

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche Scientifique

**U n i v e r s i t é A b d e r r a h m a n e M I R A**

**B e j a i a**

Faculté de technologie  
**Département de Génie Civil**

Spécialité : Structures

Réalisé par :

**FERKANE Kousseila, BOUBEGTITEN Lynda**

Dans le cadre de l'obtention du diplôme  
de Master en Génie Civil (Structures)

Thème Intitulé:

**Investigation et analyse des ponts  
métalliques  
(Cas du pont de Sqala)**

Proposer par :

**Mr. LARABAT Ziane Ahmed**

Soutenu publiquement le 12/10/2020 devant le jury suivant

**Président**

Mr. RAMDANI Lyes

**Examineur**

Mr. BANOUNE Brahim

**Encadreur**

Mr. LARABAT Ziane Ahmed

## *Remerciement.*

*Tout d'abord on tient à remercier le DIEU, le généreux, le tout puissant qui nous a donné la force et le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier toute personne qui nous ont aidés de près ou de loin.*

*Tout d'abord, nous adressons nos remerciements à notre encadreur Mr. Larabat. Z pour ses efforts afin de nous offrir une bonne formation en calcul des structures en charpente métalliques et une initiation au domaine du VOA.*

*Nous adressons nos remerciements respectueux à Mme. Yessad Amel et Mr. Yaici qui nous ont aider à acquérir les documents importants pour notre étude.*

*Et ensuite pour les membres de jury qui ont accepté d'évaluer et juger notre travail. Notre gratitude va également pour nos enseignants qui nous ont donné envie de continuer dans cette voie.*

## *Dédicace:*

*Je dédie ce travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant toute ma vie, qui ont su me donner une bonne éducation et qui m'ont permis d'arriver à ce stade, que dieu les protège et les garde aussi très longtemps.*

*A mon cher frère : Amine.*

*A ma chère sœur : Mélissa*

*A tous mes oncles et mes tentes.*

*A tous les membres des familles : Ferkane, Hadroug et Boubegtiten*

*A ma binôme : Lynda*

*À mes chers amis en particulier : Hocine, Sofiane, Ahmed, Yassine.*

*A tous mes collègues ;*

*A tous les enseignants de l'université de BEJAIA, en particulier les enseignants du département de Génie civil.*

**Kousseila**

## *Dédicace:*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents ;*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point vous remercier comme il ce doit, vous étiez toujours à mes côtés pour m'encourager et m'épauler, que ce travail traduit ma gratitude.*

*A mes chers(es) frères et sœurs*

*A mes belles sœurs, A mes beaux frères*

*A mes neveux adorés :*

*Sylia, Messaad et Amirouche.*

*A mes chères et meilleures amies :*

*Thiziri et Kahina*

*A mon binôme : Kousseila*

*A toute personne qui m'a encouragé.*

**BOUBEGTITEN Lynda**

## Table des matières

<b>Remerciement</b>	<b>II</b>
<b>Dedicaces</b>	<b>III</b>
<b>Dedicaces</b>	<b>IV</b>
<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Liste des annexes</b>	
<b>Chapitre 01 : Aperçu sur les ponts métalliques anciens</b>	<b>4</b>
<b>1.1 Introduction :</b>	<b>4</b>
<b>1.2 Types de ponts métalliques :</b>	<b>4</b>
1.2.1 Les ponts Cantilever :	4
1.2.2 Les ponts poutres :	6
1.2.3 Les ponts en arc :	7
1.2.4 Les ponts à câbles :	8
1.2.5 Les ponts en treillis :	8
<b>1.3 Aperçue sur les anciens ponts métalliques :</b>	<b>9</b>
1.3.1 Le pont de coalbrookdale :	9
1.3.2 Le pont ferroviaire Clinton à Iowa :	10
1.3.3 Pont élevé de Soo Line :	10
1.3.4 Pont de Tlemcen :	11
1.3.5 Le pont de Boghni à Tizi- Ouzou:	12
<b>1.4 Conception des ouvrages métalliques anciens :</b>	<b>13</b>
1.4.1 Historique des matériaux et leurs propriétés :	13
<b>1.5 Systèmes structuraux :</b>	<b>15</b>
1.5.1 Les ponts à câbles – suspendus :	16
1.5.2 Les ponts à poutres :	16
1.5.3 Les ponts en arc :	17
1.5.4 Les ponts haubanés :	18
<b>1.6 Types d'assemblages :</b>	<b>19</b>

1.6.1 Généralités sur les assemblages :	19
<b>Chapitre 02 : Inspection et évaluation structurale de ponts métalliques anciens</b>	<b>31</b>
<b>2.1 Introduction :</b>	<b>31</b>
<b>2.2 Les quatre phases de l'évaluation structurale :</b>	<b>31</b>
2.2.1 Phase I : Évaluation préliminaire	33
2.2.2 Phase II : Enquête détaillée	33
2.2.3 Phase III : Enquête d'experts	34
2.2.4 Phase IV : Mesures correctives	34
2.2.5 Critère d'acceptation des risques [27]:	35
2.2.6 Présentation des méthodes CND (Contrôles Non Destructifs) :	36
<b>2.3 PHENOMENE DE LA FATIGUE</b>	<b>40</b>
2.3.1 Bref historique de la fatigue	40
2.3.2 Les principales causes de défaillances en service	41
2.3.3 Phénomène de fatigue :	43
2.3.4 Paramètres influençant la durée de vie :	45
2.3.5 Courbes de résistance (Courbes de Wöhler)	46
2.3.6 Loi d'endommagement de fatigue (Palmgreen-Miner)	50
<b>2.4 PROCÉDURE D'ÉVALUATION DE LA FATIGUE DES PONTS EXISTANTS</b>	<b>51</b>
2.4.1 Introduction	51
2.4.2 Phase I : Évaluation préliminaire	54
2.4.3 Phase II : étude détaillée	55
2.4.4 Phase III : Enquête d'expert	56
<b>Chapitre 03 :Méthodes de réparation et renforcement des ouvrages métalliques anciens</b>	<b>61</b>
<b>3.1 Introduction :</b>	<b>61</b>
<b>3.2 Défauts rencontrés sur matériaux métalliques anciens :</b>	<b>61</b>
3.2.1 La soudabilité :	61
3.2.2 La fragilité au choc :	62
3.2.3 L'état inclusionnaire :	62
3.2.4 Les soufflures profondes :	63

3.2.5 Dédoublures :	_____	64
3.2.6 Les pailles :	_____	64
<b>3.3 Méthodes de renforcement et réparation :</b>	_____	<b>65</b>
3.3.1 Remplacement d'éléments endommagés :	_____	65
3.3.2 Ajout de matière :	_____	68
3.3.3 Déconsolidation d'assemblages rivets :	_____	70
3.3.4 Eviter les zones de concentrations, améliorer le comportement à la fatigue :	_____	71
3.3.5 Eviter ou limiter la corrosion :	_____	73
3.3.6 Appareils d'appuis :	_____	74
3.3.7 Réparation des assemblages soudées	_____	77
3.3.8 Réparation des assemblages boulonnées :	_____	82
3.3.9 Pathologie des assemblages boulonnées :	_____	84
3.3.10 LA PRATIQUE DE RÉPARATION PAR RIVETAGE	_____	87
3.3.11 Corrosion	_____	91
<b>Chapitre 04 :Présentation de l'ouvrage</b>	_____	<b>93</b>
<b>4.1 Historique :</b>	_____	<b>93</b>
<b>4.2 Usage précédent :</b>	_____	<b>94</b>
<b>4.3 Localisation :</b>	_____	<b>94</b>
<b>4.4 Description générale de l'ouvrage :</b>	_____	<b>95</b>
<b>4.5 Présentation géométrique :</b>	_____	<b>95</b>
<b>4.6 Poutres en treillis :</b>	_____	<b>96</b>
4.6.1 Les membrures supérieurs et inférieurs :	_____	96
4.6.2 Diagonale :	_____	97
4.6.3 Montant :	_____	98
4.6.4 Poutre	_____	98
4.6.5 Les longerons :	_____	99
4.6.6 Tablier :	_____	99
4.6.7 Les appuis :	_____	99
<b>4.7 Diffèrent assemblage :</b>	_____	<b>101</b>
4.7.1 Assemblage (diagonales - montant - membrure supérieure) :	_____	101
4.7.2 Assemblage diagonale et membrure supérieur :	_____	101

4.7.3 Assemblage des diagonales :	_____	102
4.7.4 Assemblage garde de corps montant :	_____	102
<b>4.8 Charges mobiles :</b>	_____	<b>102</b>
4.8.1 La largeur roulable (Lr)	_____	103
4.8.2 La largeur chargeable (Lc)	_____	103
4.8.3 La classe du pont	_____	103
4.8.4 Charge routière type A(l)	_____	104
4.8.5 Système de charge B	_____	107
4.8.6 Surcharge militaire Mc120 :	_____	113
4.8.7 Convoi type D240	_____	114
4.8.8 Efforts de freinage	_____	115
<b>4.9 Charges sur Les Trottoirs :</b>	_____	<b>116</b>
4.9.1 Charges locales (C.P.C Chapitre 2 article 12) :	_____	116
4.9.2 Charge générale (C.P.C Chapitre II ART 13) :	_____	116
<b>4.10 Estimation de la charge du rivet dans la structure :</b>	_____	<b>117</b>
4.10.1 Calcul du poids total des rivets utilisées :	_____	118
<b>Chapitre 05 : Investigation sur le site</b>	_____	<b>121</b>
<b>5.1 Les doutes :</b>	_____	<b>121</b>
<b>5.2 Etude des différents documents :</b>	_____	<b>121</b>
<b>5.3 Visite sur le site :</b>	_____	<b>121</b>
<b>5.4 Relevée pathologies et dégradations :</b>	_____	<b>122</b>
<b>5.5 Simples vérifications :</b>	_____	<b>130</b>
<b>5.6 Conclusion :</b>	_____	<b>130</b>
<b>6 Présentation du logiciel et modélisation de la structure</b>	_____	<b>132</b>
<b>6.1 Introduction :</b>	_____	<b>132</b>
<b>6.2 Objectif de la modélisation</b>	_____	<b>132</b>
<b>6.3 Présentation logicielle :</b>	_____	<b>132</b>
<b>6.4 Création de model :</b>	_____	<b>133</b>
6.4.1 Nouveau modèle :	_____	133

6.4.2	Afficher le modèle :	_____	148
6.4.3	Création des poutres triangulées :	_____	150
6.4.4	Analyse et évaluation du modèle :	_____	150
<b>6.5</b>	<b>Résultats obtenus :</b>	_____	<b>150</b>
<b>6.6</b>	<b>Vérifications des éléments du treillis :</b>	_____	<b>151</b>
6.6.1	Vis-à-vis la compression :	_____	151
6.6.2	Vérification des éléments à la traction :	_____	155
	Conclusion générale	_____	
	Références Bibliographiques	_____	
	Annexes	_____	

