poutres principales.

**iii - Couverture**

La couverture du tablier est assurée par le platelage. Celui-ci est en général constitué de tôles lisses de 8 mm d'épaisseur, éventuellement raidies et fixées sur les semelles supérieures des longerons et pièces de pont de manière à constituer un contreventement efficace de l'ensemble. Il doit toujours être possible de le démonter et le remplacer sans toucher aux attaches de la voie.

L'encombrement vertical du tablier qui ne dépend pas du type de poutre principale est de l'ordre de 1,10 m pour un ouvrage à 1 voie, de 1,50 m pour un ouvrage à 2 voies.

**iv - Les poutres principales**

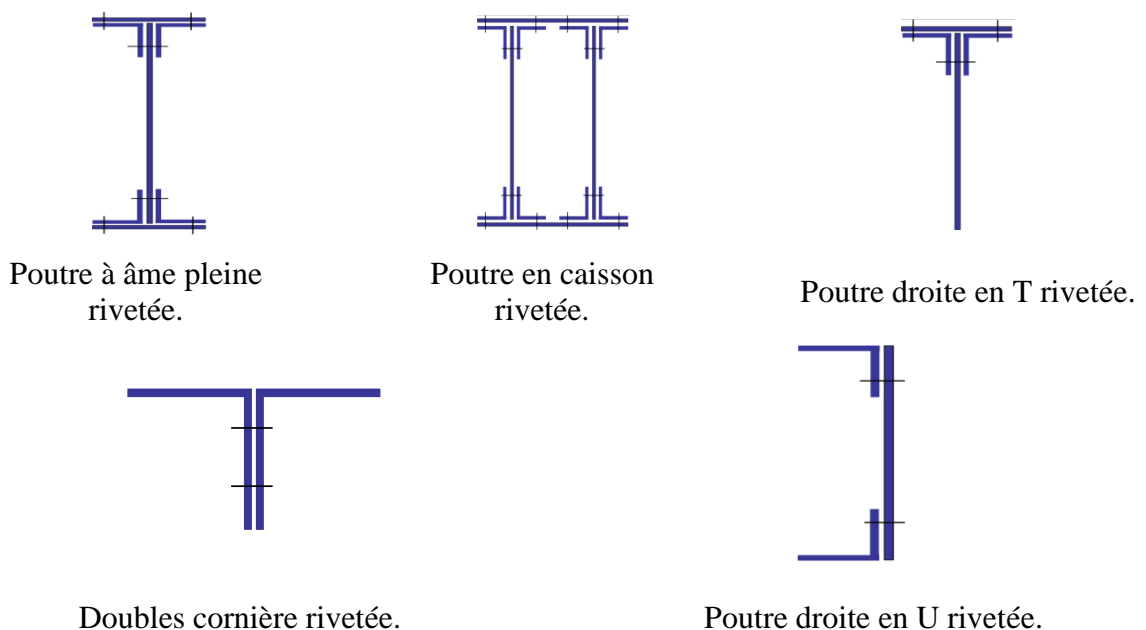
Les poutres principales ou les poutres maitresses sont l'organe porteur essentiel, elles peuvent être de différents types suivant leur portée.

-De 18 à 35 m de portée : on utilise les poutres à âme pleine. Elles sont de hauteur constante (1/10 de la portée environ), de hauteur variable au-delà 25 m.

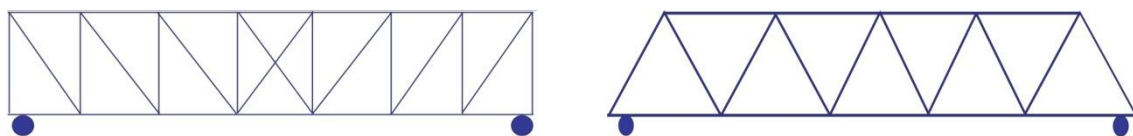
-Pour les portées supérieures à 35 m on a recours aux poutres triangulées soit à treillis simples du type Warren (avec ou sans montant), ou du type Pratt (ou en N)

-Pour les portées entre 50 - 60 m environ, on utilise des treillis multiples pour les grandes portées

Les figures 2.3 et 2.4 montrent les différents types de poutres.



**Figure 2.4** - Les poutres à âmes pleines.



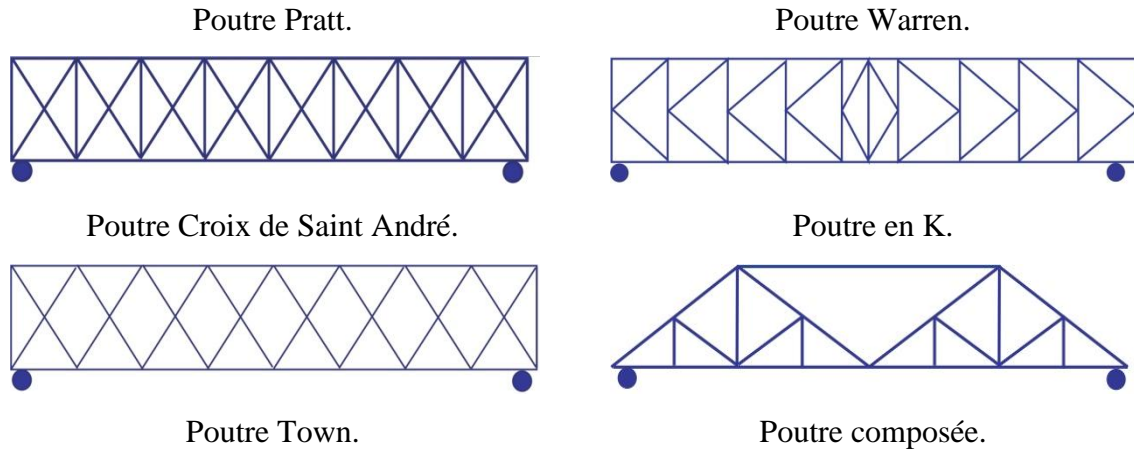


Figure 2.5 - Les poutres à treillis.

### 2.3.2 – Disposition des poutres

#### i - Ponts à poutres jumelles

D'encombrement vertical minimum, généralement déterminé par des conditions de flèches sous surcharges (inférieur au  $1/750$  de la portée de la portée) elles ne s'emploient que pour des portées inférieures à 12 m environ (**Figure 2.6**)

Ces ouvrages se composent, par file de rail, de deux poutres à âme pleine, reliées par des entretoises courtes sur lesquelles sont fixées les longrines supportant directement le rail qui se trouve de ce fait dans une sorte d'auget. Les deux poutres intérieures à la voie sont entretoisées entre elles, l'ensemble formant poutre horizontale de contreventement, résistant aux efforts horizontaux.

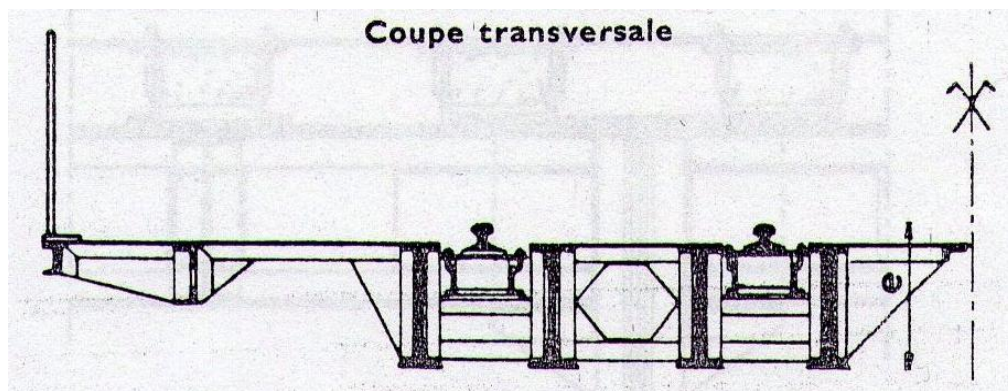


Figure 2.6 - Pont à poutres jumelles.

#### ii - Ponts à poutres latérales

Ces ouvrages comportent deux parties : le tablier proprement dit et les poutres principales.

Le tablier supporte directement les surcharges et les transmet aux poutres principales latérales par l'intermédiaire d'un grillage plus ou moins serré de poutres supportant la couverture, longerons et pièces de pont (**Figure 2.3**)

### 2.3.3 – Assemblages

#### i - Le rivetage

L'assemblage par rivetage est obtenu au moyen de rivets (tige cylindrique comportant une tête) que l'on introduit dans les trous de deux ou trois pièces préalablement superposées.

#### ii - Types de rivets

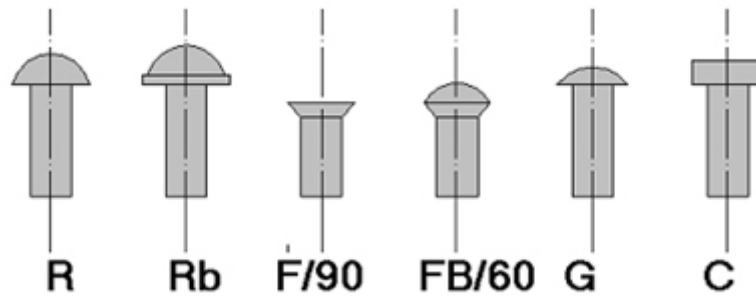


Figure 2.7 - Types de rivets.

### 2.3.4 – Appareils d'appuis

L'appareil d'appui est un élément vital qui assure une bonne transmission des efforts supportés par l'ossature aux fondations. Son rôle est double (Ciolina., 1984) :

- Fixer pour l'ossature un schéma de calcul valable. En particulier, les appuis mobiles doivent être répartis pour éviter toute concentration d'effort dû à l'action de la température.
- Donner un schéma de « descente de charges » dans les corps de piles qui soit compatible avec les calculs. L'existence d'un appareil d'appui fixe permet de concentrer à cet endroit les efforts horizontaux dus au vent, à la température ou aux efforts de freinage.

**i - Les appuis fixes** ne permettant que des déplacements angulaires, unidirectionnels (cas d'un axe de dilatation préférentiel **Figure 2.8**), ou multidirectionnels (cas d'une rotule **Figure 2.9**)

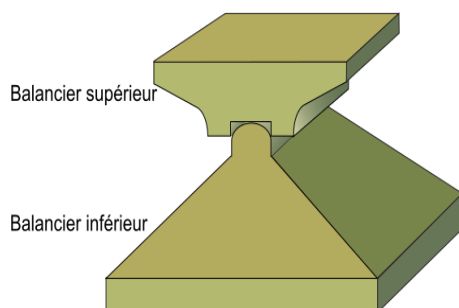


Figure 2.8 - Appui fixe uni directionnel.

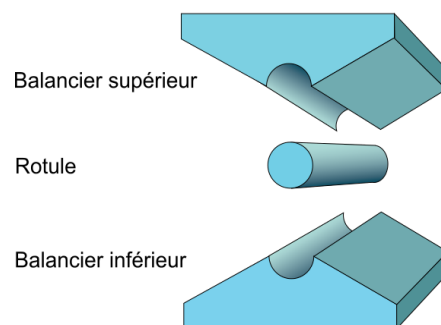


Figure 2.9 - Appui fixe multi directionnel.

**ii - Les appuis mobiles** dans une direction, ils permettent des déplacements linéaires et angulaires. La seule force principale transmise étant verticale (**Figure 2.10**)

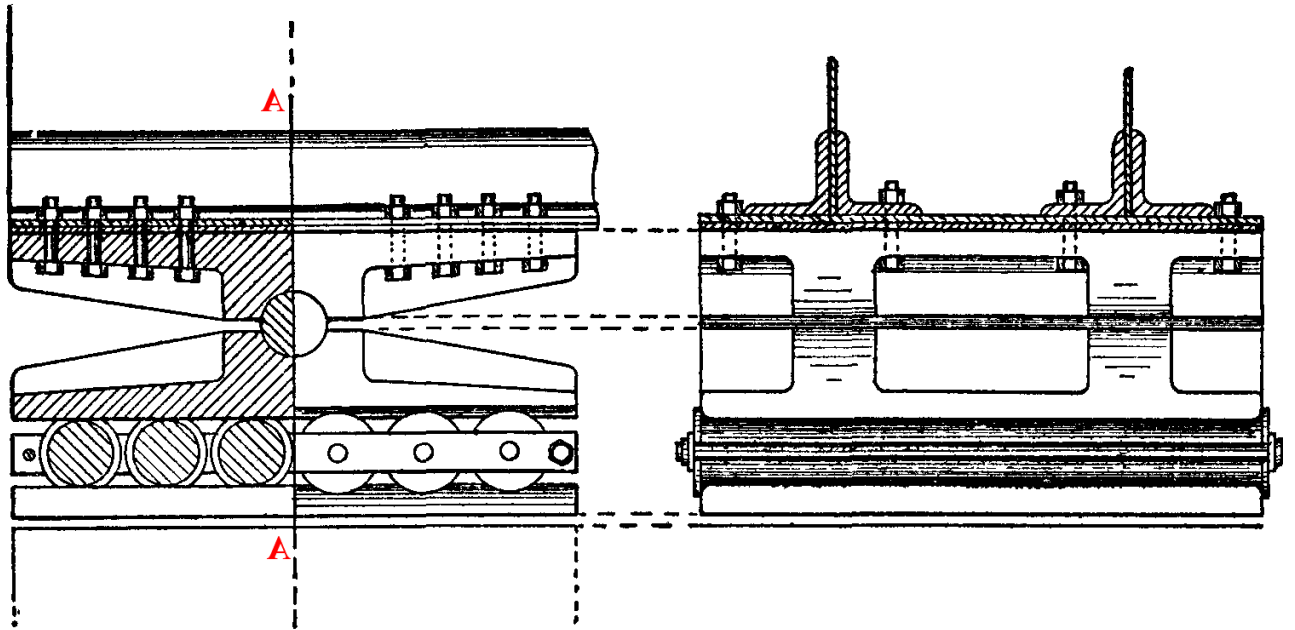


Figure 2.10 - Détail d'un appui mobile.

## 2.4 – Le fer puddlé

C'est un matériau obtenu par affinage au bas fourneau de la fonte à température relativement basse, accompagné d'un brassage (to puddle : brasser) suivi d'un cinglage destiné à expulser les oxydes puis d'un corroyage. Il s'agit donc de fabrications que l'on qualifierait aujourd'hui d'artisanales qui conduisent à des concentrations en oxydes variables et donc des caractéristiques mécaniques variables, en particulier en ce qui concerne l'allongement à rupture. Il présente une structure grossière en bandes alternées de ferrite et d'oxydes divers. (P. Monadier., 1992).

Le fer puddlé a des caractéristiques mécaniques relativement différentes de celles de l'acier de construction actuel. Ce matériau est fréquemment anisotrope et sa résistance varie beaucoup selon la direction de l'effort appliqué. Une autre différence très importante par rapport à l'acier de construction actuel est l'allongement spécifique à la rupture  $\varepsilon$  : si celui-ci peut atteindre environ 25% pour les aciers de construction conventionnels que nous connaissons actuellement, il n'est que de 10% pour le fer puddlé.

Les mauvais fers puddlés présentent une structure très feuilletée les rendant très sensibles à la corrosion et pratiquement non soudable.

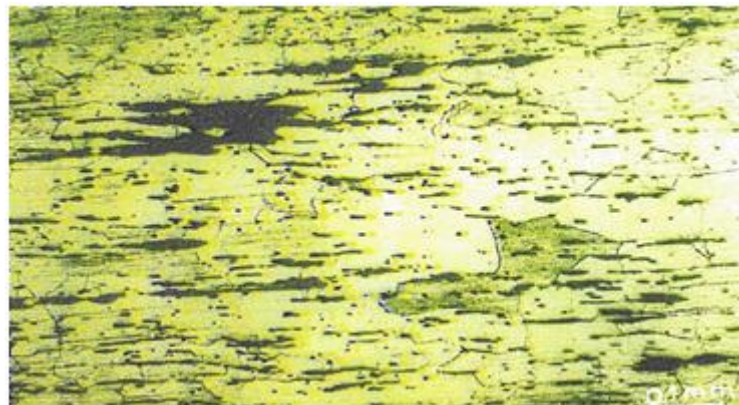
### 2.4.1 - Les caractéristiques mécaniques

- Limite d'élasticité ( $\sigma_e$ ) : 180 à 300 N/mm<sup>2</sup> ,
- Charge de rupture ( $\sigma_r$ ) : 250 à 400 N/mm<sup>2</sup>,
- Allongement ( $\Delta l$ ) : 5 à 25 % dans le sens de laminage  
sensiblement nul (en sens travers).

### 2.4.2 - La composition chimique

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

La **figure 2.11** montre la composition métallurgique du fer puddlé

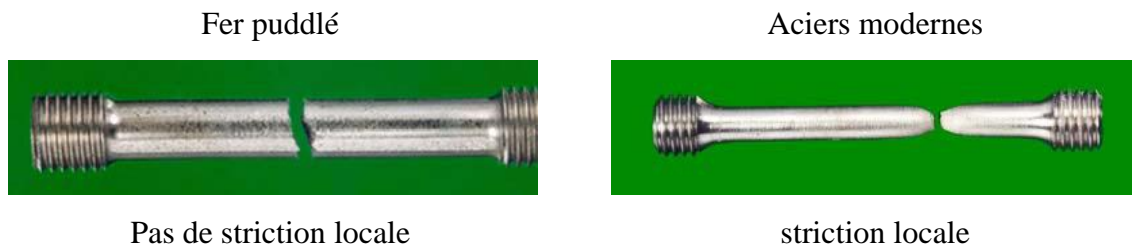


**Figure 2.11** - Métallographie sur fer puddlé.



### 2.4.3 - Comparaison avec les aciers modernes

La figure suivante montre la différence dans la rupture entre le fer puddlé et les aciers modernes de construction (G. Sedlacek et al., 2008).



**Figure 2.12** - Différence dans la rupture.

D'après la figure précédente on déduit que la différence de rupture revient à la faible ductilité que possède le fer puddlé en comparant avec les aciers modernes.

## CHAPITRE 3 : PHENOMENE DE LA FATIGUE

### 3.1 - Bref historique de la fatigue

Tout commença lors d'une agréable journée du début du printemps 1842. Plus de 1500 personnes profitent de la récente ligne de chemin de fer Paris-Versailles, permettant alors « l'évasion » des parisiens à la campagne. Soudain, entre les stations Meudon et Bellevue, la locomotive se couche sur la voie, entraînant la collision de dix sept wagons avec deux locomotives, puis l'inflammation quasi-immédiate de six de ces wagons. Finalement, cet accident, aura fait plus de 60 victimes, et marquera pour longtemps les esprits français.

L'analyse de l'accident montrera que c'est la rupture brutale d'un des essieux de la locomotive qui est à l'origine de cette catastrophe. Cela apparaît d'autant plus étrange que ce matériel était en service depuis plusieurs mois, sans aucun problème apparent ou incident de ce genre. Le surnois phénomène de fatigue vient d'être révélé au public, d'une façon bien dramatique. Rapidement, les autorités établiront un certain nombre de recommandations techniques aux constructeurs de matériel, et mettront en avant la nécessité de définir des procédures de tests afin de garantir la solidité dans le temps des essieux. (Bricka., 1894)

En 1849, Hodgkinson pratiqua des essais de flexion répétés sur poutres, il trouva que pour une flèche correspondant aux tiers de la rupture statique, la rupture n'avait pas lieu au bout de 1000 flexions, mais elle survenait au bout de 900 flexions pour la moitié de la flèche de la rupture statique. Wöhler, après des essais de flexion, formula les lois fondamentales de la fatigue. Gilchrist explique le phénomène de la fatigue comme une fissuration résultant du dépassement local de la charge de rupture.

Depuis une décennie, les codes de calcul tiennent compte de la sécurité des constructions en acier soumis aux problèmes de la fatigue, tel que l'EUROCODE 3.

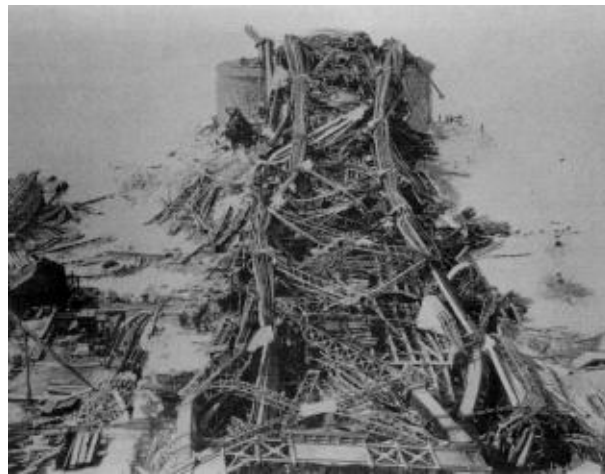
### 3.2 - Les principales causes de défaillances en service

Depuis la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, l'acier est de plus en plus utilisé comme matériau de construction. Peu à peu, les procédés industriels ont progressé, divers produits en acier sont devenus disponibles, comme les profilés de laminés et les profilés formés à froid.

Au début du XIX<sup>e</sup> siècle, les règles de conception technique sont devenues plus scientifique que Navier, entre autres, a développé les bases de calculs statiques modernes. Dans cette période, le génie civil a connu un développement énorme. Cela ne va pas sans problèmes, plusieurs effondrements dramatiques survenus, voir **Photo 3.1** et **Photo 3.2**. Les structures en acier n'étaient pas exemptés à de graves défaillances et les ingénieurs ont dû régulièrement subir des revers. Ces reculs ont contribué dans de nombreux cas, cependant, la recherche et les progrès dans le comportement meilleure compréhension structurelle et le développement de nouvelles théories. (G. Sedlacek et al., 2008)



**Photo 3.1** - Effondrement soudain d'un pont en raison de rupture fragile.  
Belgique 1938



**Photo 3.2** - Effondrement en raison de flambage lors de la construction  
Canada 1907

Une étude a été faite pour envisager la cause de dégâts et le type de structures. Cette étude est intéressante parce que l'acier a été utilisé dans une grande variété de structures différentes. Un total de 448 cas de dommages sont signalés. Environ 98% sont survenus dans la période de 1955 à 1984. Les cas de dommages peuvent être attribués, comme suit:

- Bâtiments	45,1%
- Les ponts de chemin de fer	16,1%
- Grues	15,0%
- Route des ponts	8,7%
- Installations et de machines utilisées dans les mines grande surface	8,0%
- Mâts et tours	5,8%
- Autres structures en acier	1,3%

Comme on peut le voir, les ponts (chemin de fer ou routier) sont parmi les structures les plus souvent endommagés. **Le tableau 3.1** montre que la fatigue est la troisième cause de tous les dommages constatés; pour les ponts, elle est classée en premier rang.

Cause de dommage	Bâtiments		Ponts		convoyeurs		Total	
	N°	%	N°	%	N°	%	N°	%
Résistance statique	102	33,6	19	14,8	40	36,0	161	29,7
Stabilité	62	20,4	11	8,6	14	12,6	87	16,0
Fatigue	8	2,6	49	38,3	35	31,5	92	16,9
Mouvement du corps rigide	25	8,2	2	1,6	17	15,3	44	8,1
Déformation élastique	14	4,6	1	0,8	0	0	15	2,8
La rupture fragile	9	3,0	5	3,9	1	0,9	15	2,8
Environnement	59	19,4	41	32,0	1	0,9	101	18,6
Les charges thermiques	23	7,6	0	0	0	0	23	4,2
Autres	2	0,7	0	0	3	2,7	5	0,9
Somme	304	100	128	100	111	100	543	100

**Tableau 3.1** - Détail des principales causes qui ont conduit à des dégâts.

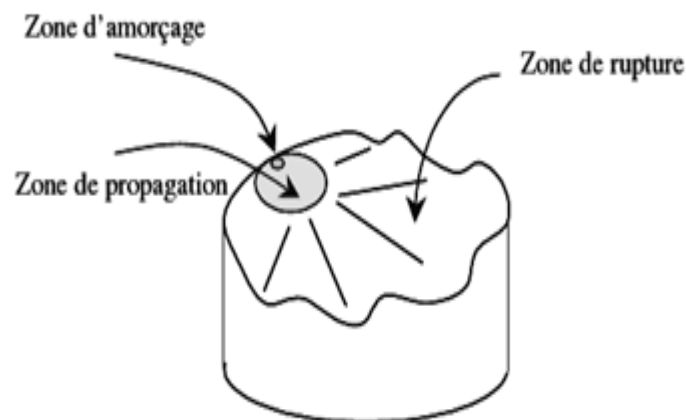
*Il existe quatre modes de défaillance causés par la fatigue :*

1. La rupture statique,
2. La déformation permanente,
3. La rupture en fatigue oligocyclique (chargement avec moins de 50 000 cycles),
4. La rupture en fatigue classique, avec plus de 50 000 cycles

### 3.3 - Phénomène de fatigue

La fatigue est un processus ou ensemble de mécanismes qui sous l'action de contraintes ou déformations variables et répétées au cours du temps peut entraîner la formation de fissures et éventuellement la rupture de la structure par propagation.

Le dimensionnement en fatigue d'une structure sous chargement cyclique nécessite de définir un "état limite" qui sera le critère de résistance. Ce choix lié aux trois étapes distinctes met en jeu un mécanisme appelé mécanisme de fatigue (**figure3.1**)



**Figure 3.1** - Description d'un mécanisme de fatigue

### 3.3.1 – Amorçage des fissures

L'initiation de la fissure, il s'agit là de la création à partir du défaut ou sinistre original d'une fissure de dimensions détectables par les procédés de contrôle non destructifs utilisables.

### 3.3.2 – Propagation lente des fissures

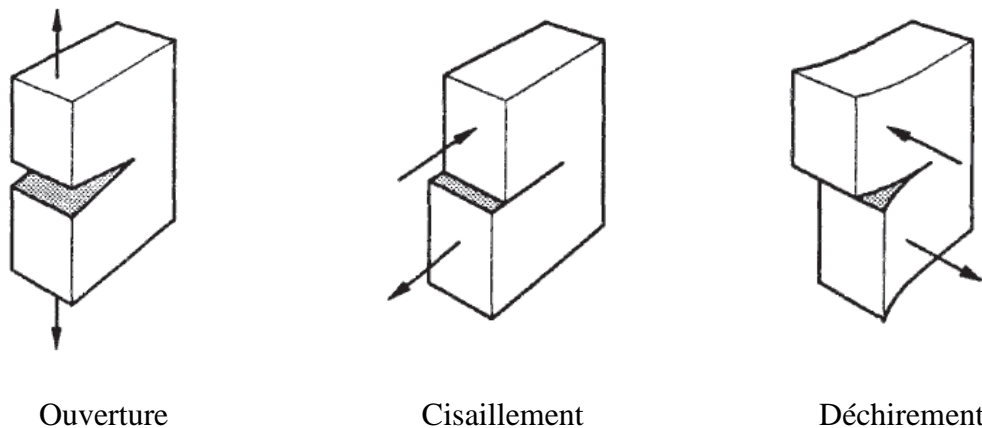
Au cours de cette étape, la fissure peut croître plus ou moins rapidement selon le matériaux et l'intensité du chargement critique, et atteindre dans certains cas une longueur de plusieurs centimètres, voire de l'ordre du mètre. Dans d'autres cas au contraire, cette étape peut être brève et la fissure peut ne peu pas croître de façon substantielle.

### 3.3.3 - Rupture Brutale

Lorsque la fissure intéresse une section de la pièce telle que la section résiduelle est trop faible pour supporter les sollicitations appliquées, il se produit la rupture brutale catastrophique.

La répétition de cycles de chargement produit un endommagement des métaux. La contrainte de rupture est inférieure à la charge limite de rupture plastique et parfois inférieure à la limite élastique.

Il existe trois types de rupture en fonction de la direction d'application des forces par rapport a la fissure (**figure 3.2**)



**Figure 3.2** - Types de rupture

## 3.4 - Paramètres influençant la durée de vie:

### 3.4.1 - Différence de contrainte.

La **figure 3.3** montre la variation de la contrainte  $\Delta\sigma$  en fonction du temps  $t$  pour une sollicitation d'amplitude constante, variant entre  $\sigma_{\min}$  et  $\sigma_{\max}$ . Les essais de fatigue ont permis d'établir que la **différence de contraintes  $\Delta\sigma$**  (ou étendue de contrainte) est le paramètre le plus influent pour des détails de construction. (Manfred A Hirtz et al., 1994).

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \dots\dots\dots (3.1)$$

$\sigma_{\max}$  : contrainte maximale (avec son signe)

$\sigma_{\min}$  : contrainte minimale (avec son signe)

Les autres paramètres comme par exemple les contraintes minimale  $\sigma_{\min}$  et maximale  $\sigma_{\max}$  leur rapport  $\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$  ou encore la fréquence des cycles peuvent souvent être négligés pour le dimensionnement

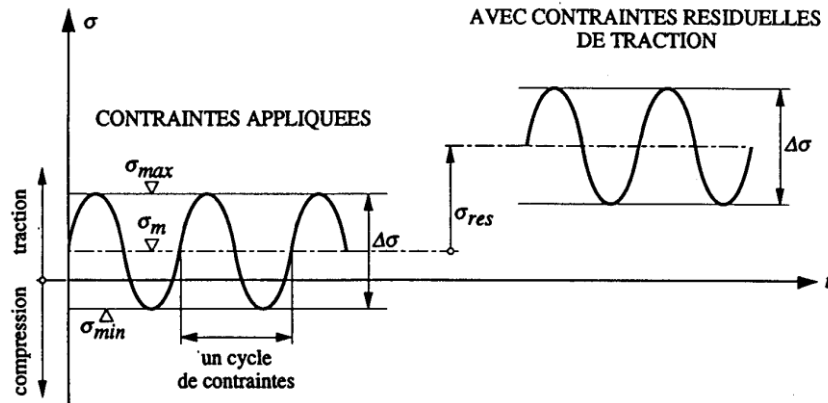


Figure 3.3 - Différence de contrainte.

### 3.4.2 - Géométrie du détail de construction

La géométrie du détail de construction est déterminante pour la localisation de la fissure de fatigue ainsi que pour sa vitesse de propagation; elle influence donc directement sa durée de vie. On distingue 3 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 au gousset,
- L'effet des anomalies dans les soudures.

### 3.4.3 - Les caractéristiques du matériau

On a pu observer lors d'essais sur des éprouvettes non soudées que la composition chimique, les caractéristiques mécaniques ainsi que la structure microscopique des métaux avaient parfois une influence sensible sur la durée de vie. C'est ainsi qu'une plus grande résistance à la traction du matériau permet une durée de vie des éprouvettes plus élevée, essentiellement grâce à une augmentation de la phase d'initiation de la fissure, et non pas de celle de la propagation. Cet effet bénéfique ne se retrouve malheureusement pas dans des éléments soudés, car leur durée de vie est surtout constituée par la phase de propagation. L'effet de la résistance à la traction du matériau peut par conséquent être négligé pour le dimensionnement.

### 3.4.4 - Les effets de l'environnement

Un environnement humide ou corrosif (air, eau, acides, etc.) peut fortement réduire la durée de vie d'éléments métalliques, car cela augmente la vitesse de propagation des fissures. Une protection adéquate (peinture, protection cathodique, etc.) est donc nécessaire dans certaines conditions particulières.

L'effet de la température peut être négligé en ce qui concerne la vitesse de la propagation des fissures, sauf dans des applications à très haute température. Une température basse peut cependant réduire d'une façon importante la dimension critique de la fissure et conduire ainsi à une rupture fragile prématurée.

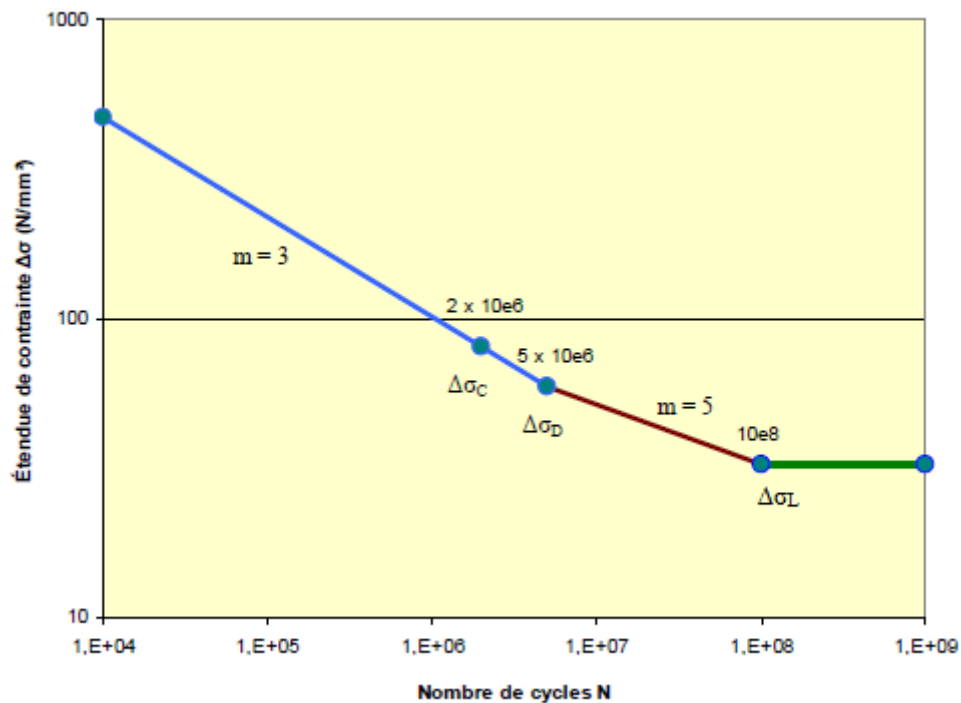
### 3.5 - Courbes de résistance (Courbes de Wöhler)

L'approche la plus pratique et la plus utilisée par les ingénieurs des résultats d'essais de fatigue est celle des courbes de Wöhler, appelée aussi courbe d'endurance ou courbe S-N (Stress - Number of cycle). elle consiste à tracer une courbe à échelle logarithmique sur laquelle on reporte en abscisse le nombre de cycles  $N$  et en ordonnée la différence de contrainte  $\Delta\sigma$  (appelée aussi étendue de contrainte) (**figure 3.4**).

$$\log N = \log C - m \log \Delta\sigma$$

$$N = C \Delta\sigma^{-m} \dots \dots \dots (3.2)$$

- Où;
- $\Delta\sigma$  : Etendue de contrainte  $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$  (N/mm<sup>2</sup>)
  - $N$  : Nombre de cycles déduit de la courbe
  - $C$  : Constante représentant l'effet de détail de construction
  - $m$  : Pente de la droite de la moyenne des résultats



**Figure 3.4** - Présentation des résultats d'essais sur un diagramme de Wohler (S - N).

La courbe est composée de 3 parties

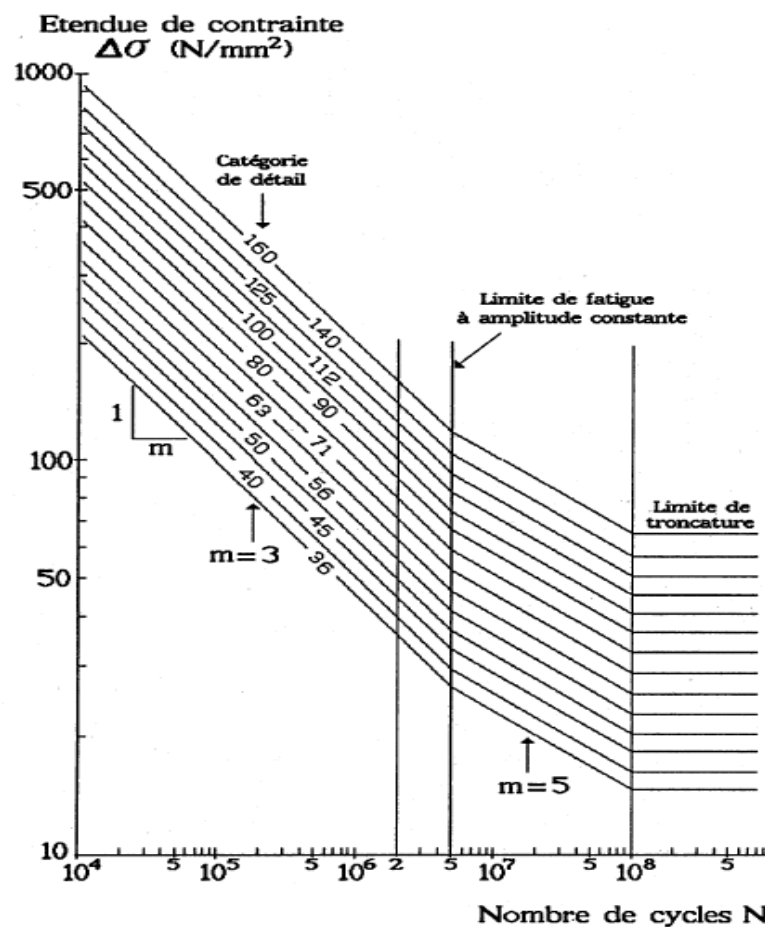
- $N < 5.10^6$  cycles : Droite de pente -1/3, dite de constante de pente  $m = 3$ ,
- $5.10^6 < N < 1.10^8$  cycles : Droite de pente -1/5, dite de constante de pente  $m = 5$ ,
- $N > 1.10^8$  cycles : Droite horizontale.

- On définit
- $\Delta\sigma_c$  : valeur de référence (N/mm<sup>2</sup>) à  $2.10^6$  cycles.
  - $\Delta\sigma_D$  : limite de fatigue à  $5.10^6$  cycles ( $\Delta\sigma_D \approx 0.74 \Delta\sigma_c$ )
  - $\Delta\sigma_L$  : limite de troncature  $10^8$  cycles ( $\Delta\sigma_L \approx 0.55 \Delta\sigma_D$ )

### 3.5.1 - Courbes de résistance normalisées

Les Eurocodes proposent des tables graphiques avec les courbes pour chaque type de détail (**Figure 3.5**) pour les étendues de contraintes normales. Ce dernier correspond à une courbe de résistance en fatigue. La classe de détail prend en considération:

- ✓ La concentration de contrainte;
- ✓ La dimension et la forme de l'anomalie de soudure maximale acceptable;
- ✓ La direction de la contrainte appliquée;
- ✓ Les contraintes résiduelles;
- ✓ La forme de la fissure de fatigue;
- ✓ Le procédé de soudage et le traitement d'amélioration requis.



**Figure 3.5** - Courbes de résistance normalisées.

Source : EN 1993-1-9

### 3.5.2 - Classification des détails

La partie de l'Eurocode concernant la fatigue (EN 1993-1-9) propose une classification pour tous les détails utilisés actuellement, spécialement sur les assemblages soudés (**Annexe A**). Or, les anciens assemblages rivetés sont en dehors de cette classification pour les nouveaux ouvrages d'art. En conséquence, il faut choisir un des



assemblages plus proches dans l'analyse de notre projet. Cette approche vers le modèle réel peut engendrer des écartements de la réalité et donner une valeur fautive de vérification.

La principale différence entre les assemblages boulonnés et les assemblages rivetés est la méthode de perçage. Actuellement les trous pour boulons sont réalisés avec des techniques très performantes et laissant les trous sans défaut et ses parois propres. Par contre, les trous des assemblages rivetés ont été creusés d'une manière assez brusque. Les parois des trous présentent des microfissures et de contraintes résiduelles par sa méthode réalisation.

Pour résoudre ce problème, la communauté scientifique développe de nouveaux classements des assemblages. Dans ce cadre, deux chercheurs de la Graz University of Technology, Autriche, ont travaillé sur le classement des anciens assemblages (Taras & Greiner, 2010). À partir d'anciens essais et le traitement statistique des données selon le type d'effort appliqués et d'élément (treillis, âme, membrure, cornière,...), ils ont développé un nouveau tableau de classification de détails (**Annexe B**).

Les études ont montré que ceux-ci peuvent être classés dans la catégorie de détail de fatigue  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ . Cette classification se réfère à des contraintes qui résultent de la section nette de l'élément de rivetage, ce qui signifie la section de l'élément brut moins la section proposée par le diamètre du trou du rivet. La catégorie de détail représente une probabilité de survie de 97,5% et est le résultat d'une évaluation statistique de plus de 70 essais de fatigue des éprouvettes rivetées à grande échelle. Il a été observé que le comportement en fatigue des rivets en acier doux et en fer puddlé ne diffère pas.

Le choix du classement dépend du type d'assemblage et de quel est le modèle le plus réaliste. Cependant, pour les ponts anciens métalliques il est conseillé de prendre la deuxième classification. La classification des Eurocodes peut être utilisée dans le cas d'un possible renforcement de la structure ou réhabilitation.

### 3.6 - Loi d'endommagement de fatigue (Palmgreen-Miner)

La théorie de l'endommagement, a pour objet de décrire l'évolution des phénomènes entre l'état vierge (matériau dépourvu de fissures ou de cavités à l'échelle microscopique) et l'amorçage de la fissure macroscopique. Le stade final de l'endommagement correspond à la rupture de l'élément, c'est à dire à l'existence d'une fissure macroscopique de la taille de cet élément (de 0.1 à 1 mm pour les métaux). Au delà, c'est le domaine de la fissuration.

Apparu en 1945, la loi de Palmgreen-Miner est sans aucun doute la plus connue et la plus utilisée en bureau d'étude, du fait de sa simplicité. Elle suppose que le dommage se cumule de manière linéaire (**figure 3.6**). Le paramètre de dommage retenu dans cette formulation est la fraction de vie définie par :

$$D_{\text{tot}} = \sum_i \frac{n_i}{N_i} < 1 \dots \dots \dots (3.3)$$

Avec :

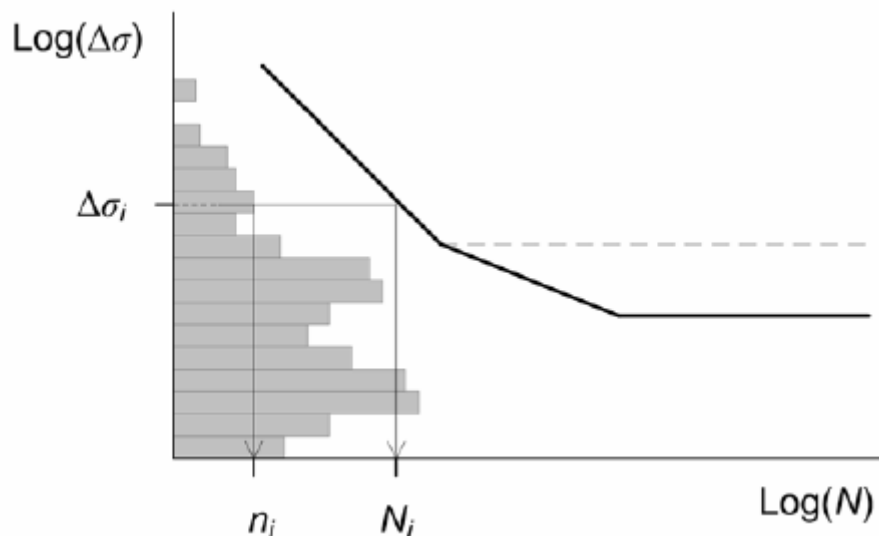
$n_i$  : nombre de cycles appliqués, correspondant à l'étendue de contrainte  $\Delta\sigma_i$ , pendant la durée de vie requise,

$N_i$  : nombre de cycles déduits d'une courbe  $S - N$ , correspondant à l'étendue de contrainte  $\Delta\sigma_i$ .