## Liste des figures :

Figure 1-1: Principe des ponts consoles (Cantilever bridge).	5
Figure 1-2: schéma de la poutre en treillis du pont ferroviaire de Hassfurt [1].	5
Figure 1-3: The Forth Bridge	6
Figure 1-4: Le pont du Québec (The Quebec Bridge).	6
Figure 1-5; ponts mixte multi-poutres à Baltimore aux USA	7
Figure 1-6: viaduc de Gabarit en France.	7
Figure 1-7: le pont de Golden Gate à San Francisco	8
Figure 1-8: les différents types de pont treillis	9
Figure 1-9: The iron bridge	9
Figure 1-10: pont ferroviaire Clinton [9]	10
Figure 1-11: Pont élevé de Soo Line	10
Figure 1-12: le pont Gustave Eiffel	12
Figure 1-13: le pont de Boghni à Tizi Ouzou.	12
Figure 1-14: transformations allotropiques du fer (document OTUA)	13
Figure 1-15: Diagramme simplifiée de phase fer-carbone - document Jean Paul PERSY [15]	14
Figure 1-16: historique des matériaux utilisés dans les ouvrages d'arts métalliques jusqu'au 1940 [15].	15
Figure 1-17: schéma représentatif des ponts à câbles, suspendus ou à haubans (traction).	16
Figure 1-18: schéma représentatif de pont à poutre (compression verticale).	16
Figure 1-19: Poutre Voussoir	16
Figure 1-20: Pont à bi-poutres.	17
Figure 1-21: poutre en treillis	17
Figure 1-22: schéma représentatif de pont en arc (compression obliques).	17
Figure 1-23: le pont de Lupu en Chine, deuxième plus grand pont en arc au monde avec une portées de 550 m	18
Figure 1-24: Le pont haubané de Saint-Nazaire de portée de 404m.	19
Figure 1-25: différents types d'assemblages [22]	20
Figure 1-26: Assemblages par boulons ordinaires	22
Figure 1-27: Assemblages boulonnés dans un pont en Belarus	22
Figure 1-28: assemblages boulonnées sollicité perpendiculairement à l'axe des boulons	23
Figure 1-29: assemblage boulonné sollicité parallèlement à l'axe des boulons.	23
Figure 1-30: Assemblages par boulon ordinaire.	24
Figure 1-31: formation de rivets	25
Figure 1-32: Rivet, constitution d'un assemblage	25
Figure 1-33: Assemblages rivé	26
Figure 1-34: Différents modes d'assemblage [15]	27
Figure 1-35: Principe de fonctionnement	27
Figure 1-35: Assemblages sollicités perpendiculairement à l'axe des rivets	28
Figure 1-36: Assemblages sollicités parallèlement à l'axe des rivets [15]	28

Figure 1-37: Schéma d'assemblages soudées aux nœuds [16]	29
Figure 1-38: type d'assemblage soudées [15]	29
Figure 2-1: les quatre phases générales des procédures d'évaluation [25].	32
Figure 2-2: Opérations fondamentales de l'inspection par ressuage [32]	37
Figure 2-3: Application de la magnétoscopie [32].	38
Figure 2-4: Effondrement soudain d'un pont en raison de rupture fragile (Belgique 1938)	41
Figure 2-5: Effondrement en raison de flambage lors de la construction (Canada 1907)	42
Figure 2-6: Description d'un mécanisme de fatigue.	43
Figure 2-7: Types de ruptures.	44
Figure 2-8: Différence de contrainte	45
Figure 2-9: Présentation des résultats d'essais sur un diagramme de Wohler (S - N).	47
Figure 2-10: Courbes de résistance normalisées. Source : EN 1993-1-9	49
Figure 2-11: Calcul d'accumulation de dommages.	51
Figure 2-12: Procédure d'évaluation de la fatigue des ponts en acier existants.	53
Figure 2-13: Évaluation préliminaire du niveau de sécurité de fatigue.	55
Figure 2-2-14: Allure de la courbe de $\log N = f(\Delta K)$ .	58
Figure 3-1: Rupture d'une diagonale tendue sur un point de soudure	62
Figure 3-2: Fragilité au choc sur acier des années 1920.	62
Figure 3-3: Inclusions sur zone de rupture d'une éprouvette de traction : Acier A 52	63
Figure 3-4: Porosité dans la masse d'un acier des années 1970	63
Figure 3-5: Dédoublures sur essais de laboratoire et sur ouvrage	64
Figure 3-6: Pailles sur éprouvette d'essai et sur ouvrage	64
Figure 3-7: Principe d'ancrage de barres de brelage.	66
Figure 3-8: Remplacement d'un montant d'une poutre treillis – dispositif provisoire de reprise des efforts par barres de brelage	66
Figure 3-9: Remplacement de gousset	67
Figure 3-10: Ajout de matière sous la membrure inférieure entre lignes de rivets	69
Figure 3-11: Renforcement par placage d'une poutre en I.	70
Figure 3-12: Déconsolidation d'assemblage rivé avec rupture de rivet	70
Figure 3-13: Fissuration par concentration de contraintes en zone de fort bridage	71
Figure 3-14: Désordre de fatigue et réparation avec gousset d'épanouissement	72
Figure 3-15: Réparation par placage d'une âme de longeron fissuré par fatigue	73
Figure 3-16: Schéma d'une fourrure soudée.	73
Figure 3-17: Comportement des aciers à températures élevées [15]	74
Figure 3-18: Modification souhaitable	76
Figure 3-19: corrosion à traiter lors de la remise En peinture de l'ouvrage	76
Figure 3-20: Les appareils d'appuis à rouleaux du Sorlie Memorial Bridge permettent au pont de se déplacer avec les berges en plastique [46]	76

Figure 3-21: Soudure oblique sur fer puddlé [15]	77
Figure 3-22: Soudures d'angle. Formation de caniveau	78
Figure 3-23: Soudure d'angle. Reprise au raccordement	79
Figure 3-24: Méthode de beurrage du chanfrein	79
Figure 3-25: Distribution de contrainte autour de particules sphériques ou anguleuses	80
Figure 3-26: Remplacement de rivets par rivelet sur assemblage rivé	84
Figure 3-27 : Corrosion spécifique des écrous d'une attache basse de suspente de pont suspendu	85
Figure 3-28: Déconsolidation d'un assemblage boulonné non précontraint d'une diagonale d'une poutre treillis avec disparition d'un boulon de l'assemblage.	86
Figure 3-29: Glissement des pièces au niveau d'un joint de rabotage sous effort excessif (effondrement partiel de l'ouvrage). Mise en évidence par rupture du feuillet de peinture et mise à nu de la sous couche au minium de plomb	86
Figure 3-30: Type et position des cassures [15]	87
Figure 3-31: Coupe d'un boulon HR galvanisé rompu par fragilisation par l'hydrogène. Rupture sous tête	87
Figure 3-32 Figure 3-33: Coupe d'une tête de rivet	88
Figure 3-34: Chasse du corps du rivet et alésage du trou au diamètre supérieur	89
Figure 3-35: Pose d'un rivet à tête ronde et gougeage de la tête de rivet	89
Figure 3-36: Défauts de pose de rivet	90
Figure 3-37: Défaut de longueur de tige de rivet	90
Figure 3-38 : Fissuration sur trou de rivet	90
Figure 4-1: vue extérieur du pont sur le côté longitudinal	96
Figure 4-2: diagonale de rive	97
Figure 4-3: coupe transversale (à gauche) et vue réel du montant (à droite).	98
Figure 4-4: coupe transversale (à gauche) et vue réel de la poutre (à droite).	98
Figure 4-5: coupe transversale (à gauche) et vue réelle de la solive (à droite).	99
Figure 4-6: coupe transversale du tablier	99
Figure 4-7: appareils d'appuis d'un pont en élastomère fretté	100
Figure 4-8: image réelle de l'assemblages diagonale - montant - membrure supérieur	101
Figure 4-9: image réelle d'un assemblage diagonale et membrure supérieur	101
Figure 4-10: assemblages des deux diagonales	102
Figure 4-11: image réelle d'un assemblage garde de corps montant	102
Figure 4-12: Système de chargement [49]	108
Figure 4-13: Schémas représentant le system Bt [49]	111
Figure 4-14: Système de charge Br [49]	112
Figure 4-15: type de charge Mc120	114
Figure 4-16: Convois type D240t	115
Figure 4-17: Résultats de calcul de la charge D240	115
Figure 4-18: Rivet utilisé dans l'assemblage des éléments du pont de Soummam	117

Figure 6-1: Création d'un nouveau model	133
Figure 6-2: Définition de la ligne de disposition.	134
Figure 6-3: Géométrie des voies de l'ouvrage.	135
Figure 6-4:Afficher les voies du modèle.	136
Figure 6-5: Création de l'acier.	136
Figure 6-6 : Définir le béton de classe C25/30	137
Figure 6-7: créer les assemblages cornières/platines	138
Figure 6-8: fenêtre d'exécution de section designer	138
Figure 6-9: création de la semelle de la diagonale	139
Figure 6-10: création de l'âme de la section de DIAG-C	140
Figure 6-11: créer la cornière	140
Figure 6-12: positionnement et dimensions de la cornière	141
Figure 6-13: utilisation de l'outils REPLICATE	141
Figure 6-14: élément DIAG-C crée avec SECTION DESIGNER	142
Figure 6-15: fenêtre de création du tablier.	142
Figure 6-16: fenêtre de création du diaphragme horizontal pour le tablier	143
Figure 6-17:création de $G_{tab}$ comme modèle de chargement	143
Figure 6-18: création de la charge Bc	144
Figure 6-19: création du sous-système Bt.	145
Figure 6-20: création du sous-système Br.	146
Figure 6-21: les différents charges mobiles et permanentes créés	147
Figure 6-22:combinaison de charge ELU AI	147
Figure 6-23: combinaison de charge ELS AI	148
Figure 6-24: les combinaisons de charge créés ELU-ELS	148
Figure 6-25: New Bridge	149
Figure 6-26: création des travées du ponts	149
Figure 6-27: dernière étape pour afficher le modèle du pont sans les poutres triangulées	149
Figure 6-28: Structure du pont sans les poutres triangulées.	149
Figure 6-29: structure finale du modèle	150
Figure 6-30:La déformée du modèle selon Z en 2D sous la combinaison ELS Bc	151

### Liste des tableaux :

Tableau 2-1: Détail des principales causes qui ont conduit à des dégâts [34].	43
Tableau 4-1: Coefficient de dégressivité transversale de la charge $A(L)$	104
Tableau 4-2: tableau des valeurs $V_0$ selon la classe du pont [49]	105
Tableau 4-3: Résultat de calcul de la charge $A(L)$	107
Tableau 4-4: Valeur de coefficient de $bc$	108
Tableau 4-5: Valeur de coefficient $bt$ [49]	110
Tableau 4-6: Résultat de calcul de la charge $Bc$	112
Tableau 4-7: Résultat de calcul de la charge $Br$	113
Tableau 4-8: Caractère géométrique des rivets [15]	117
Tableau 4-9: résumé du nombre de rivets dans la structure	119
Tableau 5-1: relevés de dégradations	130

**Liste des annexes :**

Annexe 01 : plans du pont sqala \_\_\_\_\_

Annexe 02 : plans d'élargissement de chaussé du pont de sqala en 1954 \_\_\_\_\_

INTRODUCTION  
GENERALE ET  
OBJECTIF DU  
TRAVAIL

## **Introduction générale**

Les ponts métalliques anciens et historiques en Algérie datant du 19<sup>ème</sup> siècle ayant gardé leur intégrité structurale et demeurant en service sont de plus en plus rare. Ces ouvrages d'arts à leur époque sont conçus à base de fer puddlé, fer ou acier ancien. Leur capacité portante souvent peu connue et rarement maîtrisée de nos jours est dépassée par le chargement croissant et l'augmentation du trafic. Comme le tragique effondrement d'un ancien pont métallique en treillis construit à l'époque coloniale dans la commune de Boghni à Tizi Ouzou qui a engendré des morts et plusieurs blessés pour l'unique cause de négligence quant à l'expertise et la réhabilitation de cet ouvrage.