La durée de vie en année, s'écrit alors

$$T_{\text{fat}}(\text{ans}) = \frac{1}{D_{\text{tot}}} \dots \dots \dots (3.4)$$

avec  $T_{\text{fat}}$  : durée de vie restante en fatigue (ans)



**Figure 3.6** - Calcul d'accumulation de dommages.

**Remarque :**

Sur la base d'essais, Miner a trouvé que la rupture par fatigue se produisait lorsque la somme totale  $D_{\text{tot}}$  des dommages partiels atteignait une valeur proche de 1.0 .

**3.7 - Méthode de comptage de cycles**

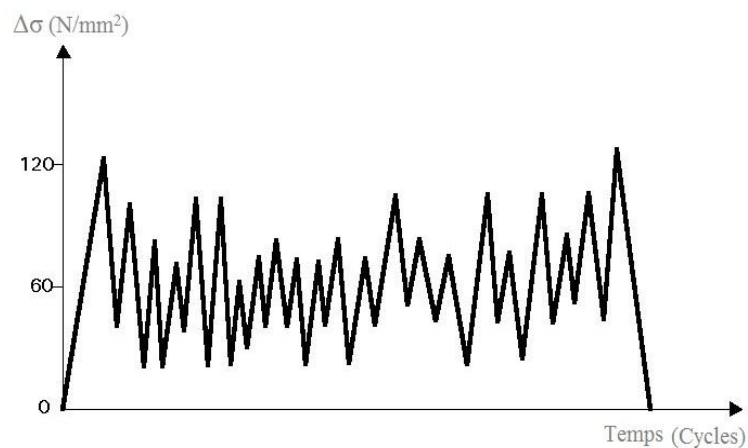
Il existe plusieurs méthodes de comptage des cycles d'étendues de contrainte à partir d'un historique de contrainte, qui est la représentation graphique de la fluctuation de la contrainte en fonction du temps. Les deux principalement utilisées sont la méthode du "réservoir" et la méthode de la "goutte d'eau". (Setra)

**3.7.1 - Méthode du réservoir**

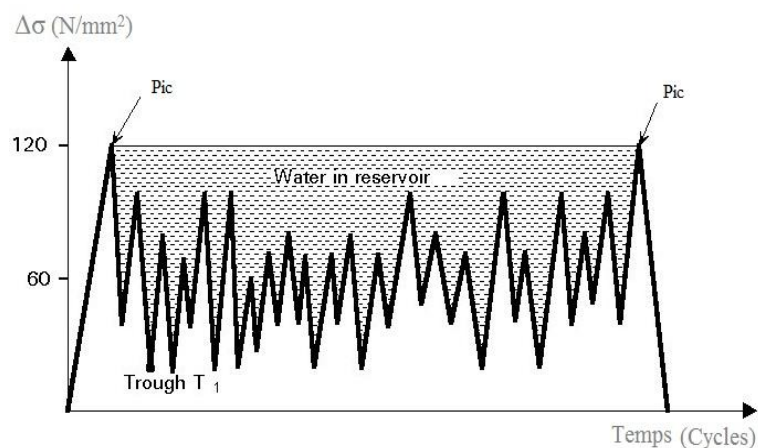
Le principe de la méthode du réservoir est expliqué aux **figures 3.8, 3.9** et **3.10** en utilisant l'histogramme des contraintes de la **figure 3.7**. On suppose qu'un histogramme de cette allure a été obtenu à partir de mesures effectuées à l'aide de jauges de contraintes fixées aux endroits critiques ou bien à partir d'une simulation numérique effectuée à l'aide d'un ordinateur. Il faut absolument que le diagramme analysé soit représentatif d'un comportement à long terme. Pour analyser les résultats, on choisit une période représentative, entre deux pics les plus élevés et on relie ces deux pics par une droite horizontale comme indiqué à la **figure 3.8**. On suppose ensuite que toute la zone entre ces

deux pics est remplie d'eau, comme si c'était un réservoir. La procédure consiste alors à considérer le point le plus bas et à imaginer que l'on y perce un trou de manière à vidanger partiellement le réservoir. L'eau s'écoule par ce trou T1 mais une partie va rester dans les autres creux qui se trouvent entre les pics intermédiaires comme cela est schématisé à la **figure 3.9**. La vidange par le premier trou T1 correspond à un cycle de contraintes avec un écart et le niveau de l'un est plus bas et n'est plus le même partout. Un trou est maintenant percé au point le plus bas encore inondé (, sur la **figure 3.10**) et l'eau va y s'écouler, ce qui correspondra à un autre cycle de contraintes dont l'écart, cette fois est égal à la différence de niveau . La procédure est continuée de la même manière jusqu'à ce que toute l'eau soit écoulée. Chaque perçage de trou correspond à un cycle de contraintes dont l'amplitude lui est propre. Il est essentiel que le premier cycle commence à zéro, jusqu'au pic le plus élevé. Dans le cas particulier de l'histogramme de la **figure 3.7**, le résultat obtenu est le suivant :

- 1 cycle à 120 MPa
- 1 cycle à 100 MPa
- 4 cycles à 80 MPa
- 6 cycles à 60 MPa
- 10 cycles à 30 MPa



**Figure 3.7** - Historique de contrainte en fonction du temps  $N/mm^2$ .



**Figure 3.8** - réservoir initial de  $\Delta\sigma = f(t)$ .

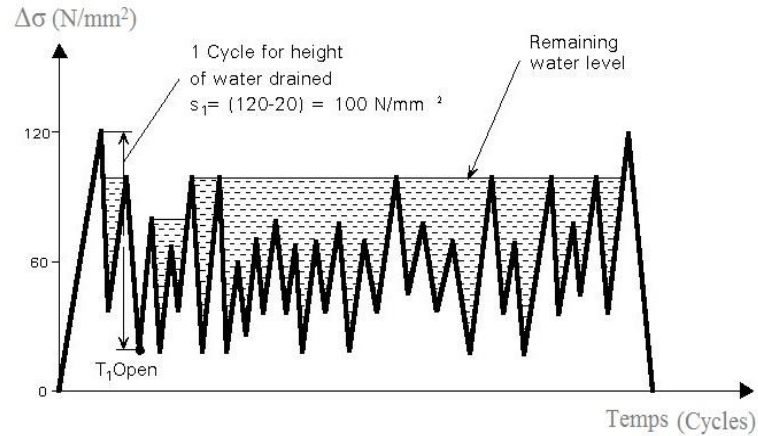


Figure 3.9 - Position après le premier trous T1.

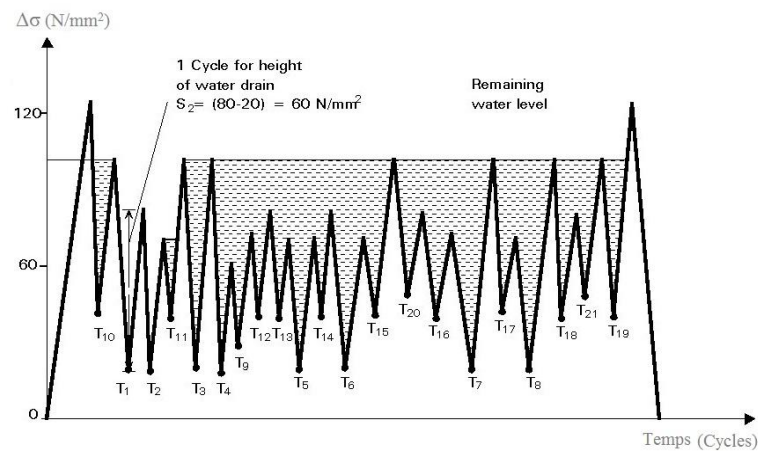


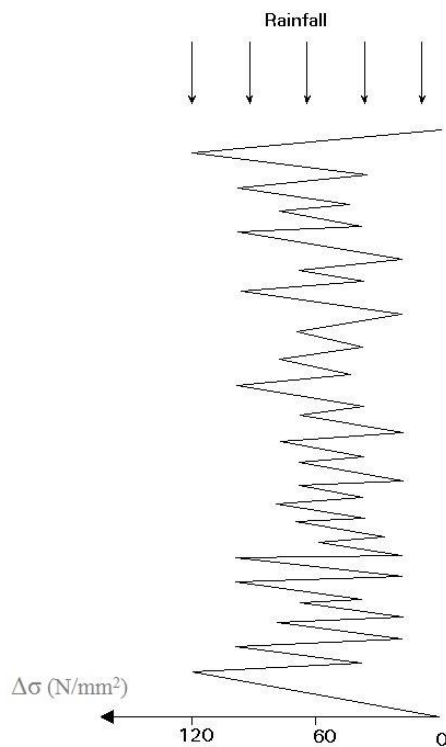
Figure 3.10 - Position après le deuxième trous T2.

### 3.7.2 - Méthode de la goutte d'eau

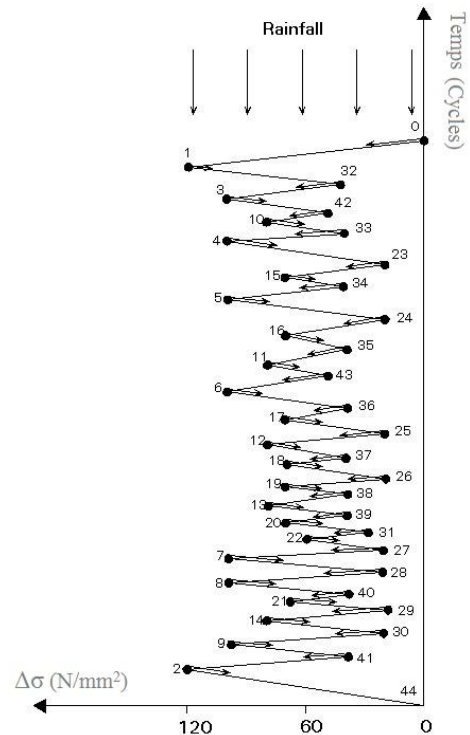
Une autre méthode de comptage des cycles, la méthode « de la goutte d'eau », est illustrée à la **figure 3.11**, à l'aide du même histogramme des contraintes (**figure 3.7**). Il s'agit, en somme du même diagramme mais tourné de 90°, comme indiqué à la **figure 3.12**. L'eau (la pluie) est supposée tomber sur le sommet du diagramme et s'écoule ensuite sur celui-ci, supposé être une toiture. Le chemin parcouru par l'eau est repéré. Il s'agit toutefois de respecter scrupuleusement certaines règles pour appliquer cette méthode qui est plus complexe et qui risque de conduire plus facilement à des erreurs que la méthode du réservoir. De l'eau imaginaire est versée sur chaque versant du toit, à partir de son point le plus élevé, comme le montre les points de la **figure 3.12**. Le courant de l'eau est suivi depuis le point le plus haut jusqu'au point le plus bas, en lui permettant de s'écouler ou de tomber, quand c'est possible. La largeur du diagramme depuis le point de départ jusqu'à l'endroit où l'eau tombe représente l'écart des contraintes correspondant à ce cycle de mise en charge. Il est nécessaire de suivre les chemins depuis tous les points de départ en considérant toujours le plus éloigné. Il faut cependant s'arrêter si on rencontre un chemin qui a déjà été parcouru, comme indiqué à la **figure 3.13** pour le circuit partant du point 3 et qui rencontre celui qui était parti du point 1. Le diagramme complet relatif à l'histogramme de la **figure 3.7** est représenté à la **figure 3.14**. Cette procédure, quand elle est correctement appliquée, compte d'abord les cycles de plus grande amplitude et donne

l'assurance que toutes les différences de contraintes seront prises en considération. Elle est cependant plus compliquée que la méthode du réservoir qui est conseillée dans les cours et dans les bureaux d'études. Les résultats sont pourtant identiques ; on trouve en effet, dans le cas considéré :

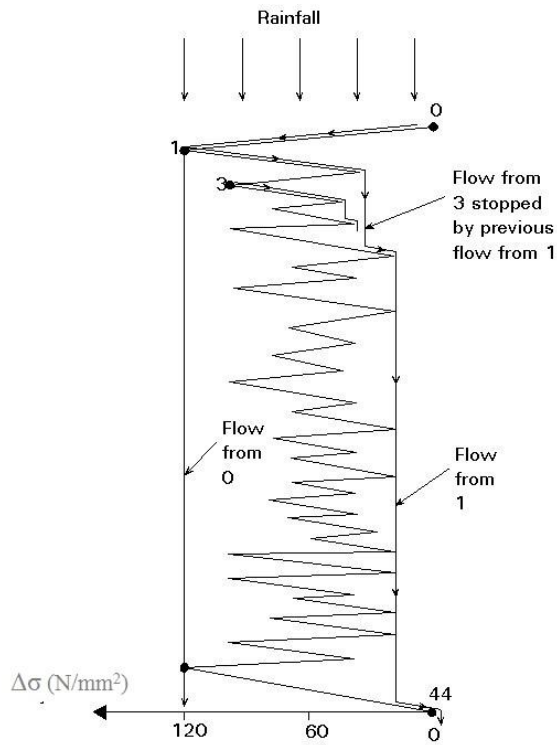
- 1 cycle à 120 MPa
- 1 cycle à 100 MPa
- 4 cycles à 80 MPa
- 6 cycles à 60 MPa
- 10 cycles à 30 MPa



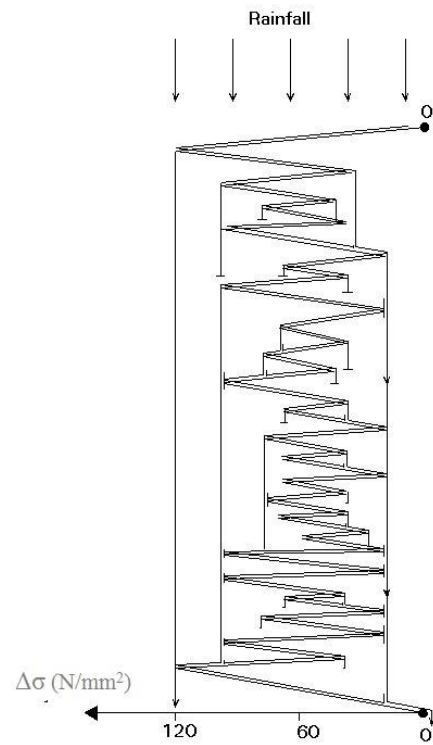
**Figure 3.11** - Tracé initial de la méthode de la goutte d'eau.



**Figure 3.12** - Flux de pluie introduit à partir des points extérieurs.



**Figure 3.13** - Flux de pluie terminée au débit précédent



**Figure 3.14** - Modèle complet d'écoulement de pluie pour les contraintes

## CHAPITRE 4 :

### PROCÉDURE D'ÉVALUATION DE LA FATIGUE DES PONTS EXISTANTS

#### 4.1 - Introduction

La capacité d'un élément de structure à résister à la fatigue est caractérisée par sa durée de vie à la fatigue. Celle-ci est définie par le nombre de cycles d'étendues de contrainte l'ayant conduit à la ruine. La notion plus concrète pour le projeteur est la durée de vie de calcul qui est la durée de référence pendant laquelle l'élément se comporte en sécurité vis-à-vis de la fatigue. (Lukic., 2002).

En ce qui concerne les conséquences de la ruine, deux cas peuvent se présenter :

- Éléments «redondants», c'est-à-dire que la ruine locale d'un élément constitutif n'a pas pour conséquence la ruine de la structure,
- Éléments «non redondants», c'est-à-dire que la ruine locale d'un élément constitutif conduit rapidement à la ruine de la structure.

Le degré requis de sécurité est obtenu par l'application des coefficients partiels de sécurité adéquats. La sécurité de la structure est vérifiée soit :

- ❖ En termes de dommage cumulé, en comparant le dommage produit au dommage admissible,
- ❖ En termes d'étendue équivalente de contrainte comparée à la résistance à la fatigue pour un nombre donné de cycles de contrainte.

La procédure d'évaluation de la fatigue des ponts métalliques existants se divise en quatre grandes parties (**figure 4.1**) (G. Sedlacek et al., 2008).

- ❖ Phase I : Evaluation préliminaire
- ❖ Phase II : Etude détaillée
- ❖ Phase III : Enquête d'expert
- ❖ Phase IV : Mesures correctives

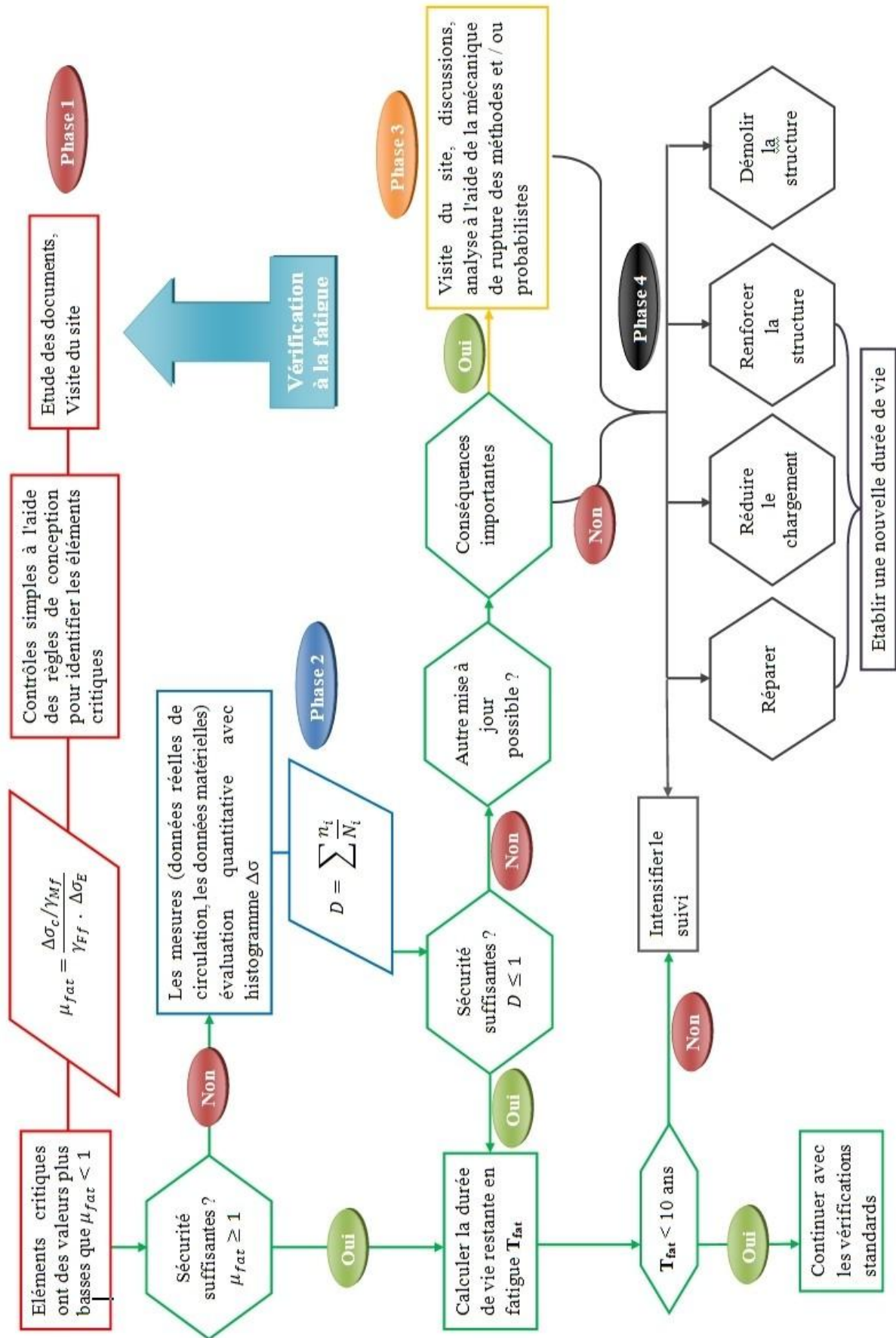


Figure 4.1 - Procédure d'évaluation de la fatigue des ponts en acier existants.