Dans un contexte économique et patrimonial, la remise à niveau de ces ouvrages est intéressante, d'autant plus que les coûts de réhabilitations ou de renforcements d'un ouvrage ancien peuvent s'avérer moins onéreux qu'une construction neuve.

On doit savoir que la plupart des ponts métalliques existants (routes, ferroviaires ou bien passerelles) sont en poutres triangulées (poutre treillis) en aciers assemblées avec rivetage.

La wilaya de Bejaia connaît au minimum quatre ouvrages d'arts métalliques anciens, parmi eux, celui qui rentre dans le cadre de note projet fin d'études, le pont Oued Soummam situé à Bejaia. Ce dernier a été élargis puis renforcé après sa réalisation depuis 1872.

### **Objectif du travail :**

Entrer en connaissance avec le domaine du VOA (Voiries et Ouvrages d'Arts) avec plusieurs recherches faites autour du sujet. Investigations sur le pont Oued Soummam à Bejaia sur la route N9 reliant Bejaia et Sétif, Déterminer les parties des éléments porteurs de la superstructure qui ont atteint leur durée limite de service, les différentes pathologies qui se présentent, apporter des solutions pour une fluidité de circulation quant aux problèmes de circulations que connaît la route N9 qui relie Bejaïa et Sétif malgré les deux ponts récents adjacents à celui-ci ainsi que la présence des échangeurs sur la RN12 avant le Boulevard Soummam juste à côté de la gare routière de Bejaia.

Le travail élaboré a été organisé comme suit :

Partie 01 : Recherche bibliographique.

- Chapitre 01 : Aperçu sur les ponts métalliques anciens.
- Chapitre 02 : Inspection et évaluation structurale de ponts métalliques anciens.
- Chapitre 03 : Méthodes de réparation et renforcement des ouvrages métalliques anciens.

Partie 02 : Investigations et modélisation du pont d'Oued Soummam.

- Chapitre 04 : Présentation de l'ouvrage.
- Chapitre 05 : Investigations sur le site.
- Chapitre 06 : Présentation du logiciel et modélisation de la structure.

# Chapitre 1

## **1 Aperçu sur les ponts métalliques anciens :**

### **1.1 Introduction :**

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance nécessitée par l'établissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal, etc...). Le terme « d'art » qui accompagne le mot ouvrage a pour but de montrer que leur réalisations et conceptions font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle très important que la théorie, des connaissances appelées « art de l'ingénieur ».

Durant la conception et la réalisation d'un passage routier (voie ferrée et/ou route) souvent on est confronté à deux types d'obstacles : naturels (brèche, cours d'eau) et artificiels (route, voie ferrée, canal), pour lesquels on a deux solutions afin d'assurer la continuité de l'ouvrage, soit :

- L'élimination de l'obstacle (obturé une brèche, détourner un court d'eau).
- Conserver l'obstacle tout en réalisant soit : un tunnel au-dessous, faire une déviation ou concevoir un pont au dessus.

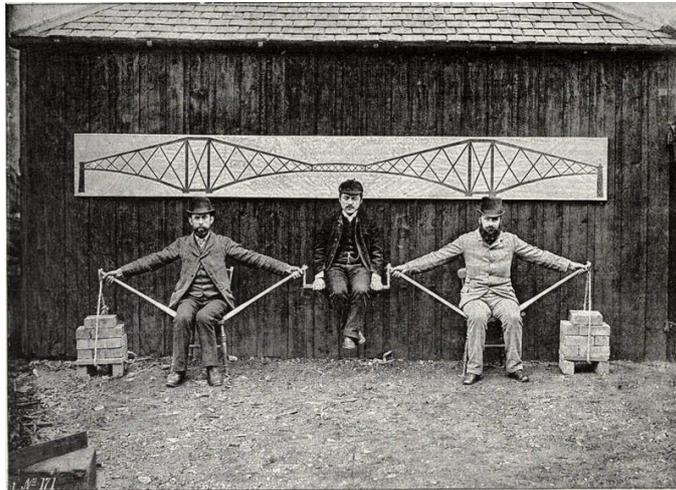
Dans ce présent chapitre, on va présenter un petit historique des ponts puis définir les ponts avec ses différents typologie, puis on présente un rappel en métallurgie avec les matériaux employés avant de parler des règlements et des normes en ouvrages d'art métallique, enfin, les principaux désordres affectant les structures métalliques et spécialement les ponts en constructions mixtes pour lesquels on citera les différentes techniques de renforcements et de réhabilitation connus dans ce domaine.

### **1.2 Types de ponts métalliques :**

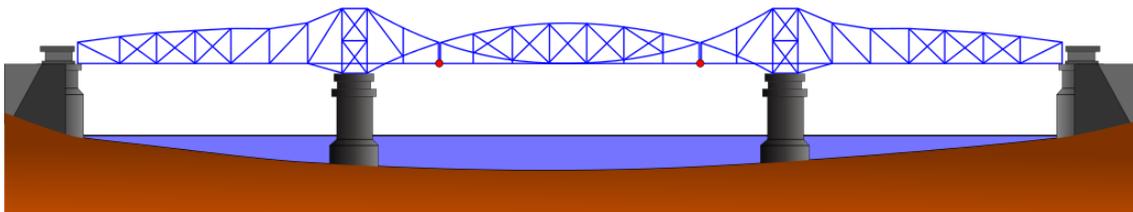
#### **1.2.1 Les ponts Cantilever :**

Le pont cantilever est un pont dont les principaux éléments sont des porte-à-faux (structures qui sont ancrées à une seule extrémité tandis que les autres se projettent horizontalement dans l'espace plus communément appelé console). Ces ponts peuvent utiliser des poutres pour les petits ponts (piétons) ou des fermes en acier de construction, ou des poutres caissons en béton précontraint pour les ponts plus grands qui transportent le trafic routier ou ferroviaire.

Le premier pont de ce type a été réalisé à Hassfurt en Allemagne par Heinrich Gottfried Gerber, dont la longueur était de 97,7m [1]. Il a breveté ce type de pont à poutres en treillis appelée poutre Gerber en 1866.



*Figure 1-1: Principe des ponts consoles (Cantilever bridge).*

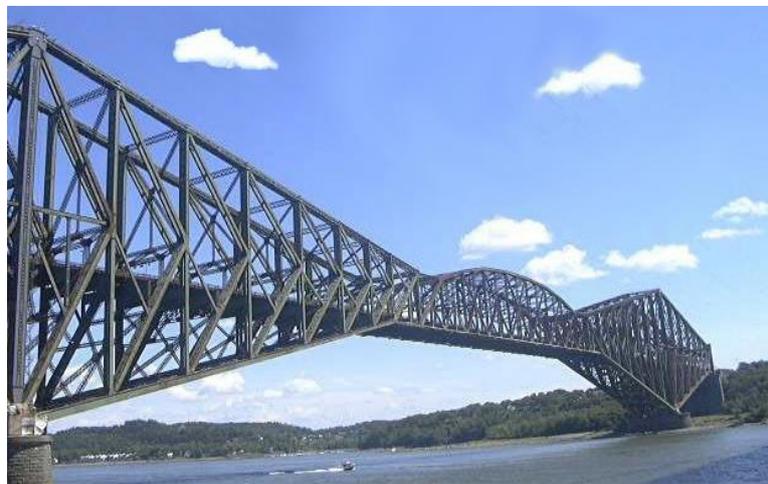


*Figure 1-2: schéma de la poutre en treillis du pont ferroviaire de Hassfurt [1].*

Ce pont a été détruit, puis il y a eu le pont du Forth en Royaume-Uni entamé en 1882 et le dernier rivet en or a été fixé le 04 Mars 1890 pour qu'il soit le plus long pont de ce type avec une longueur de 2529 m avec deux grandes travées de 521m [2], jusqu'en 1910, lorsqu'il y a eu la réalisation du pont ferroviaire au Québec, appelé The Québec Bridge (Le pont du Québec), ce dernier possède la plus grande travée de 549m [3].



*Figure 1-3: The Forth Bridge*



*Figure 1-4: Le pont du Québec (The Quebec Bridge).*

### **1.2.2 Les ponts poutres :**

Ils désignent tous les ponts dont la partie porteuse du tablier qui comporte une ou plusieurs poutres droites [4]. Ces types de ponts ne comportent que des composantes verticales. On retrouve par exemple : les ponts poutres sous chaussée, les ponts à poutres latérales, les ponts dalles, les ponts en caisson, etc. [5]

Parmi les différentes catégories des ponts poutres on retrouve les types de ponts mixtes :

Les ponts mixtes de types bipoutres qui sont très répandus pour leur multiple adaptation : soit au milieu rural ou urbain, portée principale de 30 à 130 mètres, largeur totale de 7 à 8 mètres sur une longueur de 20 mètres et ils sont très économiques tout en étant sophistiqués.

Sans oublier le caractère de construction facile et fiable. Ils sont constitués de deux poutres principales connectées à la dalle par des connecteurs (souvent des goujons) et reliées par des poutres secondaires ou entretoises.



*Figure 1-5; ponts mixte multi-poutres à Baltimore aux USA*

### 1.2.3 Les ponts en arc :

Ils apparaissent avec le perfectionnement des propriétés de l'acier ainsi que les capacités de calculs. Le pont en arc associe la compression à la flexion, ils exercent sur les culées des efforts obliques qui ont tendance à écarter les points d'appuis. On les différencie d'après leurs matériaux constitutifs, la forme de la structure ou la position du tablier [4]. On classe dans cette catégorie, les ponts en arc, les ponts métalliques à béquilles ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés. [5]



*Figure 1-6: viaduc de Gabarit en France.*

#### 1.2.4 Les ponts à câbles :

Cette catégorie comporte les ponts suspendus et les ponts à haubans, qui sont composées d'un tablier en acier ou en béton. Pour assurer la continuité du tablier et la bonne répartition des charges aux câbles porteurs [4].

Ce qui les différencie, c'est l'allure parabolique pour le premier et l'allure droite des ponts à haubans. Ils transmettent des efforts verticaux aux pylônes, et en retrouvent des réactions horizontales dans les câbles de retenues.



*Figure 1-7: le pont de Golden Gate à San Francisco*

NB : les ponts en béton armé ou précontraint, qui contiennent l'acier ne sont pas considérés comme des ponts mixtes.