### 4.2 - Phase I: Évaluation préliminaire

L'objectif de l'évaluation préliminaire est de lever les doutes existants quant à la sécurité de la structure en utilisant des méthodes assez simples et d'identifier les parties critiques de la structure. A ce stade, l'évaluation est effectuée par l'ingénieur seul. Afin d'identifier les éléments de critiques, il est nécessaire de procéder à une étude approfondie des documents disponibles, avec une inspection visuelle de la structure. Parfois, les documents disponibles sont incomplets. Dans tous les cas, même quand il existe une documentation importante disponible, il est important d'effectuer une inspection du pont.

Pour la phase I, l'évaluation préliminaire doit être effectuée que pour la conception d'une nouvelle structure. De cette manière, les détails de construction importants peuvent être identifiés. Les calculs comme celui-ci sont rapides et donnent une bonne estimation du niveau de sécurité de chaque détail sur le pont. La plupart des codes actuels sont basés sur la méthode de classification qui emploie courbes S-N en collaboration avec des tables catégorie de détail. Pour l'état limite de fatigue, le niveau de sécurité peut être exprimé par:

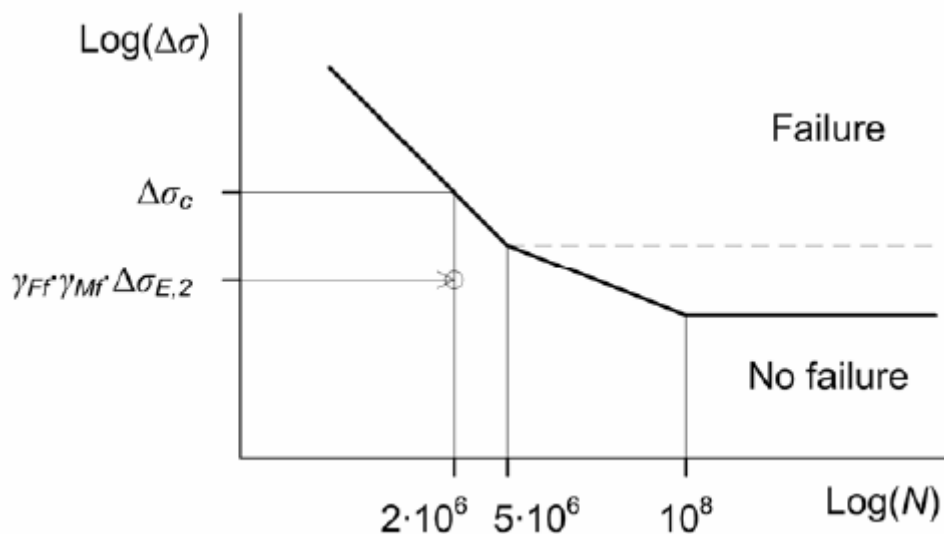
$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E} \dots \dots \dots (4.1)$$

- $\mu_{fat}$  : niveau de sécurité de fatigue .
- $\Delta\sigma_E$  : contrainte équivalente constante d'amplitude à  $2 \cdot 10^6$  cycles.
- $\Delta\sigma_c$  : résistance à la fatigue à  $2 \cdot 10^6$  cycles (catégorie de détail).
- $\gamma_{Ff}$  : coefficient partiel de sécurité pour le chargement de fatigue.
- $\gamma_{Mf}$  : coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue.

**Remarque**

- ✚ Si  $\mu_{fat} \geq 1$ , l'élément étudié remplit les exigences de sécurité de fatigue.
- ✚ Si  $\mu_{fat} < 1$ , la fatigue de sécurité doit encore être évaluée.

Cette méthode est présentée conceptuellement sur une échelle log-log dans la **figure 4.2** Règles pour la détermination de  $\gamma_{Ff}$ ,  $\Delta\sigma_E$ ,  $\Delta\sigma_c$  et  $\gamma_{Mf}$  sont donnés dans les codes actuels tels que l'Eurocode 3.



**Figure 4.2** - Évaluation préliminaire du niveau de sécurité de fatigue.

### 4.3 - Phase II: étude détaillée

L'objectif de l'étude détaillée est de mettre à jour les informations obtenues à la phase I en effectuant des évaluations raffinés que pour les éléments dont l'innocuité n'a pas été suffisamment confirmées par l'évaluation préliminaire. A ce stade, en plus de l'ingénieur, les experts d'une firme spécialisée, agence ou individu ne peut être consulté. Une fois les détails de construction importants sont connus (y compris tous les détails à  $\mu\text{fat} < 1$ ), un calcul de la résistance à la fatigue résiduelle peut être effectué.

Ce calcul prend habituellement la forme d'un calcul d'accumulation de dommages. La méthode la plus couramment utilisée est la règle d'endommagement linéaire de Palmgren-Miner (1945) déjà vue dans la **section 3.6**.

Si la valeur de l'endommagement  $D$  reste supérieure à 1, les étapes suivantes peuvent ainsi être prises :

#### - Mise à jour des informations de charge:

en général, chargement représente la plus grande incertitude par rapport aux autres facteurs énumérés ci-dessous et doit être affiné en premier. Au lieu de l'actuel code spécifiés charges à l'essieu et des volumes de trafic, réelles (mesurées) ou des modèles de trafic plus précises peuvent être utilisés. Grâce à ces modèles plus réalistes, plus fiables dans de nombreux cas les prédictions de la durée de vie restante de fatigue sont possibles. Il faut garder à l'esprit, cependant, que les mesures en un point donné dans le temps doivent être extrapolées dans le passé aussi bien que dans le futur. Parfois, surtout pour les ponts de chemin de fer, des données statistiques sur le trafic réel sur la durée de vie de la structure peuvent être obtenues et utilisées pour améliorer les prédictions.

#### -Raffinage-modèle:

le modèle statique est souvent plus conservateur que nécessaire. Les contraintes primaires calculées peuvent généralement être de 10 à 40% plus élevés que les valeurs réelles de la structure, en fonction de la méthode de modélisation utilisée pour l'évaluation. Pour la fatigue, cela signifie une extension de la durée de vie prévue d'un facteur de 1,3 à 2,7 pour  $m = 3$  et de 1,6 à 5,4 pour  $m = 5$ .

#### -Mise à jour des informations de résistance:

les valeurs caractéristiques des courbes S-N de résistance à la fatigue sont souvent conservatrices. Peut-être le détail de construction d'un élément du pont n'a pas été correctement choisi.

Si ces étapes ne permettent pas de réduire l'endommagement  $D$  moins de 1, alors la gravité des conséquences doit être envisagée. Selon les conséquences d'une défaillance et / ou le coût des mesures correctives, une enquête d'expert peut être justifiée.

### 4.4 - Phase III: enquête d'expert

#### 4.4.1 - Généralités

Pour les problèmes avec des conséquences importantes en termes de risques ou des coûts liés à une décision, une équipe d'experts devrait être convoquée afin de vérifier attentivement les conclusions de la phase II. Des discussions et des évaluations supplémentaires en utilisant des outils spécifiques peuvent également être effectuées pour aider à prendre des décisions.

#### 4.4.2 - Mécanique de la Rupture

L'utilisation de la méthode de mécanique de la rupture peut être utile, si l'information sur la taille de la fissure est connue. Il s'agit de situer la fissure de fatigue, et les informations sur la résistance.

En termes simples, la base de mécanique de la rupture linéaire élastique (LEFM) est le principe que l'état de contrainte très proche du point d'une fissure qui peut être décrite de façon unique par un seul paramètre, appelé le facteur d'intensité de contrainte  $\Delta K$ . En général,  $\Delta k$  peuvent être décrits par l'expression suivante:

$$\Delta K = Y \cdot \Delta \sigma \sqrt{\pi a} \dots \dots \dots (4.2)$$

Où:  $\Delta K$  : Facteur d'intensité de contrainte  $\Delta K = K_{\max} - K_{\min}$ .  
 $\Delta \sigma$  : Etendue de contrainte.  
 $a$  : Dimension de la fissure.  
 $Y$  : Facteur de correction.

#### Loi de Paris et Erdogan

En utilisant la loi de Paris, la variation de contrainte appliquée facteur d'intensité peut être liée à la vitesse de croissance des fissures comme suit :

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m \dots \dots \dots (4.3)$$

Où:  $N$  : Nombre de cycles à la rupture  
 $C$  : Constante de la loi de Paris  
 $m$  : Pente de la loi de Paris

Dans la pratique, cette relation est la plus utilisée. La lois (4.3) doit être déterminée pour le type de chargement, la température, l'environnement et les conditions de fabrication (traitement de surface, soudage, grenailage...) identique à ceux de la pièce ou de la structure considérée, la valeur de contrainte moyenne caractérisée par le rapport  $R$  ou la valeur de  $K_{\max}$  pour un  $\Delta K$  donné a une influence prépondérante sur la vitesse de propagation.

L'intégration de la loi de Paris sur la taille de la fissure, la durée de vie en fatigue d'un détail de structure peut être calculé:

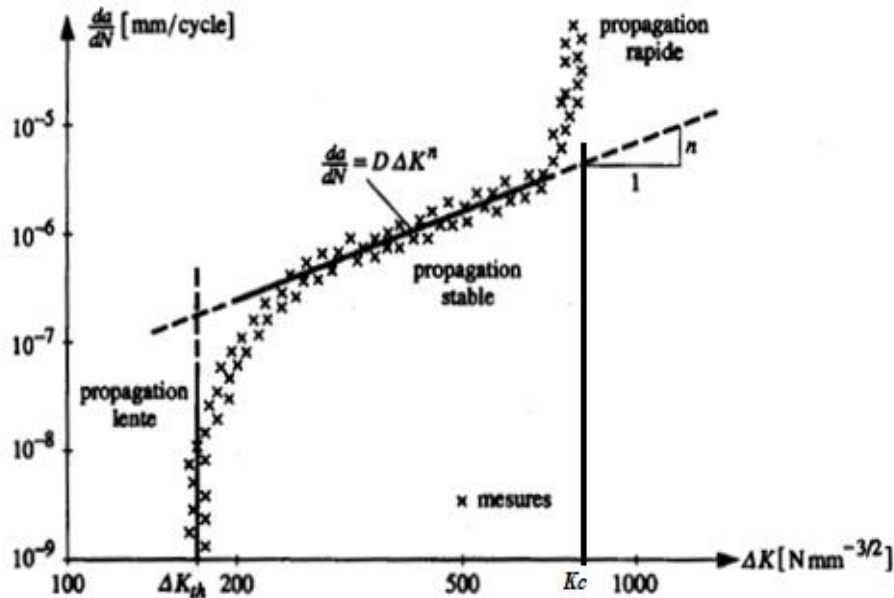
$$N = \int_{a_0}^{a_c} \frac{da}{C \Delta K^m} \dots \dots \dots (4.4)$$

$a_0$  : taille de la fissure initiale  
 $a_c$  : taille de la fissure finale ou critique

Sur une parcelle log-log de  $da / dN$  par rapport à  $\Delta k$ , la loi de Paris pour la stabilité des résultats de croissance des fissures dans une relation linéaire avec une pente de  $m$  (**figure 4.3**). En réalité, les fissures de fatigue dans des échantillons d'acier sont aussi connus pour présenter un comportement non linéaire. L'équation(4.3) peut être modifié comme suit:

$$\frac{da}{dN} = C (\Delta K^m - \Delta K_{th}^m) \dots \dots \dots (4.5)$$

La propagation d'une fissure en fatigue apparaît lorsque la variation d'intensité de contrainte  $\Delta K$  au cours d'un cycle de chargement est supérieur au seuil de propagation  $\Delta K_{th}$ . Cette propagation est limitée par la rupture brutale de la pièce lorsque le facteur d'intensité de contrainte atteint une valeur supérieur à  $K_c$  au cours d'un cycle (**figure 4.3**) entre ces deux extrêmes il existe un domaine de propagation qui peut s'exprimer par une relation linéaire entre le logarithme de la vitesse de propagation et le logarithme de l'amplitude de la variation du facteur d'intensité de contrainte



**Figure 4.3** - Allure de la courbe de  $da/dN=f(\Delta K)$

Pour un matériau donné et pour un même  $\Delta K$ , la vitesse de propagation est influencée par les conditions de chargement (rapport  $R=K_{max} / K_{min}$ ), la fréquence, les contraintes résiduelles, la température et l'environnement.

La vitesse de propagation d'une fissure en fatigue exprimée en fonction de l'amplitude du facteur d'intensité de contrainte, caractérise la résistance à la propagation stable d'une fissure sous chargement cyclique pour un matériau donné. Cette caractéristique du matériau a différentes applications :

- Choix d'un matériau en fonction des conditions de chargement et l'environnement.
- Détermination de durée de vie d'une structure.
- Détermination des défauts admissibles dans une structure, en parallèle avec une analyse en rupture brutale.

#### 4.5 - Phase IV : Mesures correctives

Ces recommandations ne traitent que des dommages causés par des charges répétées sur les structures métalliques existantes. La fatigue peut causer des dommages, par exemple les fissures. Des mesures correctives, telles que la réparation et le renforcement ou d'autres mesures doivent être choisies.

### 4.5.1 - Emplacements de la fissuration par fatigue

#### *i - Structures soudées*

La liste suivante donne un aperçu des causes de défaillance typiques de fatigue dans les structures soudées:

- ✓ Mauvaise soudure ou défauts de soudure ;
- ✓ Manque de fusion ;
- ✓ Fissuration à froid (conditions environnementales) ;
- ✓ Vibrations (trafic, séisme, fatigue oligocyclique, contreventement latéral) ;
- ✓ Changements géométriques (fin de la plaque de recouvrement, joints, raidisseurs).

#### *ii - Structures rivetées et boulonnées*

Les principales raisons de la fissuration par fatigue dans les structures rivetées et boulonnées sont les suivants:

- ✓ Anomalie dans la fabrication du trou ;
- ✓ Changement de la géométrie ;
- ✓ Plaques de connexion minces ;
- ✓ Faible résistance à la fatigue.

### 4.5.2 - Mesures correctives

Les mesures suivantes son indiqués dans la **figure 4.1** .

- Réparation ;
- Renforcer la structure ;
- Réduire chargement ;
- Démolir la structure.

## CHAPITRE 5 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### 5.1 - Présentation générale de l'ouvrage

L'ouvrage a été construit en 1889 et se situe dans la région de Sabra Wilaya de Tlemcen. La portée de l'ouvrage est de 76,45 m contenant une seule voie de 3 m de largeur et reposant sur 4 appuis dont 2 culées et 2 piles. Sa fonction est d'assurer le passage des trains allant de Tlemcen vers Maghnia (**Photo 5.1**).



**Photo 5.1** - Vue aérienne du pont.

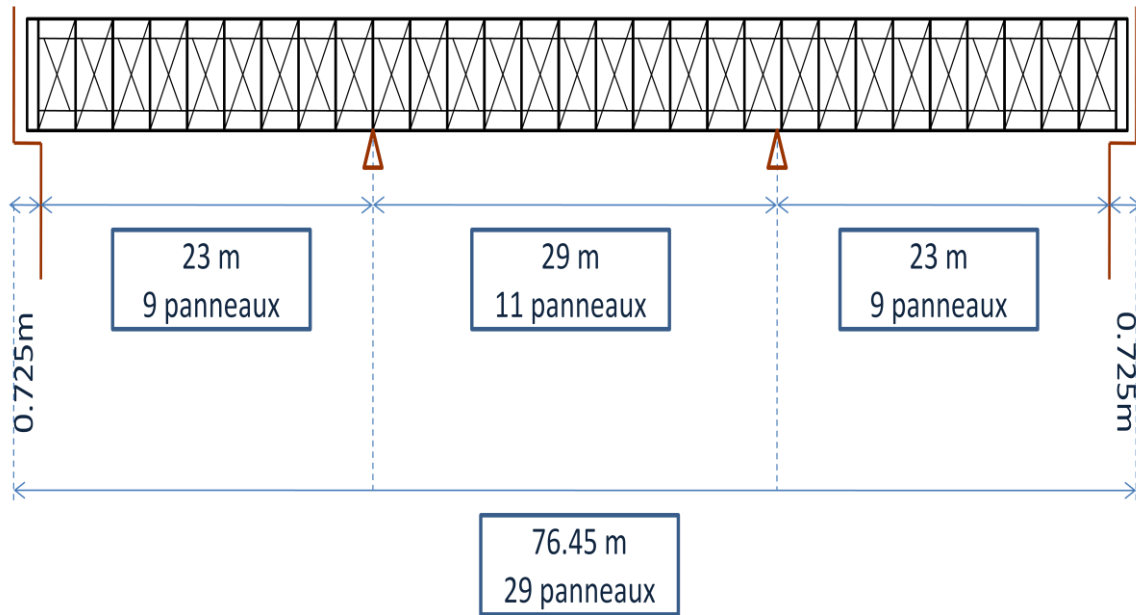
*Source: Google Maps.*

La voie du pont est fixée sur des traverses en bois sans la mise du ballast de distribution de contraintes. Les longrines en bois transmettent directement les charges au longerons (éléments horizontaux) qui sont eux même reliés aux pièces de ponts (éléments transversaux) qui descendent les charges vers les poutres latérales (poutres principales en treillis). Ces dernières transmettent les efforts verticaux vers les appuis. La photo suivante permet d'apprécier la géométrie du pont étudié (**Photo 5.2**).

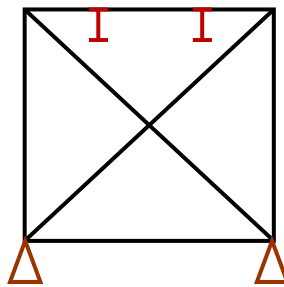


**Photo 5.2** - Vue générale du pont.

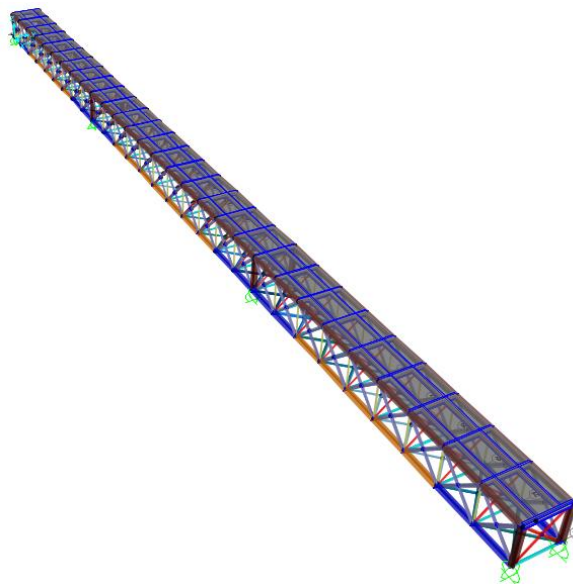
Le pont est divisé en 3 travées dont 2 travées de rives égales de 23 m de portée et une travée centrale de 29 m de portée (**figure 5.1**).



**Figure 5.1** - Coupe longitudinale du pont.



**Figure 5.2** - Coupe transversale du pont.



**Figure 5.3** - Model 3D du pont.

## 5.2 - Présentation géométrique de l'ouvrage

Après la présentation générale du pont-rail nous allons décrire l'ensemble des éléments du pont.

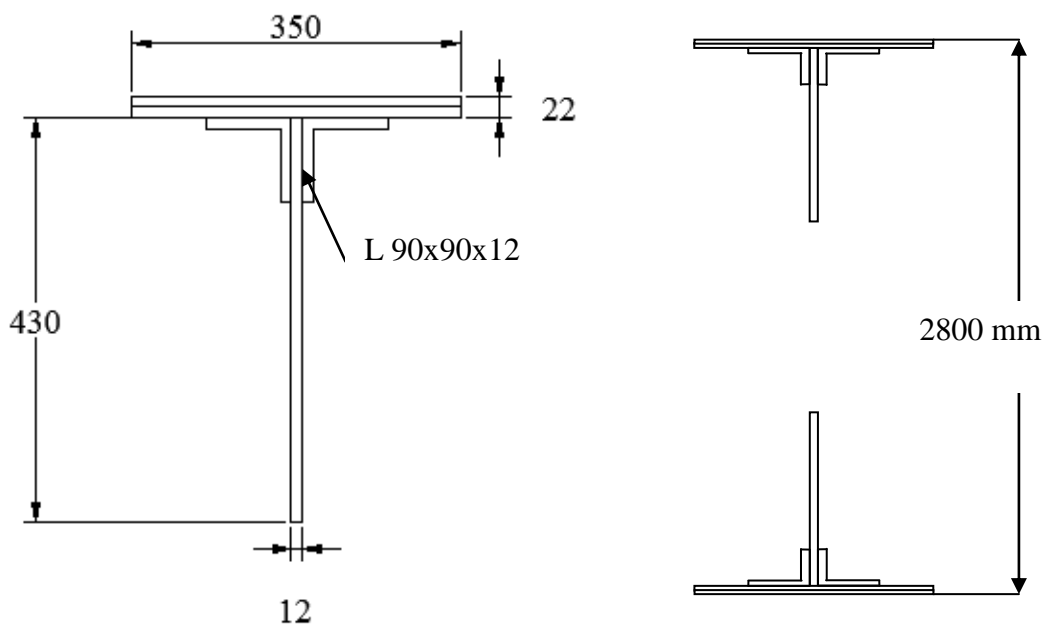
La structure du pont est composée de deux poutres principales, des pièces de pont, des longerons, des éléments de contreventement longitudinaux, transversaux, inférieurs, et une tôle métallique mince (12 mm d'épaisseur).

Au total on a :

- ✓ Des nœuds avec 6 DDL par nœud (x,y,z)
- ✓ 87 éléments plaques destinés pour la couverture du tablier
- ✓ 644 éléments barres dont :
  - ❖ 58 membrures supérieures
  - ❖ 58 membrures inférieures
  - ❖ 58 longerons
  - ❖ 30 Pièces de pont
  - ❖ 30 Traverses inférieures
  - ❖ 232 Diagonales de contreventement longitudinales
  - ❖ 60 Diagonales de contreventement transversales
  - ❖ 58 Diagonales de contreventement inférieures
  - ❖ 60 montants

### 5.2.1 - Poutres principales :

Les poutres principales sont des poutres en treillis constituées de deux membrures (supérieure et inférieure). L'espacement entre la semelle de la membrure inférieure et la semelle de la membrure supérieure est de 2800 mm (**figure 5.4**)

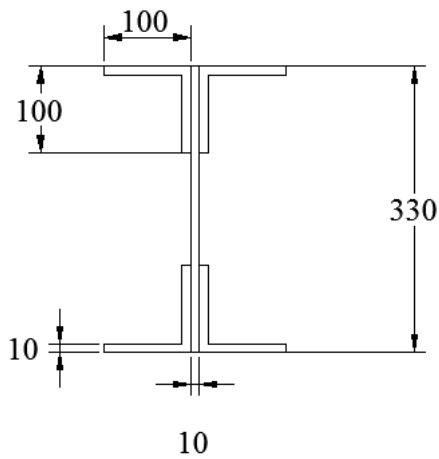


**Figure 5.4** - Détail des membrures supérieures et inférieures.

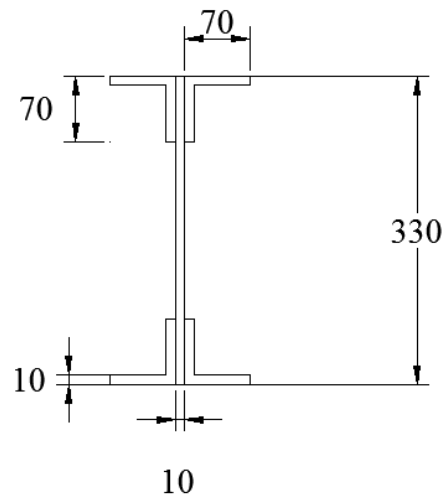


### 5.2.2 - Longérons et pièces de pont

Les longérons sont les éléments structuraux parallèles aux poutres principales qui se trouvent au-dessous des voies leur portée est de 2.636 m et ils transmettent les efforts vers les poutres principales à travers des pièces de pont de portée égale à 3 m (**Figure 5.5** et **5.6**).



**Figure 5.5** - Détail longérons.

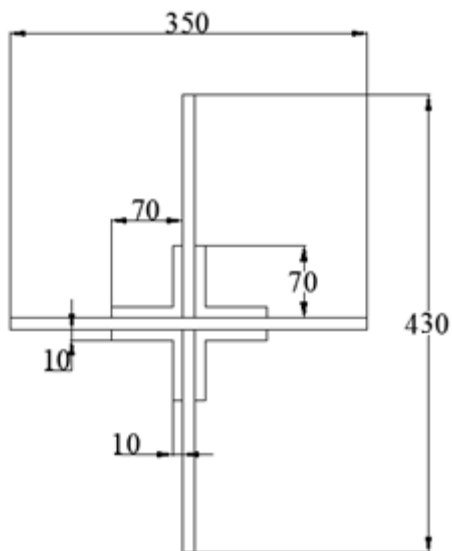


**Figure 5.6** - Détail pièces de pont.

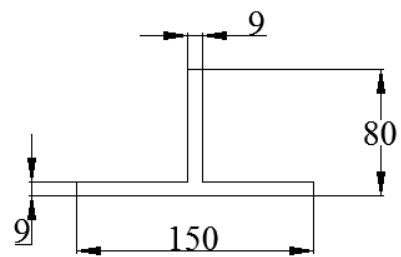
### 5.2.3 - Montants

On distingue deux montants différents(**figure 5.7**) :

- Montants au dessus de chaque point d'appui ;
- Montants courants .



Détail montants appuis.

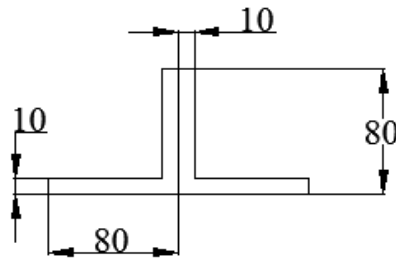


Détail montants courants.

**Figure 5.7** - Détail montants.

### 5.2.4 - Traverses inférieures

Les traverses inférieures sont sous forme de deux cornières (L 80x80x10) rivetées entre elles (**figure 5.8**)

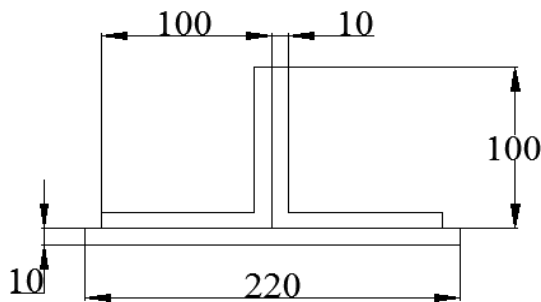


**Figure 5.8** - Détail des traverses inférieures.

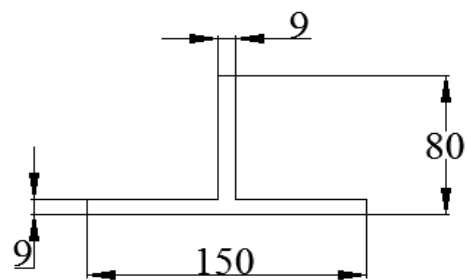
### 5.2.5 - Contreventements

Les contreventements sont disposés en croix de St André et on distingue trois types différents :

- Contreventements dans le sens longitudinal (**figure 5.9**)
- Contreventements dans le sens transversal (**figure 5.10**)

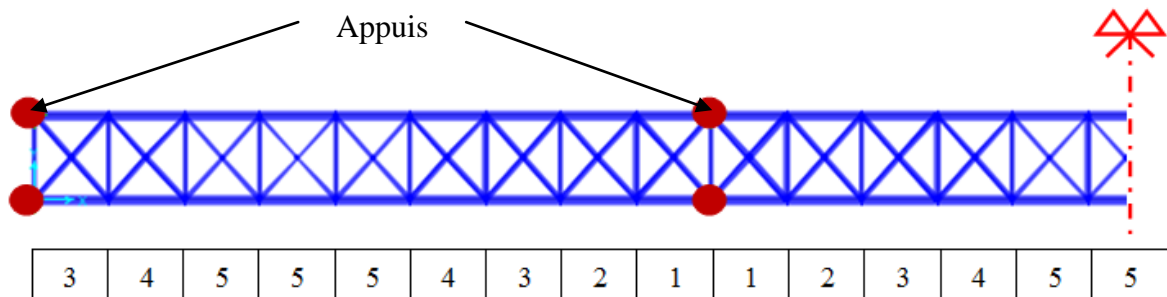


**Figure 5.9** - Détail contreventements longitudinaux.



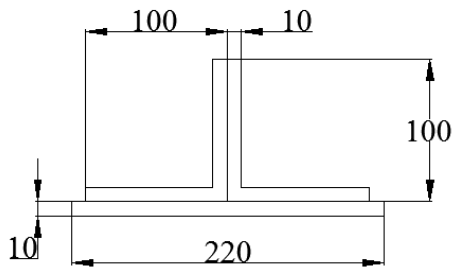
**Figure 5.10** - Détail contreventements transversaux.

- Contreventements inférieurs sont de 5 types différents et disposés de la manière suivante (**figure 5.11**)

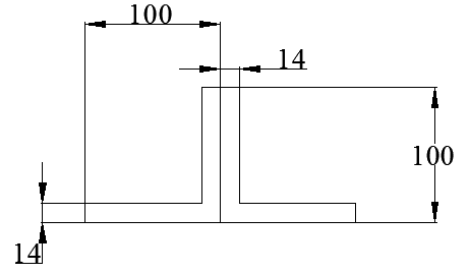


**Figure 5.11** - Disposition des contreventements inférieurs.

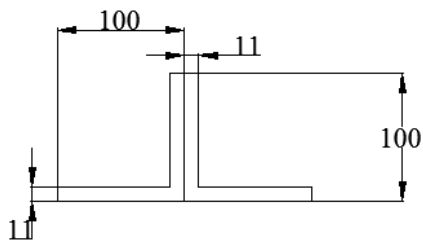
La figure suivante montre les détails des profilés :



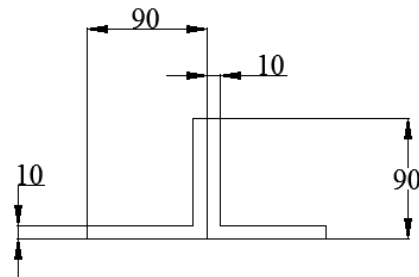
Détail contreventement inférieur N°1.



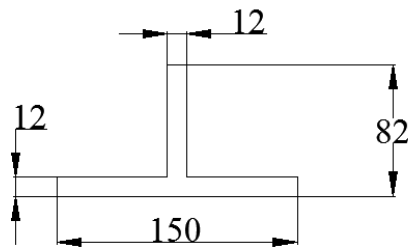
Détail contreventement inférieur N°2.



Détail contreventement inférieur N°3.



Détail contreventement inférieur N°4.



Détail contreventement inférieur N°5.

**Figure 5.12** - Détail contreventements inférieurs.

### 5.2.6 - Tablier

La tôle métallique est caractérisée par une épaisseur de 12 mm. Elle rend possible les inspections sur place des éléments du pont. Sa fonction de participation à la résistance est faible par rapport aux autres éléments porteurs. **(Photo 5.3)**



**Photo 5.3** - Vue générale du tablier.

Le tableau suivant résume les aires des sections des éléments du pont

Profilé		Section (mm <sup>2</sup> )
Membrure supérieure		12860
Membrure inférieure		12860
Montant appui		9456
Montant courant		1989
Longeron		10900
Pièce de pont		8500
Traverse inférieure		2718
Contreventement longitudinal		6400
Contreventement transversal		1989
Contreventement inférieur	N°1	6200
	N°2	5208
	N°3	4158
	N°4	3400
	N°5	2640

**Tableau 5.1** - Aires des sections utilisées

### 5.3 - Matériaux

La partie métallique du pont est faite en fer puddlé dont les propriétés sont les suivantes : (P. Monadier., 1992).

{	$\sigma_e = 160$ MPa	Contrainte limite élastique
	$\sigma_r = 300$ MPa	Contrainte à la rupture
	$5 \% < \Delta l < 25 \%$	Allongement à la rupture
	$E = 2,5.108$ kN/m <sup>2</sup>	Module d'élasticité
	$D = 7,4$ T/m <sup>2</sup>	Densité

### 5.4 - Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes proviennent du poids propre de la structure et des éléments suivants :

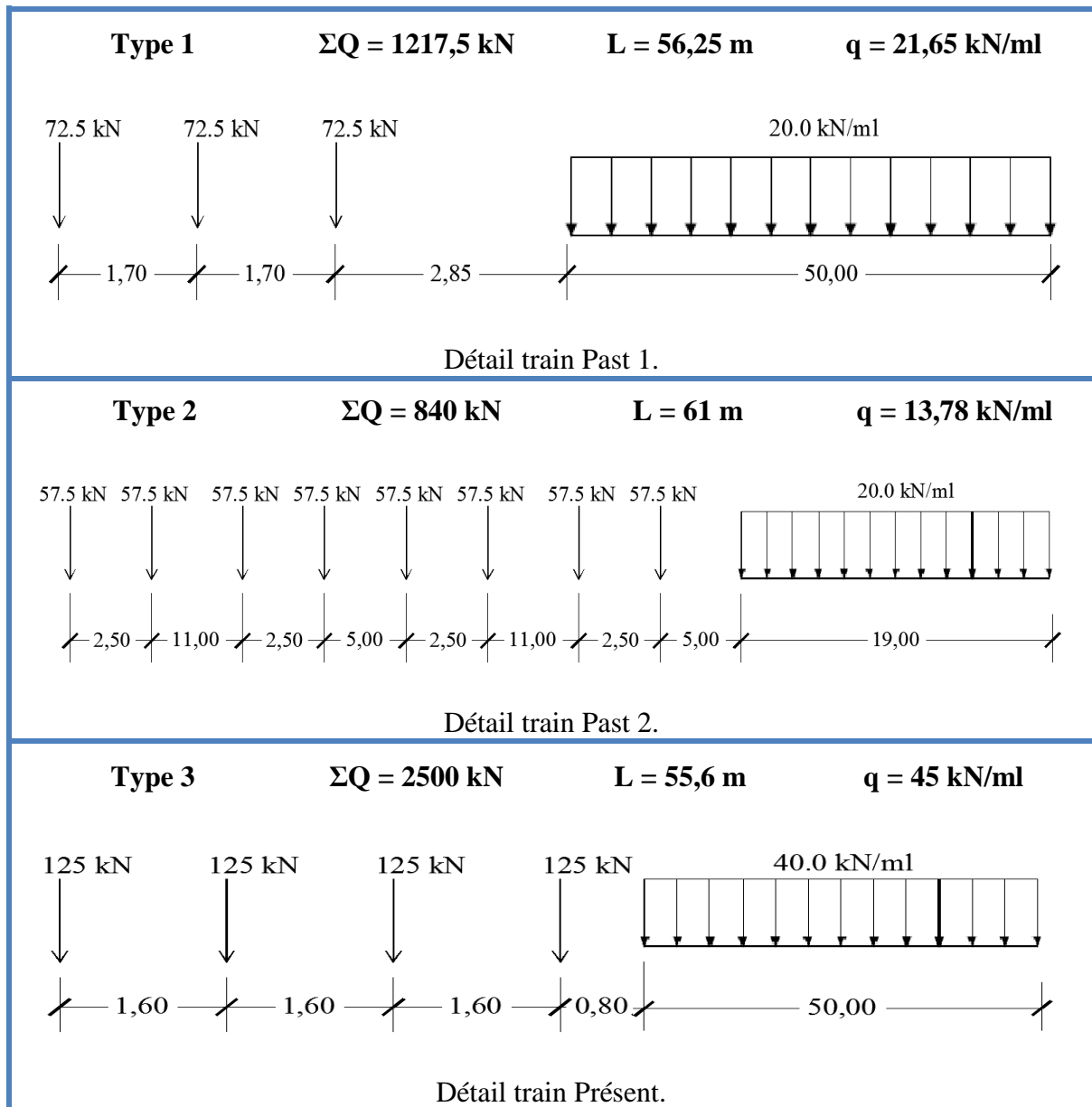
- Garde-corps	$G = 1.0$ kN/ml
- Rail	$G = 0.80$ kN/ml
- Traverses bois	$G = 0.228$ kN/ml (Espacement : 0.833m)

Pour les surcharges d'exploitation, la charge à étudier est celle des trains qui passent chaque jour sur le pont depuis qu'il est en service. La base de donnée de la SNTF nous permet de définir trois types de trains comme l'indique le tableau suivant (**tableau 5.2**)

Traffic Periods	Train Type	Nb / J	$n_i$
1890-1940	Past 1	6	109500
1940-1962	Past 2	6	48180
1962-2012	Present	10	182500

**Tableau 5.2** - Le spectre du trafic ferroviaire – Tlemcen

Ces trois types de trains peuvent être modélisés comme suit :



**Figure 5.13** - Détail des trains.

### 5.5 - Effets de la température

Le gradient thermique est supposé modéré (climat méditerranéen du site) donc sans grande influence sur le comportement de la structure.

### 5.6 - Modélisation

Il s'agit de définir une modélisation qui doit être compatible avec le comportement de la structure. Le logiciel utilisé est le SAP 2000 version 15. Ce dernier permet un calcul statique et dynamique en se basant sur la méthode des éléments finis (**figure 5.3**).

## CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA FATIGUE

Depuis 123 ans, le pont est toujours en service, il y a une plus grande probabilité de défaillance due à la fatigue que cause la surcharge statique. une évaluation à la fatigue est donc nécessaire pour déterminer la durée de vie restante du pont étudié.

### **6.1 - Actions pouvant provoquer des effets de fatigue.**

Si des charges sont susceptibles de provoquer des effets de fatigue dans certains éléments de la construction, en particulier dans des pièces courtes soumises à un grand nombre de répétitions de charges voisines de celles prises en compte dans les calculs, il y a lieu de faire des vérifications spéciales. Ces dernières tiennent compte du spectre des charges durant la vie de l'ouvrage.

### **6.2 - Règlements**

- ❖ Eurocode 3 *EN 1993-2* partie 9
- ❖ Taras & Greiner pour les classifications des détail de construction.
- ❖ Document de SETRA.

### **6.3 - Valeur de l'étendue de contrainte $\Delta\sigma$**

Dans notre étude, l'étendue de contrainte prend le forme suivante :  $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$  avec :

$\sigma_{\max}$  : la contrainte due aux charges permanentes G + la surcharge d'exploitation du train Q.

$\sigma_{\min}$  : la contrainte due aux charges permanentes G.

=>  $\Delta\sigma$  devient la contrainte due à la surcharge d'exploitation du train Q.

### **6.4 - Classification des détails de construction**

Le pont est constitué d'éléments en fer puddlé assemblés entre eux par rivetage. Donc la valeur de détail de construction à prendre en compte dans la courbe *S-N* pour tous les éléments de l'ouvrage est :  $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ .

### **6.5 - Etapes de vérification**

La vérification en fatigue comporte quatre étapes comme indique la figure 4.1.

#### **6.5.1 - Phase 1 :**

Pas de phase 1 dans notre étude, car cette dernière est réservée que pour les nouvelles structures. La vérification passe directement à la phase 2.

#### **6.5.2 - Phase 2 :**

Il s'agit de calculer et évaluer les dommages sur le pont depuis qu'il est en service jusqu'à maintenant.

#### **a - Présentation des cas de chargement**

Le pont va être chargé des trois types de trains (voir section 5.4) selon trois manières différentes afin de déterminer l'étendue de contrainte maximale de chaque élément du pont. Ces trois cas de chargements sont les suivants :

- ✓ 1ere cas : le train est placé sur l'une des travée de rives;
- ✓ 2éme cas : le train est placé la travée centrale et sur l'une des travée de rives;
- ✓ 3éme cas : le train est placé sur tout le pont.

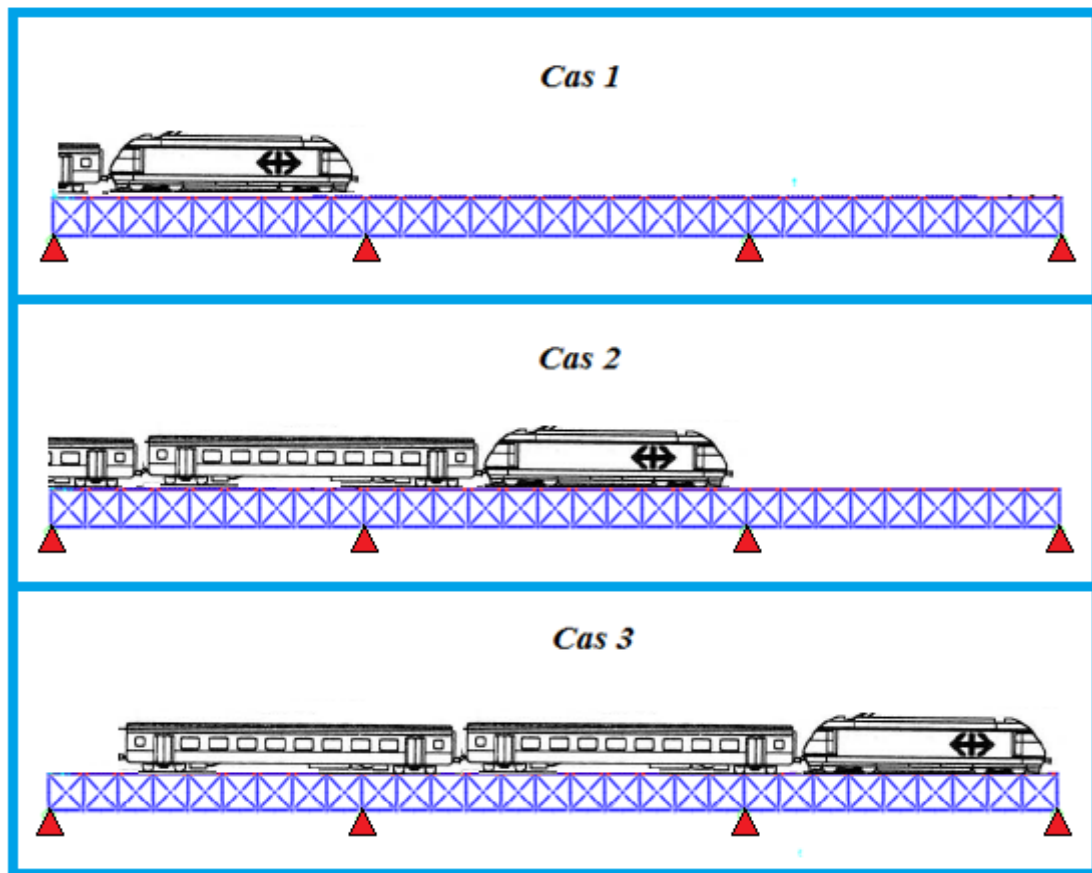


Figure 6.1 - Détail de chargement.