#### 1.2.5 Les ponts en treillis :

Une ferme est une structure qui agit comme une poutre mais dont les principaux composants, ou éléments, sont principalement soumis à des contraintes axiales. Les membres sont disposés selon des motifs triangulaires. Idéalement, l'extrémité de chaque élément au niveau d'un joint est libre de tourner indépendamment des autres éléments au niveau du joint. Si cela ne se produit pas, des contraintes secondaires sont induites dans les éléments. De même, si des charges se produisent ailleurs qu'au niveau des points de panneau ou des joints, des contraintes de flexion sont produites dans les éléments [6]

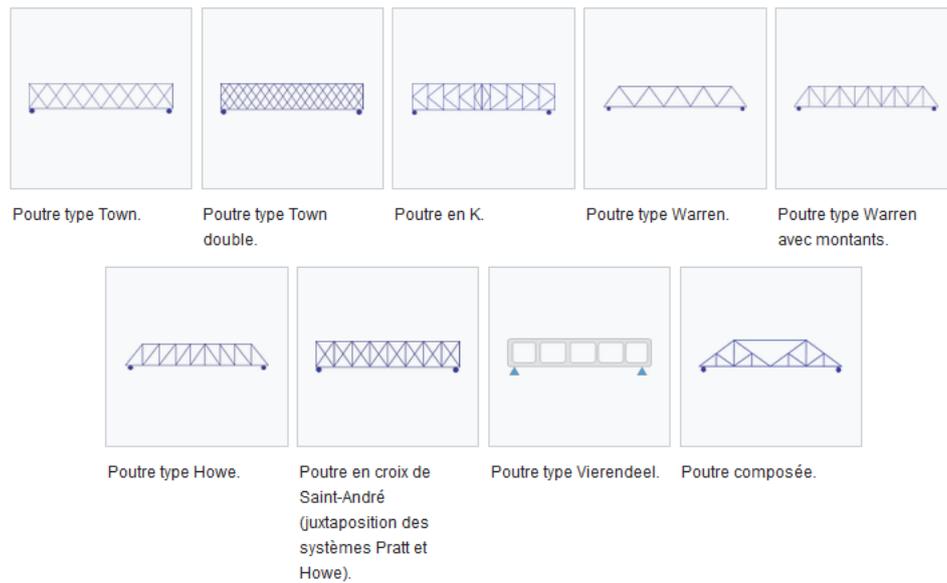


Figure 1-8: les différents types de pont treillis

### 1.3 Aperçu sur les anciens ponts métalliques :

#### 1.3.1 Le pont de coalbrookdale :

Plus communément appelé The Iron Bridge, réalisé en 1779. Il est le tout premier pont métallique à avoir été construit dans le monde. Il traverse le fleuve de la Severn dans le Shropshire en Angleterre, il a une portée de 30,6 m de 384 tonnes, autrefois carrossable, aujourd'hui seul les piétons s'en servent [7] [8].



Figure 1-9: The iron bridge

### 1.3.2 Le pont ferroviaire Clinton à Iowa :



*Figure 1-10: pont ferroviaire Clinton [9]*

La nécessité d'une traversée sur la rivière Upper Mississippi était connue depuis longtemps. En 1852, les citoyens de Lyon ont été ravis d'apprendre qu'un chemin de fer devait être construit vers l'ouest dans l'Iowa de la ville. En 1856, le Chicago, l'Iowa et le Nebraska (C & IN) Railroad Company a été formé pour effectuer la traversée de chemin de fer à Little Rock Island, entre la nouvelle ville de Clinton et le village d'Albany sur le côté Illinois. Le premier pont de chemin de fer à Clinton a été déclarée ouverte pour un fonctionnement à midi le 19 Janvier 1860, comme le premier train a traversé le pont. Il était le deuxième chemin de fer traversant sur toute la rivière Mississippi, et le premier sur le Mississippi Supérieur [10]

### 1.3.3 Pont élevé de Soo Line :



*Figure 1-11: Pont élevé de Soo Line*

Le pont était le deuxième pont sur une ligne de chemin de fer central du Wisconsin qui reliait Chippewa Falls, Wisconsin, à Minneapolis, Minnesota. La ligne a été construite à

---

---

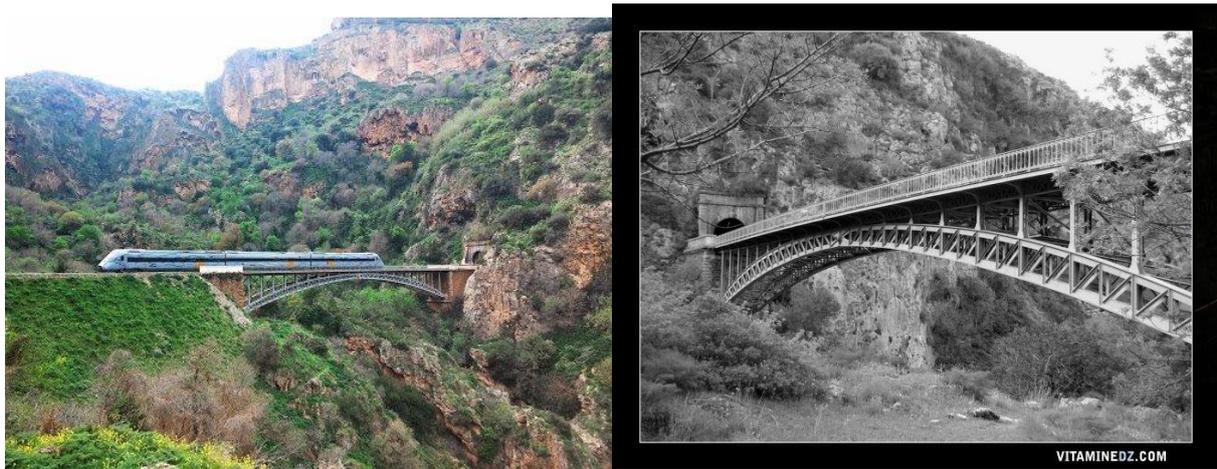
l'origine en 1884. La traversée de la rivière Sainte-Croix était difficile pour le chemin de fer, car le pont original traversant la rivière était très bas et les trains devaient faire face à une pente raide de chaque côté de la rivière. Cela a obligé à utiliser des moteurs auxiliaires et à raccourcir les trains. En 1909, le Wisconsin Central Railway a construit un pont plus élevé sur la rivière. Le pont est de 184 pieds (56 m) au-dessus de la rivière et de 2 682 pieds (817 m) de long, avec cinq arches en acier dominant la rivière. [11]

Le Wisconsin Central Railway était loué par Minneapolis, St. Paul et Sault Ste. Marie Railway en 1909. En 1961, les aéroports de Minneapolis, St. Paul et Sault Ste. Marie Railway, Wisconsin Central Railway et Duluth, South Shore and Atlantic Railway ont fusionné pour former la Soo Line Railroad. Après que le Soo Line Railroad ait acquis le Chicago, Milwaukee, St. Paul and Pacific Railroad, ils ont déplacé le trafic Chicago - Minneapolis vers la ligne principale supérieure de ce chemin de fer. En 1987, le pont et une grande partie de la voie ferrée de la ligne Soo dans le Wisconsin sont devenus une partie de la nouvelle Wisconsin Central Ltd [12]. Le Wisconsin Central a été acquis par les chemins de fer nationaux du Canada le 30 janvier 2001.

#### **1.3.4 Pont de Tlemcen :**

Voici le pont Eiffel à Tlemcen, construit par Gustave Eiffel au 19ème siècle. Il est situé précisément à El Ourit, à 7 km de la ville de Tlemcen, ce dernier se trouve à proximité de la route nationale 7 en Algérie. Il se trouve au-dessus d'un magnifique canyon et surtout près des célèbres cascades d'El Ourit que vous pouvez voir en image aussi. Le train liant les villes de Sidi Bel Abbès et Tlemcen passe au-dessus.

Finalement, il n'a pas été réalisé par Gustave Eiffel mais bien par une compagnie française du nom de FIVES LILLE [13].



*Figure 1-12: le pont Gustave Eiffel*

### **1.3.5 Le pont de Boghni à Tizi- Ouzou:**

Le pont de Boghni c'est un vieux pont métallique construit en 1891 au niveau de lieu-dit Tighouza OUHAROUNE dans la commune de Tirmatine, sur la route (CW 128) menant vers le chef-lieu de wilaya, à environ 20 km de la ville de Boghni. Il avait plus d'un siècle d'âge.

Le pont, qui a subi des travaux de confortement en 2006, est une structure métallique datant des années 40, construite à l'origine pour une voie ferrée, qui a été transformée en voie carrossable après l'indépendance en 1962. Les raisons de cet effondrement ne sont pas encore déterminées [14].



*Figure 1-13: le pont de Boghni à Tizi Ouzou.*

## 1.4 Conception des ouvrages métalliques anciens :

### 1.4.1 Historique des matériaux et leurs propriétés :

Les matériaux métalliques ont été employées vers la fin du XVIII<sup>ème</sup> siècle, après avoir fait recours au bois et la maçonnerie. C'est en 1779, avec la construction du pont sur la Severn, à Coalbrookdale en Angleterre que l'histoire des ponts métalliques débute [15].

#### 1.4.1.1 Rappels en métallurgie :

Le fer pur présente différentes formes cristallographiques en fonction de la température. On retrouve un réseaux cubiques centrées [CC] (fer  $\alpha$  ou ferrite) à basse températures, qui se transforme en réseau à faces centrées [CFC] (fer  $\gamma$  ou austénite) à 912°C puis retrouver une réseau cubique centré [CC] à haute températures avant la transformation solide-liquide.

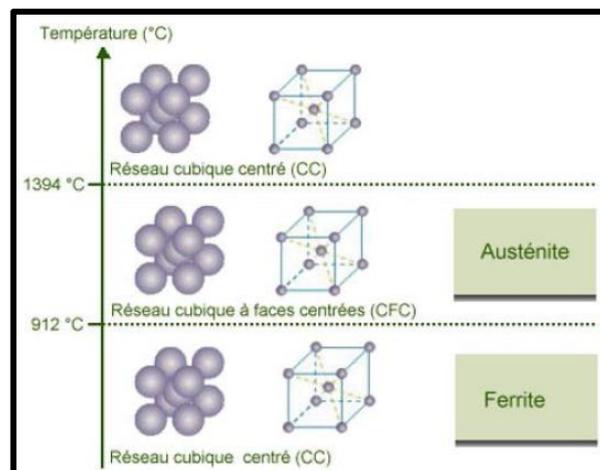


Figure 1-14: transformations allotropiques du fer (document OTUA)

Les propriétés des alliages fer-carbone sont caractérisées dans le diagramme de phases en fonction de la composition chimique et leur processus d'élaboration (cycles thermiques). Ce diagramme présente les domaines de solubilité des atomes de carbone dans le fer aux différentes températures et les niveaux de transformations allotropiques établi dans des conditions de chauffe et refroidissement lents. On peut remarquer que la structure cubique à faces centrées – fer  $\gamma$  à haute température dissout une quantité d'atomes de carbone plus importante que la structure cubique centrée-fer  $\alpha$  à basse températures.