## b - Résultats obtenues de $\Delta\sigma$

### i - Train type "Past 1"

Les résultats du "Past 1" sont dans le tableau ci-dessous :

Sections	$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Membrure supérieure	11.78	11.42	10.92
Membrure inférieure	32.60	28.76	22.37
Montant	15.28	32.32	32.64
Pièce de pont	69.99	70.02	74.63
Longeron	11.80	20.2	35.15
Diagonale transversale	7.80	12.59	19.59
Diagonale longitudinale	17.22	26.58	28.91
Traverse inférieure	10.23	15.36	15.13

Tableau 6.1 - Valeurs du chargement "Past 1"

**ii - Train type "Past 2"**

Les résultats du "Past 2" sont dans le tableau ci-dessous :

Sections	$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Membrure supérieure	7.92	7.35	5.92
Membrure inférieure	18.46	17.83	14.64
Montant	10	17.07	20.92
Pièce de pont	53.035	39.22	60.3
Longeron	17.92	18.64	20.14
Diagonale transversale	4.15	7.50	11.83
Diagonale longitudinale	39.11	40.05	42.6
Traverse inférieure	7.29	8.10	10.32

**Tableau 6.2 - Valeurs du chargement "Past 2"**

**iii - Train type "Present"**

Les résultats du "Present" sont dans le tableau ci-dessous :

Sections	$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Membrure supérieure	28.66	28.47	22.64
Membrure inférieure	72.04	61.97	57.84
Montant	37.95	65.44	67.52
Pièce de pont	136.49	137.98	145.36
Longeron	46.41	45.35	53
Diagonale transversale	15.40	26.20	40.80
Diagonale longitudinale	28.73	54.67	54.60
Traverse inférieure	15.42	20.63	21.87

**Tableau 6.3 - Valeurs du chargement "Present"**

**Remarque :**

D'après l'Eurocode 3, pour les sections ou les assemblages en fer puddlé qui ont une entendue de contrainte  $\Delta\sigma < 50$  N/mm<sup>2</sup> ne sont pas soumis au risque de la fatigue.

$\Delta\sigma$  max de chaque élément = max ( $\Delta\sigma_{cas1}$  ;  $\Delta\sigma_{cas2}$  ;  $\Delta\sigma_{cas3}$ ).

Les résultats à prendre en compte des trois cas de chargement sont dans le tableau suivant



Sections	$\Delta\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Past 1	Past 2	Present
Membrure supérieure	/	/	/
Membrure inférieure	/	/	72.04
Montant	/	/	67.52
Pièce de pont	74.63	60.3	145.36
Longeron	/	/	53
Diagonale transversale	/	/	/
Diagonale longitudinale	/	/	54.67
Traverse inférieure	/	/	/

**Tableau 6.4** - Valeurs du chargement max

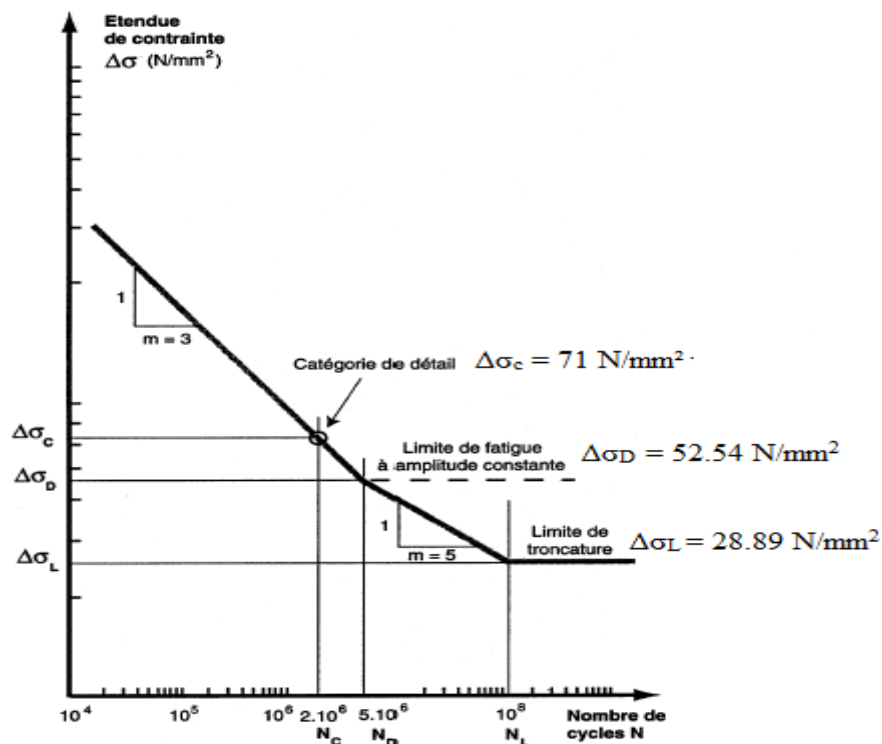
D'après le tableau précédent, on remarque que la membrure supérieure, les diagonales transversales et les traverses inférieures ne sont pas soumis au risque de la fatigue.

#### c - Valeurs de $n_i$

$n_i$  est le nombre de cycle réel depuis que la structure est en service. Les valeurs de  $n_i$  sont tirées des statistiques de la SNTF et données dans le (tableau 5.2) section 5.4 .

#### d - Détermination de cycles $N_i$

La détermination de  $N_i$  se fait a partir de la courbe de Wöhler comme suit :



**Figure 6.2** - Courbe S-N pour  $\Delta\sigma_c = 71$  N/mm<sup>2</sup>

Loi de Wöhler  $N_i = C \Delta\sigma_i^{-m}$  .....(6.1)

Où:  $\Delta\sigma$  : Etendue de contrainte (**tableau 6.4**)  
 $N$  : Nombre de cycles déduit de la courbe  
 $C$  : Constante représentant l'effet de détail de construction  
 $m$  : Pente de la droite de la moyenne des résultats

#### Détermination de la constante C

La valeur de la constante C peut être obtenue pour le détail de construction à partir de la loi de Wöhler avec  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$  et  $N_i = N_c = 2.10^6$  cycles pour  $m = 3$ .

$$C = N_c \Delta\sigma_c^m = 2.10^6 \times 71^3 \Rightarrow C = 7.16 \cdot 10^{11}$$

La même chose pour  $m = 5$ , on obtient :

$$C = N_D \Delta\sigma_D^m = 5.10^6 \times 52.54^5 \Rightarrow C = 2 \cdot 10^{15}$$

Les résultats de  $N_i$  sont donnés dans le (**tableau 6.5**)

Trains	Sections	$\Delta\sigma_i$ (N/mm <sup>2</sup> )	m	C	$N_i$ (cycles)
Past 1	Pièce de pont	74.63	3	$7.16 \cdot 10^{11}$	$1.72 \cdot 10^6$
Past 2	Pièce de pont	60.3	3	$7.16 \cdot 10^{11}$	$3.26 \cdot 10^6$
Present	Membrure inférieure	72.04	3	$7.16 \cdot 10^{11}$	$1.91 \cdot 10^6$
	Montant	67.52	3	$7.16 \cdot 10^{11}$	$2.32 \cdot 10^6$
	Pièce de pont	145.36	3	$7.16 \cdot 10^{11}$	$2.33 \cdot 10^5$
	Longeron	53	3	$7.16 \cdot 10^{11}$	$4.8 \cdot 10^6$
	Diagonale longitudinale	54.67	3	$7.16 \cdot 10^{11}$	$4.38 \cdot 10^6$

**Tableau 6.5** - Valeur de  $N_i$  pour chaque  $\Delta\sigma_i$ .

#### e - Calcul du dommage

Loi de Miner-Palmgren  $D_{tot} = \sum_i \frac{n_i}{N_i} < 1$  ..... (6.2)

On va déterminer le dommage pour chaque élément de l'ouvrage

Trains	Sections	$\Delta\sigma_i$ (N/mm <sup>2</sup> )	$n_i$ (cycles)	$N_i$ (cycles)	$D_{tot}$
Past 1	Pièce de pont	74.63	109500	$1.72 \cdot 10^6$	0.063
Past 2	Pièce de pont	60.30	48180	$3.26 \cdot 10^6$	0.014
Present	Membrure inférieure	72.04	182500	$1.91 \cdot 10^6$	0.095
	Montant	67.52	182500	$2.32 \cdot 10^6$	0.078
	Pièce de pont	145.36	182500	$2.33 \cdot 10^5$	0.783
	Longeron	53.00	182500	$4.8 \cdot 10^6$	0.038
	Diagonale longitudinale	54.67	182500	$4.38 \cdot 10^6$	0.041

**Tableau 6.6** - Résultats du dommage causé par les trois types de trains.

### Vérification

Il s'agit de vérifier le cumul de dommage de chaque élément du pont et qui doit être inférieur à 1 (**tableau 6.7**).

Sections	$D_{tot}$			
	Past 1	Past 2	Present	Total < 1
Membrure supérieure	/	/	/	0
Membrure inférieure	/	/	0.095	0.095
Montant	/	/	0.078	0.078
Pièce de pont	0.063	0.014	0.783	0.86
Longeron	/	/	0.038	0.038
Diagonale transversale	/	/	/	0
Diagonale longitudinale	/	/	0.041	0.041
Traverse inférieure	/	/	/	0

**Tableau 6.7** - Résultats du dommage total.

Pour tous les éléments du pont  $D_{tot} < 1$  ..... Condition vérifiée.

### f - Calcul de la durée de vie

La durée de vie en année, s'écrit :  $T_{fat}(ans) = \frac{1}{D_{tot}} \dots \dots \dots (6.3)$

Sections	$D_{tot}$	$T_{fat}$ (ans)
Membrure supérieure	0	$\infty$
Membrure inférieure	0.095	10.52
Montant	0.078	12.82
Pièce de pont	0.86	1.16
Longeron	0.038	26.31
Diagonale transversale	0	$\infty$
Diagonale longitudinale	0.041	24.40
Traverse inférieure	0	$\infty$

**Tableau 6.8** - Durée de vie restante pour les éléments soumis à la fatigue.

## Vérification

Les calculs ont montré que les éléments les plus atteints par la fatigue sont les pièces de pont (durée de vie restante = 1.16 ans). Elles ont une durée de vie  $T_{fat} < 10$  ans, on peut conclure qu'il y a risque de rupture par fatigue à court terme concernant ces éléments. Des solutions vont être proposées dans la phase 4 de vérification.

### 6.5.3 - Phase 3 :

Pas de phase 3 puisque :

- $D_{tot}$  de chaque élément de l'ouvrage  $< 1$  ;
- Aucune fissure détectée.

### 6.5.4 - Phase 4 :

Il s'agit de donner des solutions pour les pièces les plus touchées par le phénomène de fatigue (pièces de pont). Les solutions proposées sont indiquées sur la figure suivante :

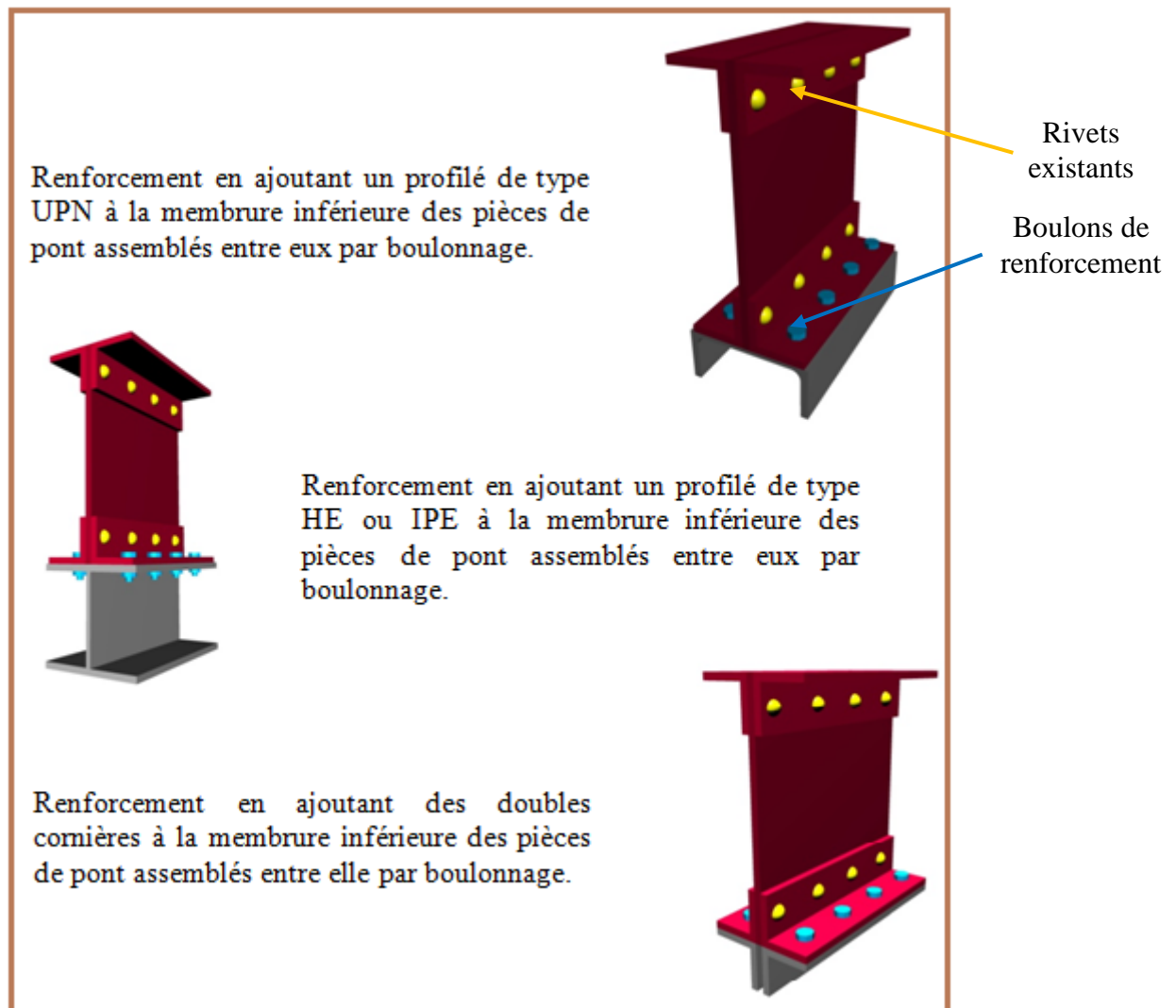


Figure 6.3 - Solutions Proposées.

## **CHAPITRE 7 - ETUDE SISMIQUE**

### **7.1 - Introduction**

Le séisme est l'un des phénomènes naturels des plus dévastateurs et destructeurs causant d'énormes dégâts humains et matériels. (M. Ait Belkacem., 2010)

Les tremblements de terre tels que celui de Loma Prieta (San Francisco, 1989), Northridge (Californie, 1994), et Kobé (Japon, 1997) ont touché aussi bien les structures d'habitation, que les ouvrages d'art tels que les ponts, dont certains sont considérés comme ouvrages stratégiques qui doivent en principe rester fonctionnels en cas de séisme.

Les différentes campagnes d'investigations post-sismiques réalisées sur les ponts, ont permis de constater que ceux construits dans des zones à forte sismicité continuent d'être vulnérables aux séismes et ce malgré les ajustements considérables apportés dans les normes de conception, ayant permis de corriger les lacunes majeures des éditions précédentes.

### **7.2 - Catégories de dommages subis par les ponts**

Les enseignements tirés des séismes précédents ont aidé les concepteurs à identifier et classer les différents types de dommages subis par les ponts en trois grandes catégories suivantes :

- La perte d'assise
- La fragilité
- Liquéfaction et tassement des sols

#### **7.2.1 - La perte d'assise**

Sous une importante sollicitation sismique causant la rupture des appareils d'appui, les butées de sécurité et de blocage entrent en jeu afin d'éviter les déplacements entre le tablier et ses appuis. Pourtant, il arrive que ces déplacements soient tellement importants qu'ils conduisent à la destruction des butées entraînant ainsi l'effondrement du tablier.

#### **7.2.2 - La fragilité**

Lors des séismes, les piles sont les éléments structuraux qui ont subi le plus de dommages caractérisés par une série de défaillances dues à la combinaison des deux facteurs flexion-effort tranchant.

#### **7.2.3 - La liquéfaction et tassement des sols**

Dans certains sols, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations de grande amplitude.

A partir des investigations post-sismiques sur des ponts construits sur des sites sujets à ce phénomène, il a été constaté qu'ils ont subi des dégâts très importants les conduisant parfois jusqu'à la ruine.

### 7.3 - Calcul des action sismiques

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

#### 7.3.1 - Données

##### a - Règlement

Le règlement utilisé est Le RPOA 2008 (Règlement parasismique des ouvrages d'arts).

##### b - Classification des zones sismiques

L'ouvrage est situé dans la région de Sabra - Tlemcen, soit en zone I, dite de faible sismicité, au sens du zonage sismique national (**Annexe C**).

Sabra, Tlemcen => Zone I

##### c - Classification de l'ouvrage

L'ouvrage est destiné pour une liaison ferroviaire, il est considéré comme un pont stratégique donc appartenant à la catégorie d'importance 1.

Pont stratégique Liaisons ferroviaires => Groupe 1

##### d - Coefficient d'accélération A

Selon le RPOA, le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

- Zone 1
  - Groupe 1
- } A = 0.15

##### e - Catégorie du sol

La classe de sol est la classe S2 site ferme (Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très sur consolidées sur 10 à 20m d'épaisseur). La vitesse d'onde de cisaillement  $V_s \geq 400\text{m/s}$ .

##### f - Amortissement $\xi$ (%)

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique  $\xi$  (%) pour l'acier boulonné est de 4. On peut adopter la même valeur pour les éléments rivetés.

##### g - Facteur de correction de l'amortissement $\eta$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \dots \dots \dots (7.1)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08$$

**7.3.2 - Choix de la méthode de calcul**

La détermination de la réponse d’une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul .

- Analyse modale spectrale
  - ~~Analyse modale temporelle~~
  - ~~Analyse dynamique linéaire~~
  - ~~Analyse par intégration directe~~
  - ~~Analyse temporelle non linéaire~~
- } Dans notre étude on va prendre la méthode modale spectrale

**i - Principe de la méthode**

L'analyse sismique des structures complexes se fait généralement par analyse modale spectrale. Cette méthode d'analyse générale permet la méthode d'analyse spectrale monomodale, utilisée pour les ouvrages courants.

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Modéliser la structure
- Déterminer le spectre de réponse de l'ouvrage.
- Choisir le nombre de modes.
- Calculer les fréquences et les modes propres.
- Calculer les combinaisons sismiques.

**ii - Composante horizontale**

Le spectre de réponse élastique (Sae ) pour les deux composantes horizontales est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d’amortissement (ξ) de l’ouvrage.

$$Sae^H (T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A g S \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta A g S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta A g S \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta A g S \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases} \dots \dots \dots (7.2)$$

- g : accélération de la pesanteur (g=9,81m/s<sup>2</sup>)
- S : coefficient de site
- A : coefficient d'accélération
- η : facteur de correction de l'amortissement
- ξ : taux d’amortissement
- T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site données dans le **tableau 7.1** ci après.