La composition chimique avec l'ajout des éléments d'additions en prenant compte les phénomènes thermiques liés à l'élaboration génèrent les propriétés des différents aciers et fontes [15].

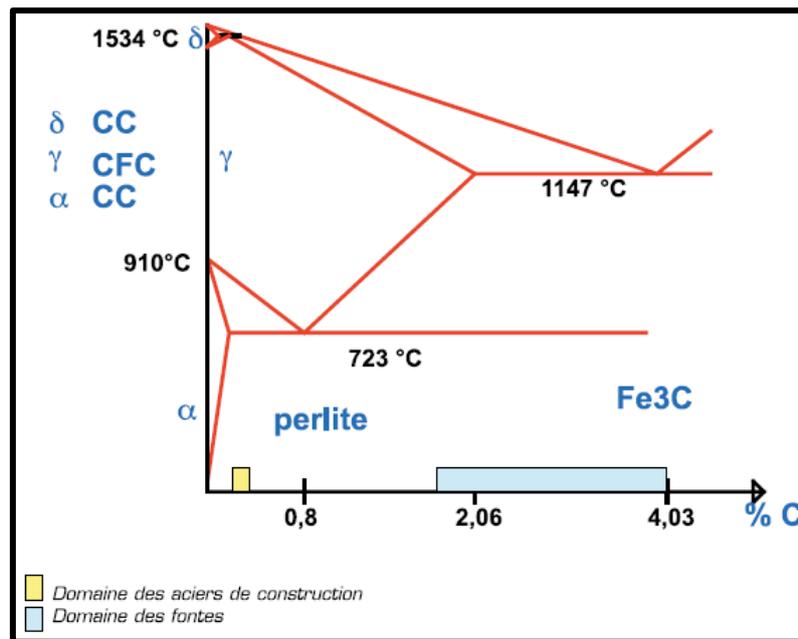


Figure 1-15: Diagramme simplifiée de phase fer-carbone - document Jean Paul PERSY [15]

### 1.4.1.2 Les matériaux employés :

#### 1.4.1.2.1 La fonte :

Vers la fin du XVIII<sup>ème</sup> siècle, il y a eu l'élaboration de la fonte avec les méthodes de fabrication des alliages de fer, comportant une faible teneur en carbone de l'ordre 3% et une forte teneur en impuretés, de caractéristiques mécaniques très médiocres :

- Limite d'élasticité  $\sigma_e$  : 50 à 100 MPa.
- Résistance à la traction  $\sigma_r$  : 100 à 150 MPa.
- Allongement à la rupture **A** : 1 à 8% dans les meilleurs cas.

Autant dire que la résistance à la traction et l'allongement à la rupture peuvent être considérés comme négligeables, favorisant la réalisation de structures fonctionnant en compression pour un résistance de ce matériau évalué de 500 à 700 MPa avec une facilité de mise en œuvre. Sa première utilisation fut au XIX<sup>ème</sup> siècle à Paris, plus exactement en 1803. Puis utilisée dans de nombreux ponts au cours du même siècle, seulement de durée limitée, parce que la fonte est un matériau fragile de faible résistance à la traction [16].

#### 1.4.1.2.2 Le fer puddlé :

Ce matériau représente la forme primitive de l'acier, produit obtenu par affinage au four à l'aide d'une scorie, accompagné d'un brassage, suivi d'un cinglage destiné à expulser les oxydes, puis d'un corroyage.

On donne à titre indicatif, les valeurs suivantes des caractéristiques mécaniques :

- Limite d'élasticité  $\sigma_e$  : 250 à 340 MPa
- Résistance à la traction  $\sigma_r$  : 320 à 400 MPa
- Allongement à la rupture  $A$  : 5 à 30% dans le sens longitudinal.

Nul dans le sens transversal. [17]

La construction des ouvrages à poutres vient après l'élaboration du fer puddlé en 1820, présentant une meilleure résistance à la traction. [15]

#### 1.4.1.2.3 L'acier :

L'acier apparue vers la seconde moitié du XIX<sup>ème</sup> siècle suite aux procédés de : Bessemer (1856), Siemens-Martin (1865) et Thomas (1877), grâce à ses caractéristiques mécaniques et sa haute résistance, il va totalement remplacer le fer puddlé et la fonte au début du XX<sup>ème</sup> siècle [18] [19].

Ci-après un schéma représentant en fonction du temps, l'évolution des différents matériaux métalliques, modes d'assemblages et règlements de calcul.

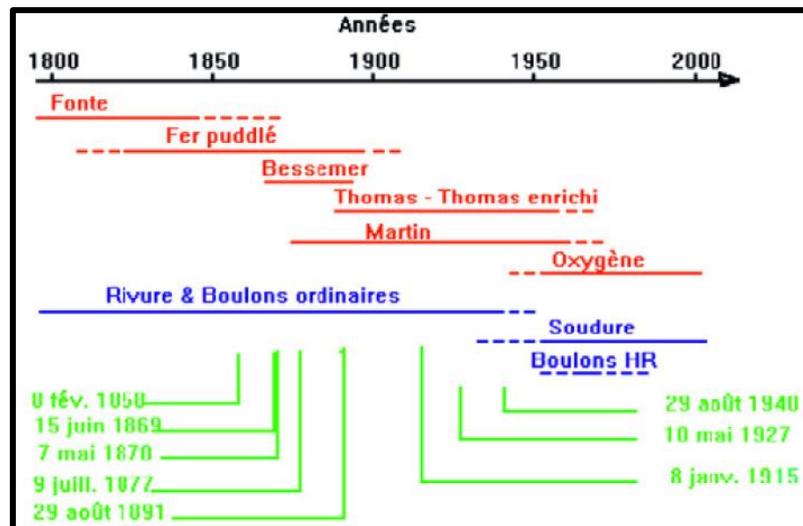


Figure 1-16: historique des matériaux utilisés dans les ouvrages d'arts métalliques jusqu'au 1940 [15].

### 1.5 Systèmes structuraux :

Si on analyse l'ensemble des structures dans le monde, on retrouve fondamentalement trois types d'éléments structurants : ceux qui transfèrent axialement les forces, par flexion ou par courbure. Chaque structure est une combinaison de ces trois types d'éléments, certains

peuvent avoir un type comme fonction principale et l'autre comme secondaire. On peut classer les ponts en trois catégories selon les efforts transmis aux culées ou aux appuis [20] :

### 1.5.1 Les ponts à câbles – suspendus :

Les ponts à câbles, dont le tablier subit une déformation par flexion, il agit comme un élément de transmission de force axiale en transmettant les efforts aux haubans qui présentent une composante horizontale de traction.

Dans les ponts suspendus, la poutre est appelée poutre de rigidité, qui est généralement réalisé en treillis métallique [21].

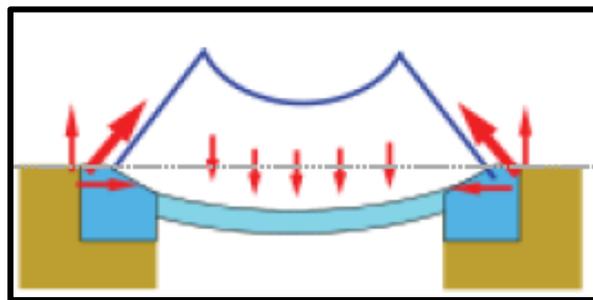


Figure 1-17: schéma représentatif des ponts à câbles, suspendus ou à haubans (traction).

### 1.5.2 Les ponts à poutres :

Les ponts à poutres, exerçant une action verticale de compression sur leurs appuis. On distingue les ponts à poutres monocaissons (dits à voussoirs), les ponts bi-poutres, et les ponts en treillis.

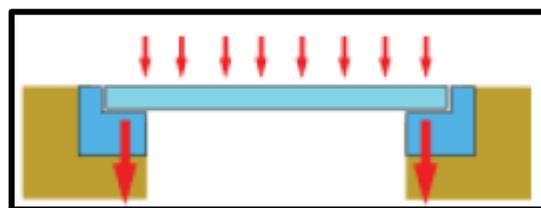


Figure 1-18: schéma représentatif de pont à poutre (compression verticale).

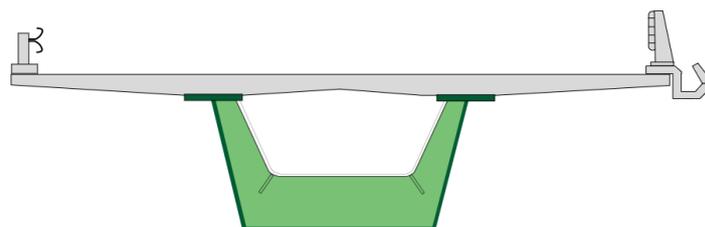


Figure 1-19: Poutre Voussoir

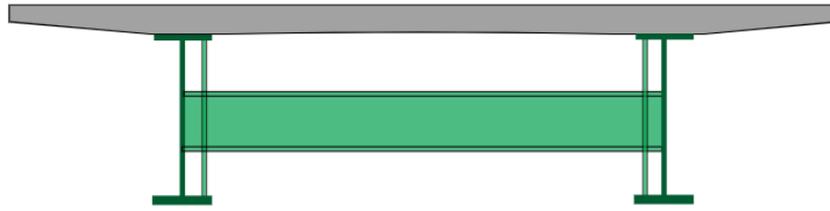


Figure 1-20: Pont à bi-poutres.

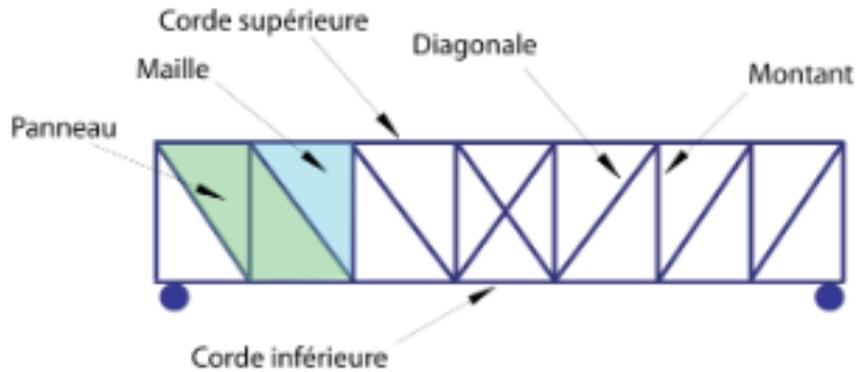


Figure 1-21: poutre en treillis

### 1.5.3 Les ponts en arc :

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calcul, il a eu apparition des ponts en arc. Les ponts en arc se caractérisèrent par l'intrados (la ligne de la partie inférieure) en forme d'arc, présentant une composante oblique de compression transférés sur les appuis de rives, les culés.

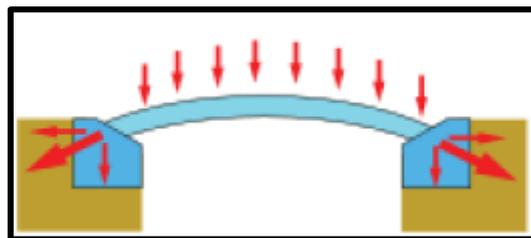


Figure 1-22: schéma représentatif de pont en arc (compression obliques).