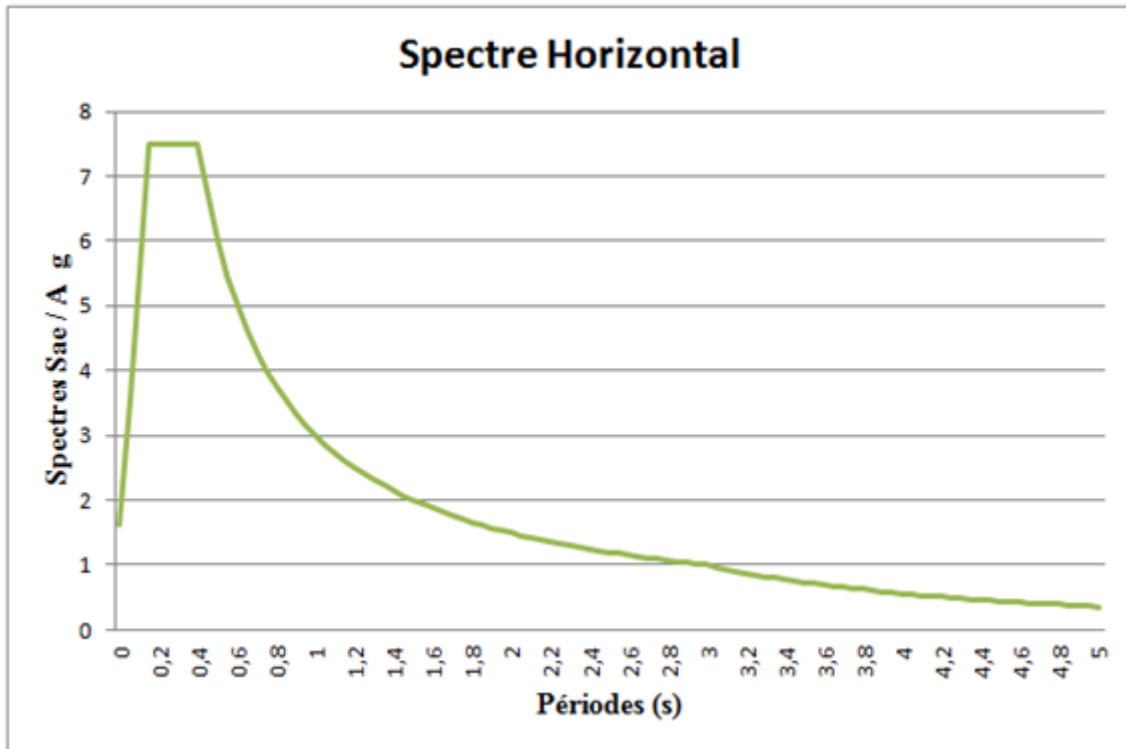
Catégorie du site	S2
T <sub>1</sub>	0.15
T <sub>2</sub>	0.40
S	1.1

**Tableau 7.1** - valeur de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> pour la composante horizontale.

Source : RPOA

$$Sae^H = \begin{cases} 1.62 + 18.34T & 0 \leq T \leq 0.15 \\ 4.37 & 0.15 \leq T \leq 0.40 \\ \frac{1.75}{T} & 0.40 \leq T \leq 3.0 \\ \frac{5.24}{T^2} & T \geq 3.0 \end{cases}$$

L'allure du spectre de la composante horizontale est donnée dans la **figure 7.1**



**Figure 7.1** - Spectre de réponse élastique composante horizontale à 5% d'amortissement.

**iii - Composante verticale**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donne en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$Sae^V (T)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha A g \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \alpha \eta A g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \alpha \eta A g \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \alpha \eta A g \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases} \dots \dots (7.3)$$

- g : accélération de la pesanteur (g=9,81m/s<sup>2</sup>)
- A : coefficient d'accélération
- $\alpha$  : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : pour la zone sismique I on a  $\alpha = 0,7$



$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site données dans le **tableau 7.2** ci après.

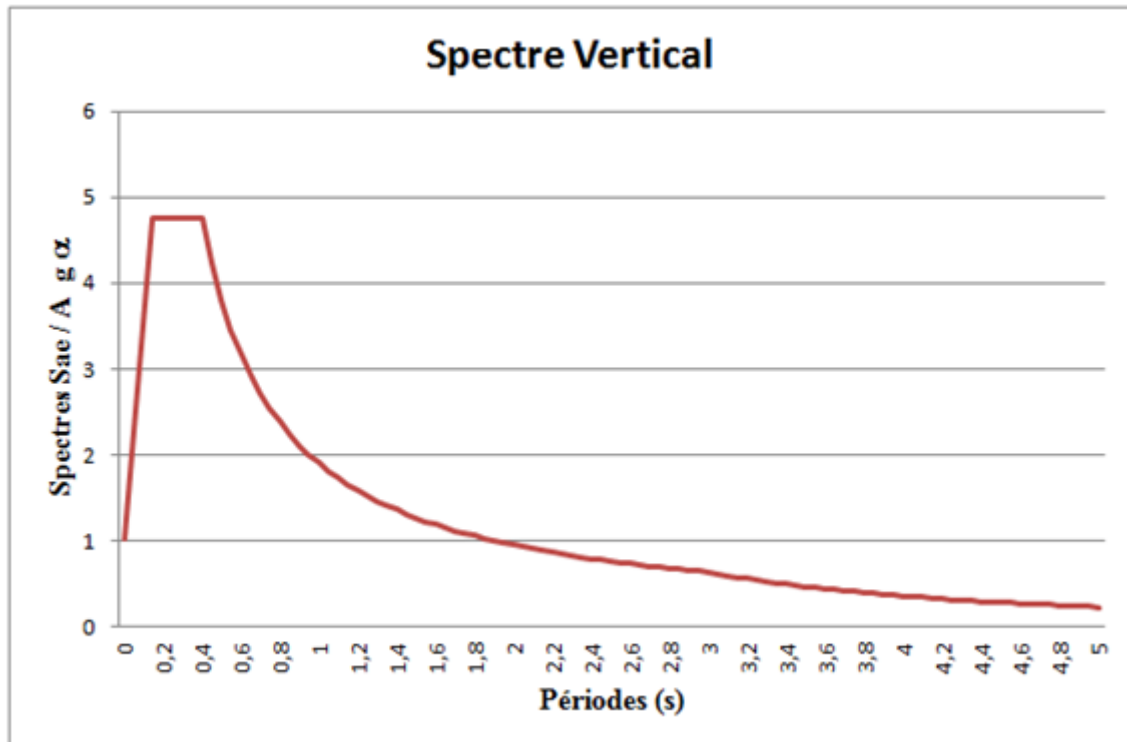
Catégorie du site	S2
$T_1$	0.15
$T_2$	0.40

**Tableau 7.2** - valeur de  $T_1$  et  $T_2$  pour la composante verticale.

Source : RPOA

$$S_{ae}^V = \begin{cases} 1.03 + 11.67T & 0 \leq T \leq 0.15 \\ 2.78 & 0.15 \leq T \leq 0.40 \\ \frac{1.112}{T} & 0.40 \leq T \leq 3.0 \\ \frac{3.34}{T^2} & T \geq 3.0 \end{cases}$$

L'allure du spectre de la composante horizontale est donnée dans la **figure 7.2**



**Figure 7.2** - Spectre de réponse élastique composante verticale à 5% d'amortissement.

### 7.3.3 - Modes propres

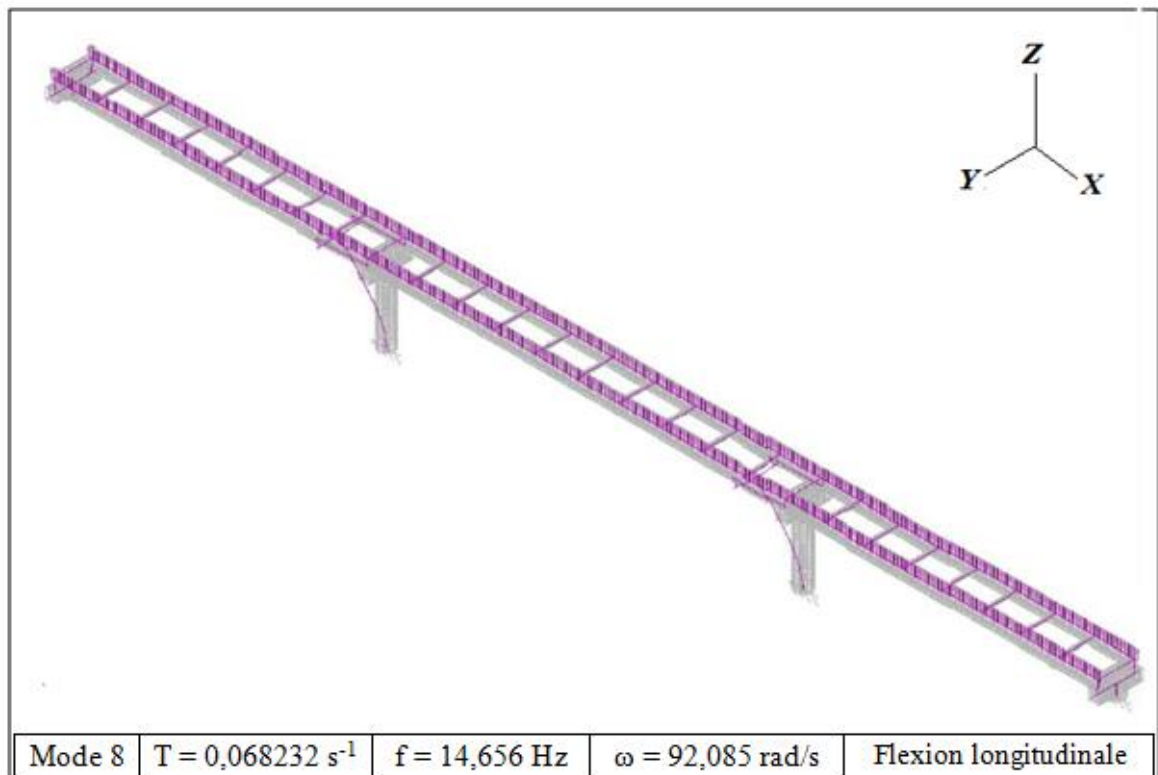
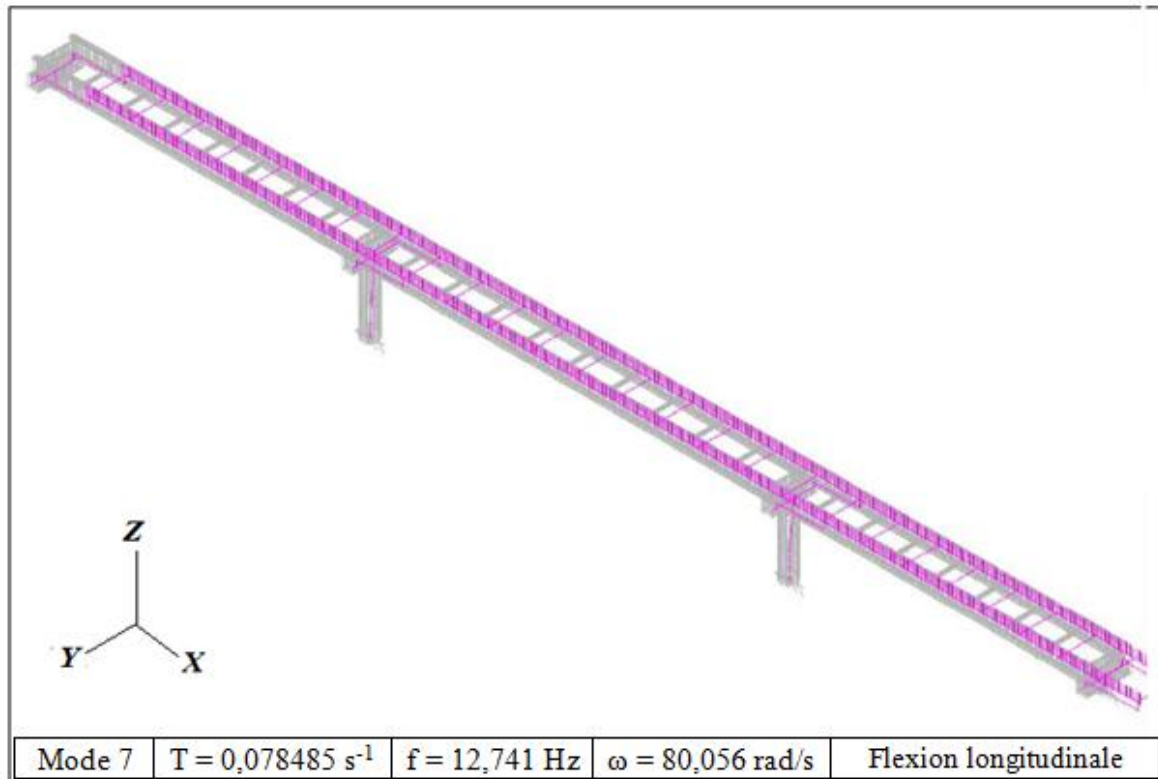
L'analyse modale de l'ouvrage se compose de 30 modes propres de vibration. Les résultats donnés dans le **tableau 7.3**

<b>Mode N°</b>	<b>Période T (Sec)</b>	<b>Fréquence f (Hz)</b>	<b>Pulsation <math>\omega</math> (rad/sec)</b>	<b>Type de déformation</b>
1	0,180568	5,5381	34,797	Flexion longitudinale
2	0,138887	7,2001	45,24	Flexion transversale
3	0,127824	7,8232	49,155	Flexion longitudinale
4	0,124243	8,0488	50,572	Torsion
5	0,110644	9,038	56,787	Flexion transversale
6	0,109427	9,1385	57,419	Flexion longitudinale
7	0,078485	12,741	80,056	Flexion longitudinale
8	0,068232	14,656	92,085	Flexion longitudinale
9	0,065472	15,274	95,967	Flexion longitudinale
10	0,064851	15,42	96,887	Torsion
11	0,063527	15,741	98,906	Flexion longitudinale
12	0,060485	16,533	103,88	Flexion longitudinale
13	0,060135	16,629	104,48	Torsion
14	0,058379	17,13	107,63	Flexion longitudinale
15	0,058298	17,153	107,78	Flexion longitudinale
16	0,057107	17,511	110,03	Flexion transversale
17	0,054724	18,273	114,82	Flexion longitudinale
18	0,054656	18,296	114,96	Flexion longitudinale
19	0,054275	18,425	115,76	Torsion
20	0,054135	18,472	116,06	Flexion longitudinale
21	0,053833	18,576	116,72	Torsion
22	0,051073	19,58	123,02	Flexion longitudinale
23	0,050659	19,74	124,03	Flexion longitudinale
24	0,0506	19,763	124,17	Flexion longitudinale
25	0,04892	20,442	128,44	Flexion longitudinale
26	0,048858	20,468	128,6	Flexion transversale
27	0,048848	20,472	128,63	Flexion longitudinale
28	0,047646	20,988	131,87	Flexion longitudinale
29	0,046975	21,288	133,76	Flexion longitudinale
30	0,046932	21,307	133,88	Flexion longitudinale

**Tableau 7.3** - Table des périodes, fréquences et pulsations

**i - Composante longitudinale**

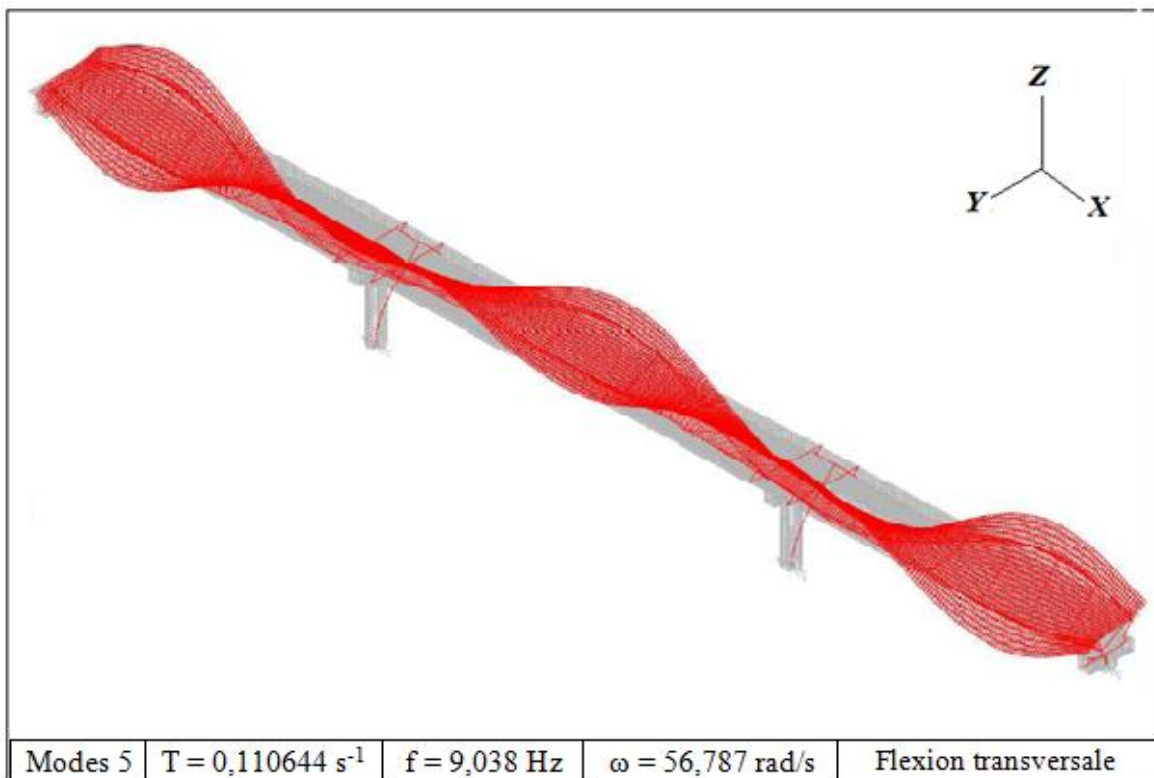
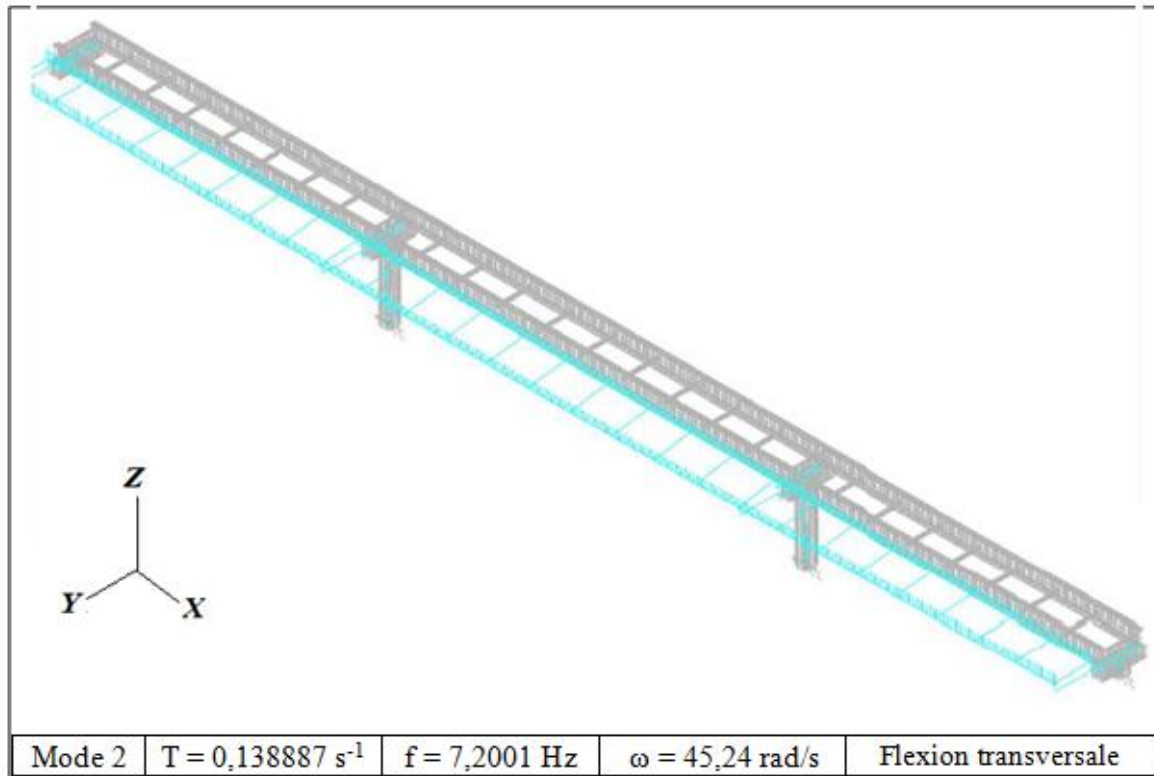
La composante longitudinale du séisme est suivant l'axe X. Elle est obtenue par le spectre horizontal (**figure 7.3**).