*Figure 1-23: le pont de Lupu en Chine, deuxième plus grand pont en arc au monde avec une portée de 550 m*

#### **1.5.4 Les ponts haubanés :**

Ils représentent la variété de ponts dont le tablier est suspendu par des câbles qui sont soutenus par des pylônes. Ces ponts particulièrement adaptés aux très grandes portées, mais bien pour les autres portées aussi. Son principe est aussi ancien que celui des ponts suspendus. Les premiers ponts à haubans comportaient un tablier métallique pour réduire le poids de ce dernier. Puis le fameux ingénieur italien

Morandi réalise plusieurs ouvrages haubanés avec tabliers en béton. Et comme les ponts suspendus ils travaillent à la traction.

Contrairement aux ponts suspendus, qui tiennent grâce à deux câbles principaux ancrés sur les rives, les ponts à haubans tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera enfin de compte tout le poids du pont, il constitue une avancée par rapport au pont suspendu sur les sols meubles, mais cependant limitée par la portée moindre du pont à haubans.

Si ce type de ponts devait avoir d'aussi grandes portées que les ponts suspendus, les pylônes devraient avoir une grande hauteur, et par conséquent, plus fragile et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation. Leurs portées maximales ne vont pas au-delà de 900 m.

Leurs principaux avantages résident dans :

- La répartition des forces au niveau des piliers, ce qui rend la réalisation de massifs d'ancrages aux berges inutile.

- Sa structure stable lui permettant d'être construit sur à peu près tout type de terrains.
- En cas de maintenance, il n'est plus nécessaire d'arrêter entièrement la circulation pour changer un hauban, les autres haubans pouvant supporter le poids du pont.



*Figure 1-24: Le pont haubané de Saint-Nazaire de portée de 404m.*

## **1.6 Types d'assemblages :**

### **1.6.1 Généralités sur les assemblages :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des divers sollicitations entre les pièces, sans générés de sollicitations parasites, notamment de torsion.

Un structure métallique composée de pièces individuelles assemblées entre elles, on distingue les assemblages suivants :

- Bout à bout ; deux traverses d'un protique
- Concourantes : traverse – montant, attache poutre / poteau, treillis et système réticulés

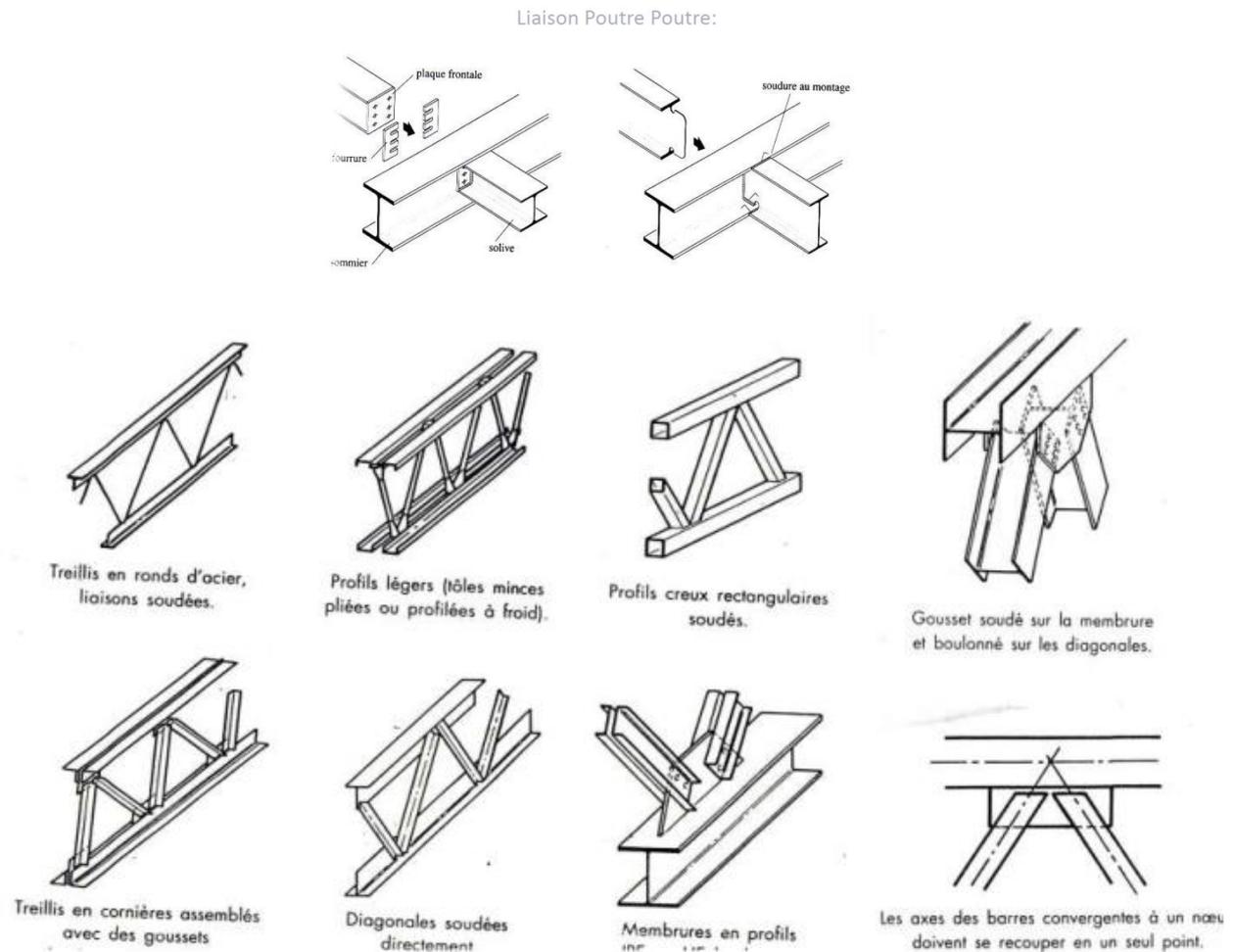


Figure 1-25: différents types d'assemblages [22]

Les modes d'assemblages vont avec l'évolution des métaux utilisées et leurs caractéristiques. C'est ainsi que les éléments en fonte et les éléments en fer forgé font l'objet d'assemblage par boulonnage ordinaire. Les ouvrages en fer puddlé qui mettent en œuvre des plats, tôles et profilées de formes diverses, le tout étant assemblées par rivetage [16].

L'apparition de l'acier n'a pas ramené un assemblage propre à lui-même, au début de son apparition, l'assemblage par rivetage a été privilégié, puis vers la fin de la deuxième guerre mondiale la soudure est devenue le mode d'assemblage principal en atelier puis sur chantier quelques temps après. Vers 1965, un nouveau mode d'assemblage apparue, c'était l'assemblage par boulons à haute résistance. [16]

De nos jours, tous les ponts métalliques sont soudés. Les rivets ont été abandonnés. Quant aux boulons, ils sont encore utilisés pour les ponts de secours, amenés en pièce détachées, puis monté par boulonnage plus rapidement.

### **1.6.1.1 Types et fonctionnement d'un assemblages :**

On dispose de trois types d'assemblages [23] :

- L'assemblage riveté
- L'assemblage boulonné par boulons ordinaires ou par boulons HR ou BP
- L'assemblage soudé.

Ces trois types d'assemblages correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et /ou adhérence.

#### **1.6.1.1.1 Fonctionnement par obstacle :**

C'est le cas des boulons ordinaires dont les tiges reprennent les efforts tranchants et le fonctionnement est en cisaillement [23].

#### **1.6.1.1.2 Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR .

#### **1.6.1.1.3 Fonctionnement mixte :**

C'est le cas du rivetage, à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement. L'assemblage par boulons HR permet de reprendre l'effort de traction et l'effort tranchant.

### **1.6.1.2 Assemblage par boulons :**

La construction des ponts à poutres en treillis au XIX<sup>ème</sup> siècle et début du XX<sup>ème</sup> siècle, bien avant le développement de la soudure a fait appel au mode d'assemblage par boulonnage ordinaire. Actuellement on retrouve ce type d'assemblage que dans les pays qui représentent les anciennes colonies européennes dont l'Algérie.

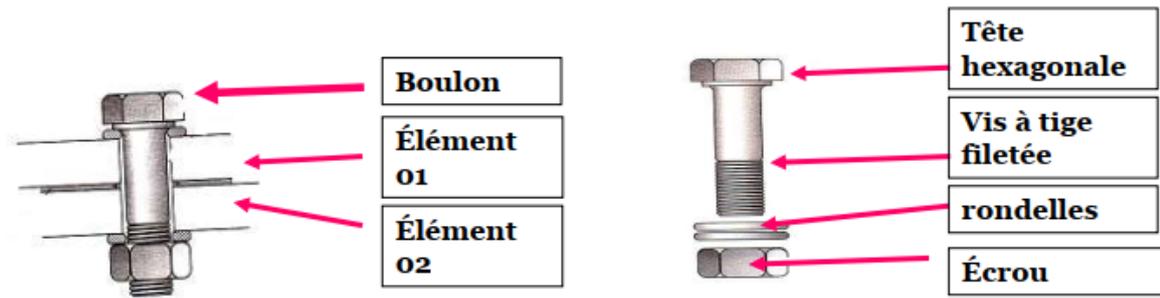


Figure 1-26: Assemblages par boulons ordinaires



Figure 1-27: Assemblages boulonnés dans un pont en Belarus

Les boulons HR (Haute Résistance) sont apparus comme moyen de réparation et renforcement des ponts rivés, peu de temps après leur utilisation s'est étendue aux nouveaux ouvrages

Dans le cas des grands ouvrages, le boulonnage convient mal à l'assemblage des pièces épaisses et fortement sollicités car sa nécessité un nombre élevé de boulons et ne fait qu'assurer un placage imparfait. [15]

### 1.6.1.2.1 Catégories d'assemblages boulonnés :

#### 1.6.1.2.1.1 Suivant le mode de sollicitation :

##### 1.6.1.2.1.1.1 Assemblages sollicités par des efforts perpendiculaires à l'axe des boulons :

C'est le cas des assemblages de continuité des poutres. En ce qui concerne l'assemblage des membrures, les efforts sollicitant sont des efforts normaux. Pour l'assemblage des âmes, les efforts sollicitant sont des efforts de cisaillement.