**Figure 7.3** - Effet de la composante longitudinale.

**ii - Composante transversale**

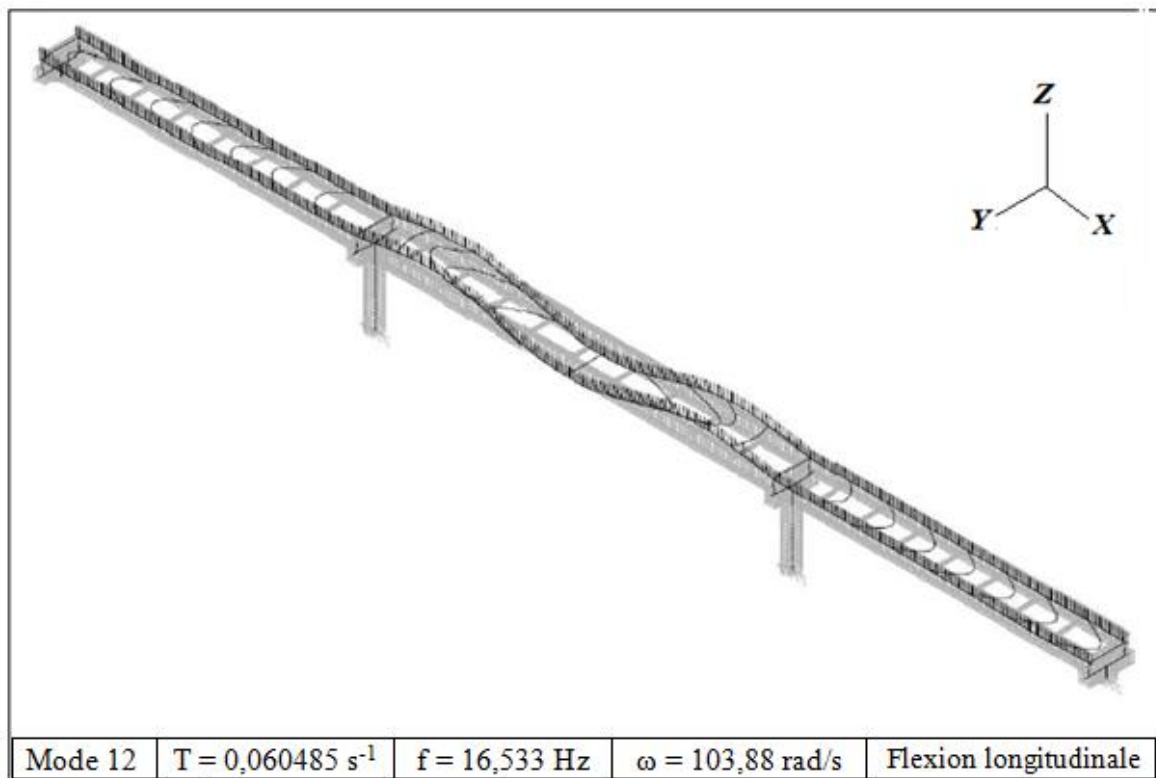
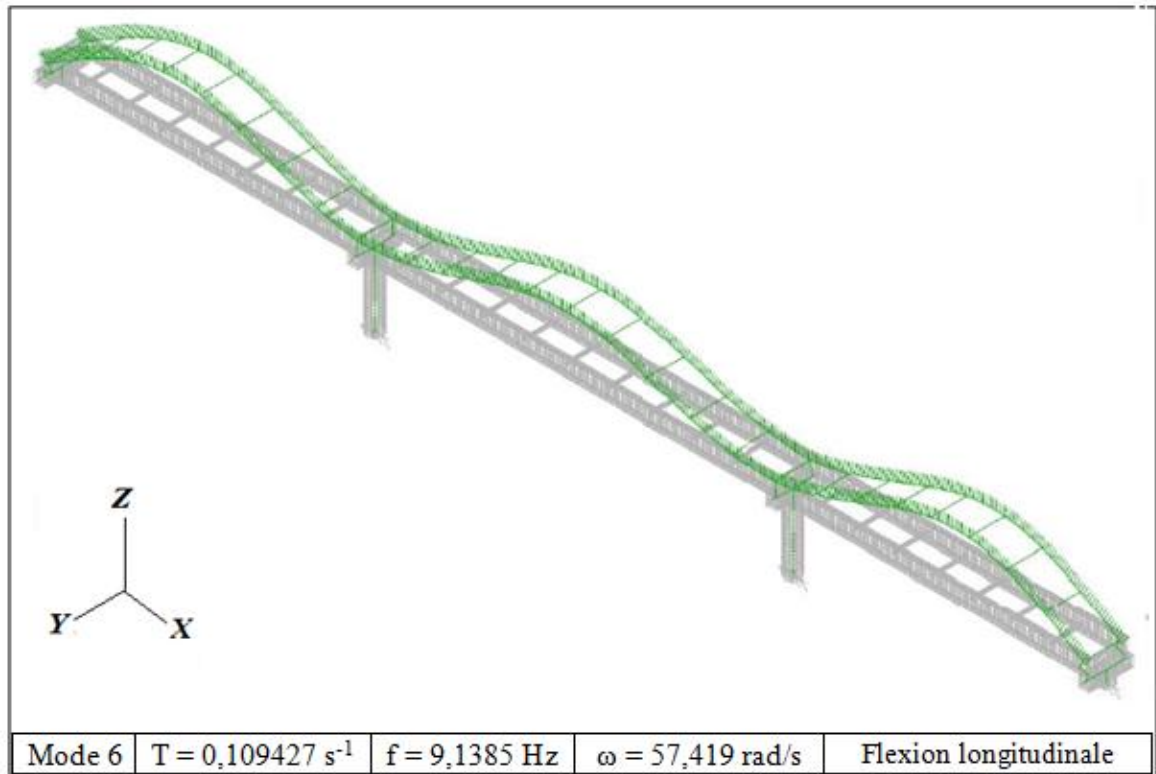
La composante transversale du séisme est suivant l'axe Y. Elle est obtenue par le spectre horizontal (**figure 7.4**).



**Figure 7.4** - Effet de la composante transversale.

### iii - Composante verticale

La composante transversale du séisme est suivant l'axe Z. Elle est obtenue par le spectre vertical (**figure 7.5**).



**Figure 7.5** - Effet de la composante verticale.

### 7.3.4 - Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale  $E$ , du a l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux  $X$  et  $Y$  et de l'axe vertical  $Z$ , peut être estime, a partir des effets d'actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  dus a l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \dots \dots \dots (7.4) \\ E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \end{array} \right.$$

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives  $X$ ,  $Y$  et  $Z$ .

Pour les ponts rails, la combinaison a l'ELS suivante est a considérer :

$$G + E + 0.3 Q \dots \dots \dots (7.5)$$

Où;  $G$  : L'ensemble des actions permanentes  
 $E$  : Combinaison sismique la plus défavorable  
 $Q$  : actions variables des charges d'exploitation

Les résultats de l'effet des combinaison sismique max sur les éléments du pont sont donnés dans le tableau suivant.

Eléments	$\sigma_{\max}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Membrure supérieure	4.62
Membrure inférieure	60.92
Montant	59.44
Pièce de pont	96.78
longeron	16.48
Diagonale transversale	36.07
Diagonale longitudinale	35.11
Traverse inférieure	39.68

**Tableau 7.4** - Contraintes max dues au séisme.

### 7.4 - Conclusion et interprétation

D'après les résultats obtenus on remarque que la contrainte max est inférieure la limite d'élasticité du matériau (fer puddlé) qui vaut 160 N/mm<sup>2</sup> donc l'effet des actions sismiques n'ont pas une grande influence sur l'ouvrage étudié. Cela revient à la faible sismicité de la région.

## CONCLUSION

Il s'agit d'un pont métallique ferroviaire qui a été conçu à la fin du 19<sup>e</sup> siècle. Il se compose de trois travées reposant sur deux piles et deux culées. Le système structurel adopté est la triangulation entre les éléments (systèmes en treillis).

Le sujet de la fatigue est un domaine de structures assez complexe, après presque de 200 ans de recherches. La méthode de calcul du dommage de la fatigue, le plus utilisé, est basée sur le modèle de Palmgren-Miner et l'emploi des courbes S-N. Elle représente assez bien le comportement réel du métal mais il existe des théories plus modernes.

L'analyse par éléments finis du pont étudié a permis de déterminer les contraintes maximales appliquées sur chaque élément de l'ouvrage suivant les différents cas de chargement (trains) durant la vie du pont. Les contraintes étaient plus importantes sur les pièces courtes qu'aux pièces longues.

L'étude à la fatigue nécessite une connaissance de la valeur du chargement due aux trains actuels et du passé aussi. Ainsi, il est nécessaire de connaître le trafic des trains sur le pont depuis qu'il est en service. L'étude de la fatigue a amené à déterminer l'élément critique le moins résistant face aux charges cycliques. Dans notre étude il s'agit des pièces de ponts avec une durée de vie restante de 1,16 ans.

Un point clé est le choix de classification d'assemblage et toutes les conséquences de cette action. La catégorie de détail qui représente le mieux la résistance à la fatigue des ponts rivetés est le C71. Une autre possibilité est le mauvais choix de la catégorie de détail : une catégorie supérieure ou inférieure peut donner entre 5 et 10 ans de différence.

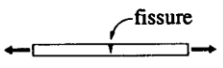
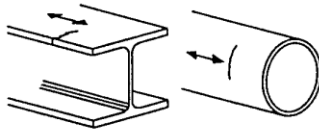

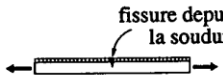
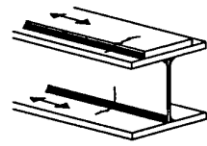
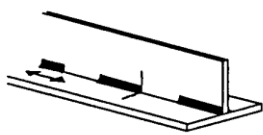
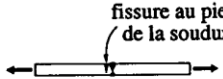
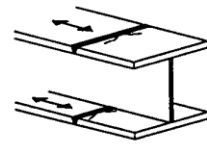

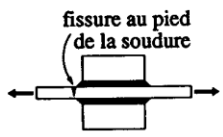
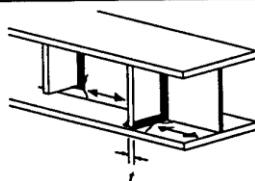
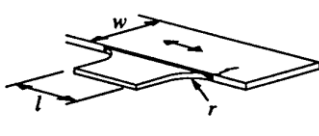
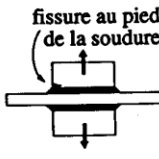
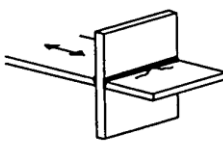
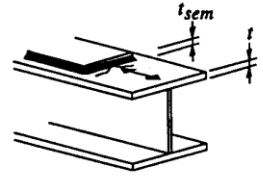
L'absence de la phase III de la vérification provient du manque d'expertise et de suivi dans le domaine. Les solutions proposées à court terme dans la phase VI doivent assurer une nouvelle durée de vie de 10 ans au minimum. On peut adopter d'autres solutions à long terme en remplaçant complètement la structure.

Une autre vérification consiste à déterminer le comportement dynamique du pont en tenant compte que de la partie métallique (tablier) du pont. Les résultats de l'analyse dynamique ont montré que les forces sismiques du calcul selon le règlement RPOA ne sont pas aussi importantes. Cela revient à la faible sismicité de la région.

Nous souhaitons ainsi, que notre travail servira de premier jalon d'une destination aussi intéressante dans le domaine du Génie Civil vers des sujets beaucoup plus importants notamment.

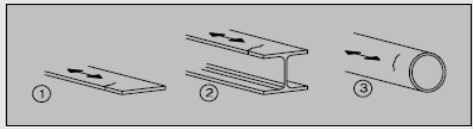


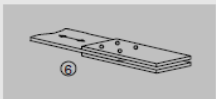
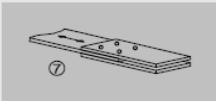
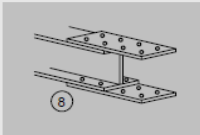
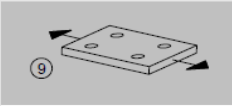
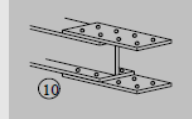
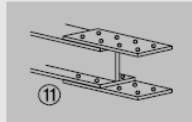
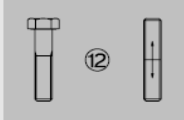
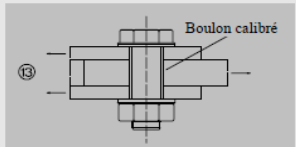
# ANNEXE A

## Classification des détails soudés selon l'Eurocode 3.

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

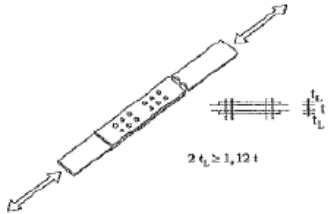
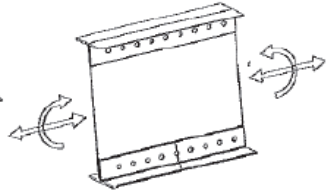
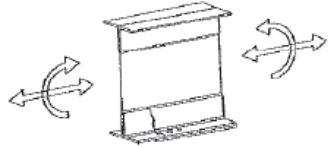
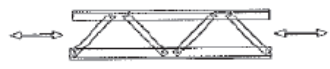
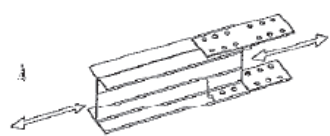
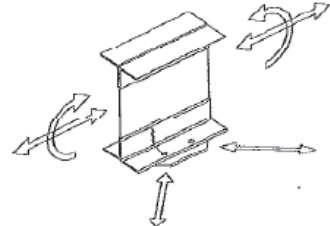



## Classification des détails soudés selon l'Eurocode 3.

Tableau L.1 — Détails non soudés — feuille 1/3			
Catégorie de détail	Détails constructifs	Description	Exigences
160		<p><b>Produits laminés et extrudés :</b></p> <p>1) Plaques et larges plats 2) Profils laminés 3) Profils creux sans soudures (voir tableaux L.6 et L.7).</p>	<p><b>Détails 1) à 3) :</b></p> <p>Arêtes vives, défauts de surface et de laminage à améliorer par meulage.</p>
140		<p><b>Plaques oxycoupées ou cisailées :</b></p> <p>4) Matériaux ayant subi un oxydage automatique suivi d'un usinage. 5) Matériaux ayant subi un oxydage automatique avec qualité de coupe définie dans l'ENV 1090-5 :</p> $\left( \begin{array}{l} U \leq 0,4 + 1,00a \\ R_z \leq 70 + 1,20a \end{array} \right)$	<p>4) Élimination de toute trace visible de défauts de bord. Les zones de coupe doivent être usinées ou meulées et toutes les bavures doivent être éliminées. 5) Toutes bavures à éliminer.</p>
125			<p><b>Détails 4) et 5) :</b></p> <p>- Pas de réparation par rechargement. - Parachèvement des angles rentrants (pente &lt; 1:4) ou des évidements par meulage de tous les défauts visibles. - Au niveau des évidements, il convient de déterminer la contrainte de calcul sur la base de la section nette.</p>
112		<p>6) Assemblage symétrique à double recouvrement avec boulons à haute résistance précontraints. 6) Assemblage symétrique à double recouvrement avec boulons à injection précontraints.</p>	<p>6) Contraintes à calculer à partir de la section brute. 6) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p>
90		<p>7) Assemblage à double recouvrement avec boulons calibrés. 7) Assemblage à double recouvrement avec boulons à injection non précontraints.</p>	<p>7) Contraintes à calculer à partir de la section nette. 7) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p>
		<p>8) Assemblage d'un seul côté avec boulons à haute résistance précontraints. 8) Assemblage d'un seul côté avec boulons à injection précontraints.</p>	<p>8) Contraintes à calculer à partir de la section brute. 8) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p>
		<p>9) Élément de structure comportant des trous soumis à des efforts axiaux et de flexion.</p>	<p>9) Contraintes à calculer à partir de la section brute.</p>
80		<p>10) Assemblage d'un seul côté avec boulons calibrés. 10) Assemblage d'un seul côté avec boulons à injection non précontraints.</p>	<p>10) Contraintes à calculer à partir de la section nette. 10) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p>
50		<p>11) Assemblage d'un seul côté avec boulons à injection non précontraints dans des trous à jeux normaux.</p>	<p>11) Contraintes à calculer à partir de la section nette.</p>
50'		<p>12) Boulons et tiges filetées tendus. Pour les boulons précontraints, l'étendue de contraintes dans le boulon dépend du niveau de précontrainte et de la géométrie de l'assemblage.</p>	<p>12) Contraintes de traction à calculer à partir de la section résistante de la vis.</p>
100 $m = 5$		<p><b>Boulons sollicités au simple ou double cisaillement :</b></p> <p>13) Boulons calibrés (boulons de qualités 5.6, 8.8 ou 10.9)</p>	<p>13)</p> <p>- Contrainte de cisaillement de calcul déterminée par rapport à l'aire de la tige du boulon. - Seuls les boulons calibrés travaillant en pression diamétrale sont couverts par cette catégorie de détail.</p>

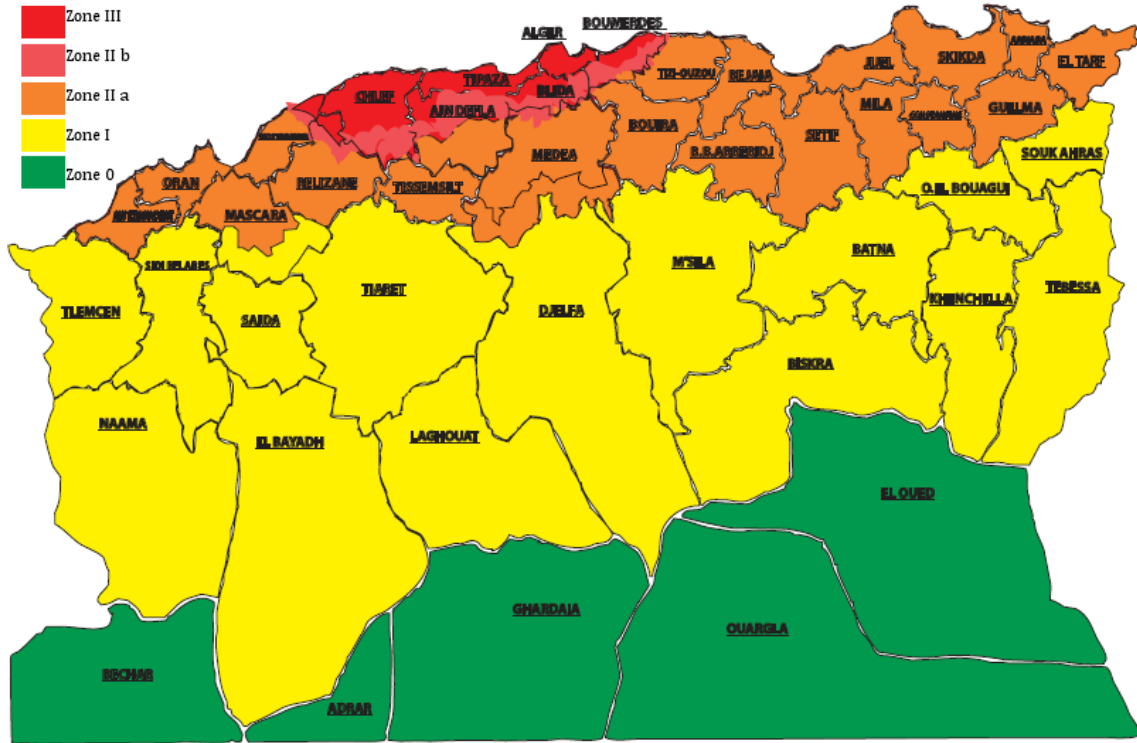
## ANNEXE B

### Classification des détails rivetés selon TARAS, GREINER.

Fatigue strength (MPa)	Constructional detail	Description and examples	Remarks
$\Delta\sigma_c = 90$ (80) $m = 5$		Symmetrical joint with splice plates	The ratio $\sigma_{bearing}$ to $\sigma_{net}$ must be smaller than 2
		<p>– Middle plates in two-shear connections are to be verified with <math>\Delta\sigma_c = 90</math></p> <p>– <math>\Delta\sigma_c = 80</math> applies for the splice plates themselves, so no verification is required when <math>2t_1 &gt; 1,12 t</math></p>	<p>When rivets of steel grade S144 or higher were employed no corrosion protection coating must have been applied</p> <p>If one of these conditions is not kept, <math>\Delta\sigma_c = 80</math> applies (70 for the gusset plates)</p>
$\Delta\sigma_c = 85, m = 5$		Continuous connection of flange angles and web plates in built-up girders $\Delta\sigma$ at the centre of the rivet	The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
		Continuous connection between cover plates and flange angles in built-up girders	The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
$\Delta\sigma_c = 85, m = 5$		Latticed members under tension or compression loads	The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$		One-shear joint with gusset plates	If the calculated shear force in the rivets is lower than the minimum value of slip resistance, $\Delta\sigma_c = 85$ can be used
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$	—	All cases for which normally $\Delta\sigma_c = 85$ applies if the minimum value of slip resistance in the rivet is exceeded	The calculated shear force per rivet and shearing area exceeds the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$		Area of the connection of a lateral bracing element to the tension flange of a girder	If the restraining effect of the lateral bracing element is considered during the calculation of the applied stress range $\Delta\sigma_c = 85$ can be used
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$		Onset of a cover plate	If the calculated shear force in the rivets is lower than the minimum value of slip resistance $\Delta\sigma_c = 85$ can be used

## ANNEXE C

Répartition du zonage sismique dans le territoire national selon RPOA 2008.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bernard Dubuisson (1984)**, *Encyclopédie Quillet tom 3*.
- C. Bricka (1894)**, *Cours de chemin de fer*. Ecole nationale des ponts et des chaussées
- David Bennett (2000)**, *Histoire et technique des ponts*. Edition Eyrolles, 2000.
- Eurocode 3**, *Calcul des structures en acier En 1993-1-9*
- François Ciolina (1984)**, *Construction métallique Tom 2 ouvrages d'art*. Edition Eyrolles, 1979.
- G. Sedlacek & F. Bijlaard (2008)**, *Assessment of Existing Steel Structures : Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*. First Edition, February 2008
- G.Grattesat (1987)**, *Conception des ponts*. Edition Eyrolles, 1987
- Hartmann Gérard (2006)**, *L'acier historique*.
- M. Lukic (2002)** Vérification à la fatigue d'un assemblage de charpente métallique - Revue Construction Métallique
- Manfred A Hirtz & Rolf Bez (1994)**, *Traité Génie Civil vol 10 Construction Métallique* . Ecole polytechnique fédérale de Lausanne
- Mounir Ait Belkacem (2010)**, Implication du projet RPOA sur la conception sismique des ponts en Algérie. Saad DAHLEB De Blida - Magister en Génie Civil.
- P. Monadier (1992)**, *Surveillance, auscultation et entretien des ouvrages maritimes*. Laboratoire régionale des ponts et chaussées Bordeaux
- RPOA 2008**, *Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art*.
- SETRA**, *Ponts métalliques et mixtes : résistance a la fatigue*. Edition 1996.
- Taras Andreas & Greiner Richard (2010)**, *Develompent and application of fatigue class catalogue for riveted bridge components*. Structural Engineering International.