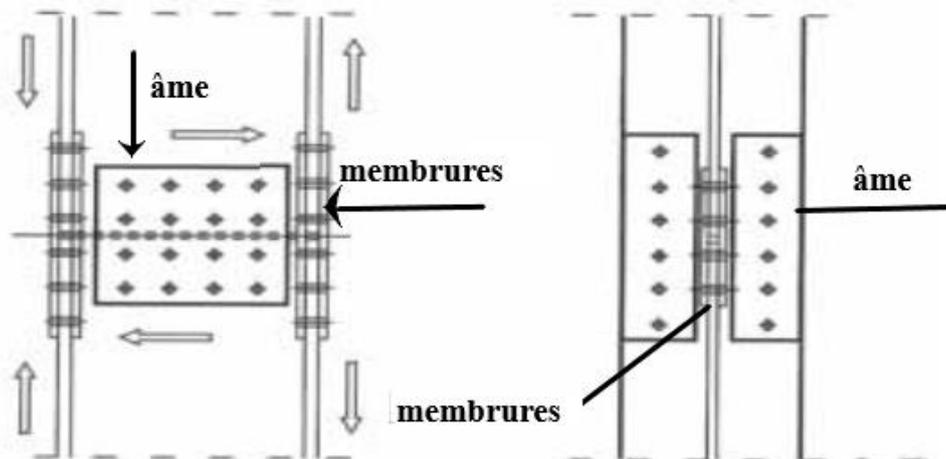


Figure 1-28: assemblages boulonnés sollicité perpendiculairement à l'axe des boulons

##### 1.6.1.2.1.1.2 Assemblages sollicités par des efforts parallèles à l'axe des boulons :

On ne peut pas trouver un effort purement parallèle aux axes des boulons, c'est le cas des assemblages poutre-poteaux avec platine d'about. Il s'exerce à la fois un moment fléchissant et un effort tranchant, ce qui nous donne une combinaison d'efforts à la fois parallèles et perpendiculaire sur l'axe des boulons [15]. Ce type d'assemblages est déconseillé dans les ponts. [24]

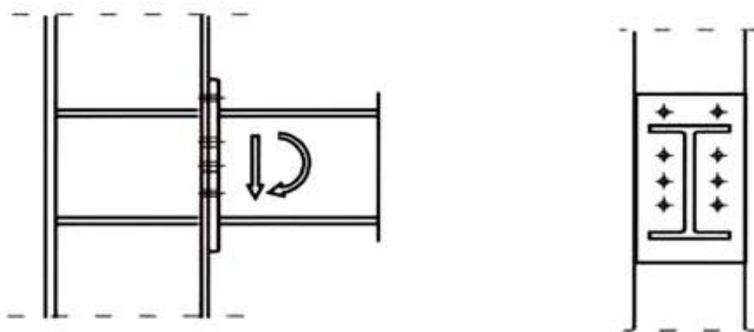


Figure 1-29: assemblage boulonné sollicité parallèlement à l'axe des boulons.

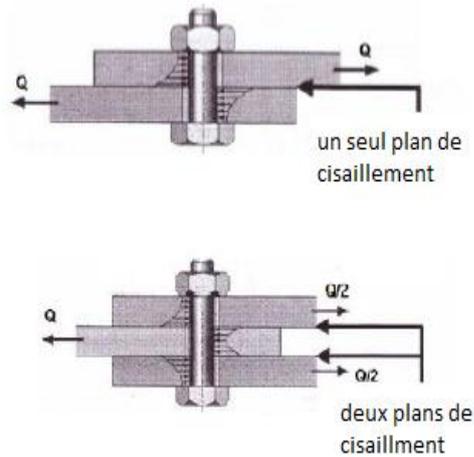


Figure 1-30: Assemblages par boulon ordinaire.

### 1.6.1.3 Assemblage par rivetage :

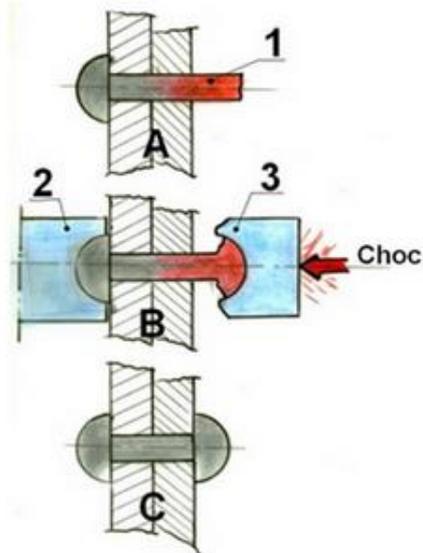
Le rivetage est un assemblage de pièces à l'aide de rivets. C'est un assemblage définitif, c'est-à-dire non démontable sans destruction de l'attache. Quoiqu'il existe depuis peu un type de rivet imprimant une empreinte hélicoïdale, lors du montage, dans son logement, permettant ainsi un démontage et un remontage ultérieur sans destruction du rivet.

Ce mode d'assemblage a connu une très large utilisation dans l'assemblage métallique au XIXe siècle avant l'apparition de la soudure oxy-acétylénique : employé en rivetage "à chaud", il permettait un assemblage très résistant et de faible encombrement. On le trouvait utilisé pour l'assemblage des chaudières, la construction en charpente métallique (bâtiments, ponts, ouvrages d'art,...), montage de grilles, portiques, rails. Il a longtemps été employé en construction navale car les tôles n'étaient pas déformées par la chaleur comme dans le cas du soudage [16].

La Tour Eiffel a été assemblée par 2 millions de rivets. Le navire Normandie a utilisé 11 millions de rivets. À cette époque le travail était manuel et la pose d'un rivet demandait le travail de trois personnes :

- Le "chauffeur" qui chauffait le rivet et l'introduisait dans le trou
- Le "teneur de tas" qui maintenait le rivet avec un outil spécial (le "tas")

Le "riveur" qui, à l'opposé, frappait la partie chaude avec une bouterolle afin de former la tête. Ce travail de frappe manuelle fut remplacé par des marteaux pneumatiques plus performants et moins physique.



1:rivet - 2:tas (ou contrebouterolle) - 3:bouterolle

Figure 1-31: formation de rivets

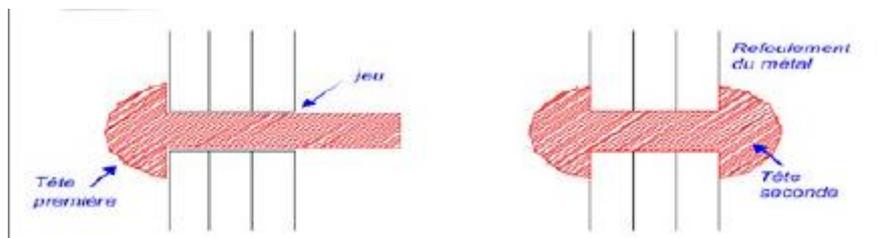


Figure 1-32: Rivet, constitution d'un assemblage

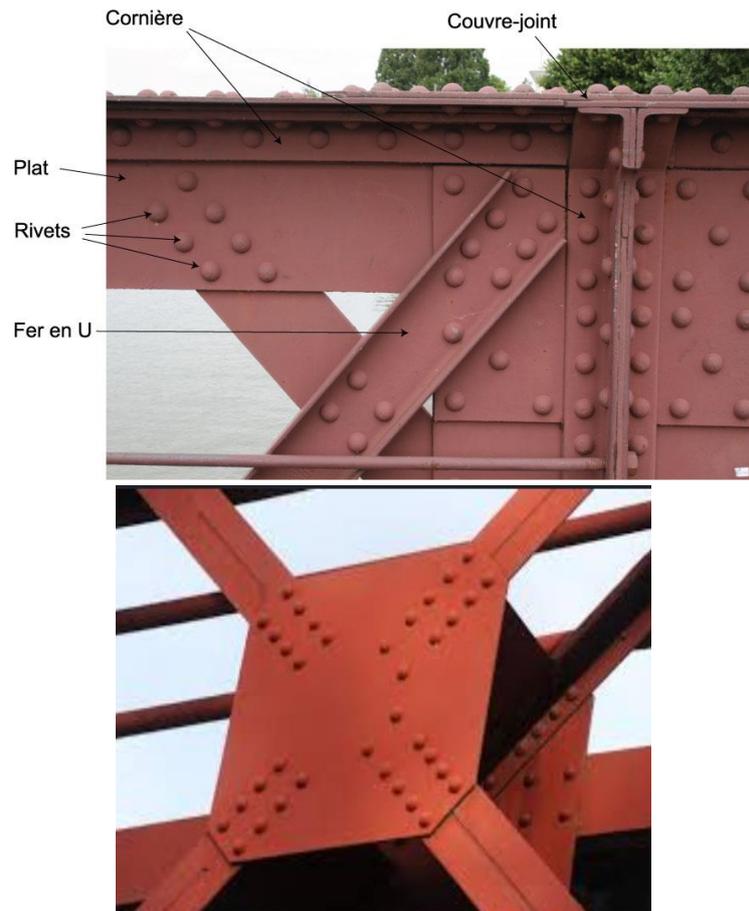


Figure 1-33: Assemblages rivé

Schématiquement le rivetage s'effectue en 4 phases :

- Réalisation du trou par perçage, ou poinçonnage avec alésage. Le perçage au chalumeau est interdit
- Mise en place du rivet à chaud, avec maintien ;
- Refoulement du métal de la tige ;
- Formation de la tête seconde au moyen d'une bouterolle.

Le rivetage permet la réalisation de différents modes d'assemblages [15] :

- Assemblage bout à bout par couvre joint.
- Assemblage d'angle par l'intermédiaire de cornières.
- Assemblage de semelles par superposition

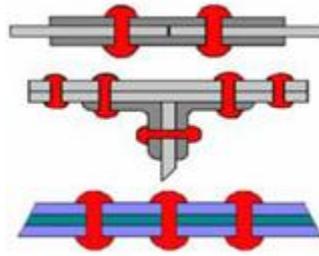


Figure 1-34: Différents modes d'assemblage [15]

### 1.6.1.3.1 Mode de sollicitation des assemblages rivés :

Dans un assemblage rivé, le mode de transmission des efforts s'effectue par sollicitation au cisaillement des tiges des rivets aux interfaces des tôles assemblées. Ceci implique le remplissage parfait des trous par les tiges de rivets. Compte tenu du refroidissement, donc de la contraction thermique, l'assemblage présente un effort de serrage des pièces, ce qui confère une certaine part de fonctionnement au frottement. Toutefois celui-ci n'est pas pris en compte dans le dimensionnement [15]

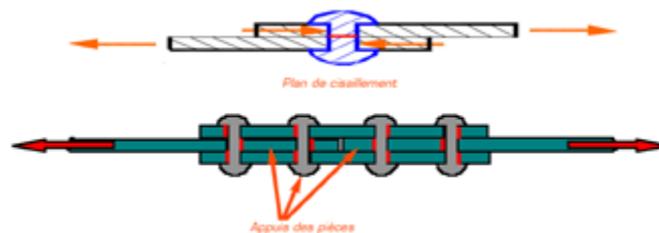


Figure 1-35 Principe de fonctionnement

Les assemblages rivés se caractérisent par le mode de sollicitation :

- Effort perpendiculaire à l'axe du rivet (cisaillement).
- Effort parallèle à l'axe du rivet (traction).
- Effort incliné sur le plan du joint.

#### 1.6.1.3.1.1 Effort perpendiculaire à l'axe du rivet (cisaillement)

C'est le cas des assemblages de continuité des poutres. Les efforts sollicitant les éléments assemblés peuvent être principalement des efforts normaux (assemblage des membrures) ou des efforts de cisaillement (assemblage des âmes). La continuité des pièces est assurée par des couvre-joints [15].

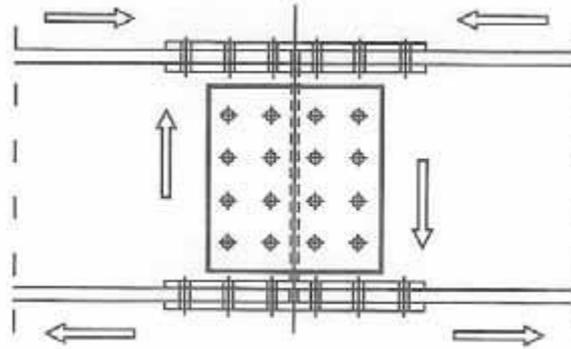


Figure 1-36: Assemblages sollicités perpendiculairement à l'axe des rivets

#### 1.6.1.3.1.2 Effort parallèle à l'axe du rivet (traction) :

Cette disposition se rencontre surtout à l'attache des longerons sur les pièces de pont. Certains constructeurs se contentaient d'attacher l'âme du longeron sur celle de la pièce de pont à l'aide de cornières. La continuité des longerons de part et d'autre des pièces de pont provoque l'apparition de moments de flexion qui sollicitent les têtes de rivets à l'arrachement. Une telle disposition peut, dans les cas extrêmes, provoquer la rupture des rivets.

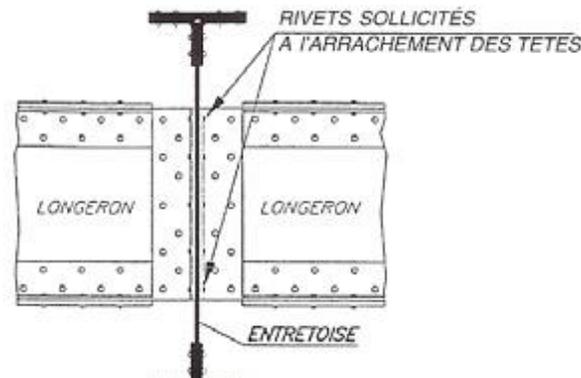


Figure 1-37: Assemblages sollicités parallèlement à l'axe des rivets [15]

#### 1.6.1.4 Assemblage par soudage :

Le soudage est un procédé qui permet de réaliser des assemblages monolithes par fusion localisée d'un métal d'apport sous forme d'électrode. De ce fait il crée une continuité de la matière entre les pièces assemblées sous forme de cordon de soudure. Cette technique d'assemblage apparue en 1901 avec la flamme, connue sous le nom de soudure oxyacétylénique, la première électrode enrobée est fabriquée en 1907 [16].

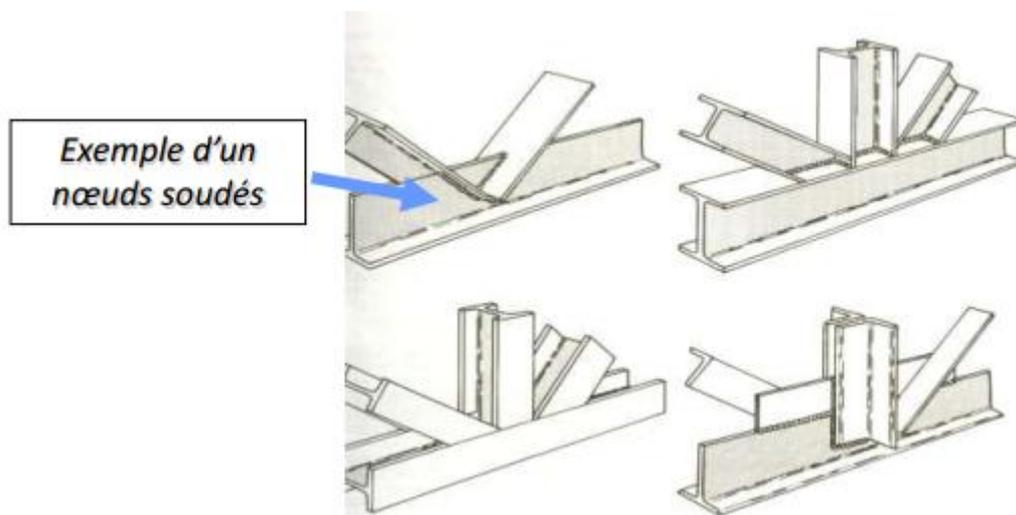


Figure 1-38: Schéma d'assemblages soudés aux nœuds [16]

Types de soudures	Types d'assemblage	
	assemblages bout à bout	assemblages en T en croix ou en L
soudure d'angle (sans chanfrein)		
soudure en bout à pénétration partielle		
soudure en bout à pleine pénétration		

Figure 1-39: type d'assemblage soudés [15]

# Chapitre 2

## **2 Inspection et évaluation structurale de ponts métalliques anciens :**

### **2.1 Introduction :**

La connaissance des propriétés mécaniques des matériaux pour les ouvrages métalliques existants est une donnée essentielle pour pouvoir évaluer leur résistance et estimer leur durée de vie. Les ouvrages d'arts construits entre 1870 et 1940, ces paramètres « matériaux » sont souvent inexistantes. Cependant, les ouvrages métalliques anciens requièrent des méthodes de recalcul souvent plus pertinentes appelant ainsi nécessairement une meilleure connaissance des caractéristiques de matériaux.

Les désordres affectants les ponts métalliques ont principalement deux origines :

- Physicochimiques (corrosion)
- Mécanique comme : la fatigue, désorganisation d'assemblages boulonnées ou rivés, le comportement au feu, voilement et/ou déversement.

Parmi les problèmes rencontrés dans les ouvrages métalliques anciens, après la corrosion, la fatigue constitue l'une des causes les plus répandues d'endommagement. Pour réaliser une évaluation efficace de ces ouvrages, il est donc essentiel de comprendre le comportement de ces ouvrages vis-à-vis de ce phénomène et de déterminer la manière dont les matériaux constitutifs vont se comporter face à des sollicitations cycliques.

### **2.2 Les quatre phases de l'évaluation structurale :**

Dans le diagramme ci-dessous, on montre les quatre étapes de

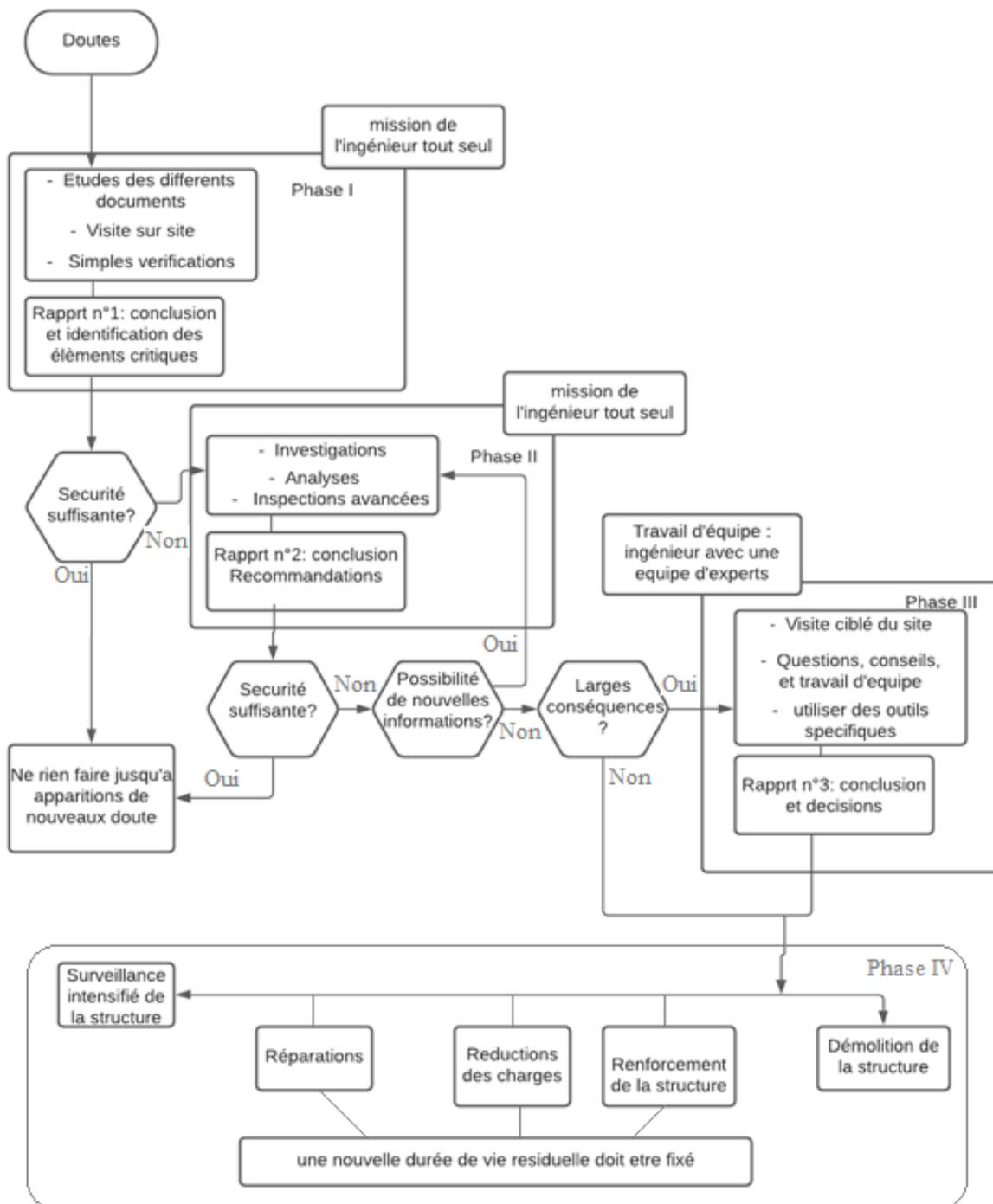


Figure 2-1: les quatre phases générales des procédures d'évaluation [25].

L'évaluation d'une structure existante vise à prouver qu'elle fonctionnera en toute sécurité pendant une durée de vie résiduelle spécifiée. Il repose principalement sur les résultats de l'évaluation des dangers et des effets de charge à anticiper dans le futur, et de l'évaluation des propriétés et de la géométrie des matériaux en tenant compte de l'état actuel de la structure [26]. Des lignes directrices pour les structures existantes existent dans un grand nombre de pays.

De nombreux pays ont ainsi présenté des documents pour des catégories particulières de structures. Au Canada, en Allemagne, aux Pays-Bas, en Suisse, au Royaume-Uni et aux États-Unis, de telles directives ont été élaborées à un niveau détaillé. Dans toute évaluation, le problème de la fixation des critères d'acceptation des risques est difficile car il doit être compatible avec les codes des nouvelles structures (analyse des états limites, format du facteur de sécurité, etc.), et avec les paramètres déterminés au niveau national (généralement des valeurs de facteur de sécurité partielles), l'ingénieur doit réfléchir aux critères d'acceptation des risques [25].

Le processus de toute évaluation structurale peut être séparé en quatre phases ;

### **2.2.1 Phase I : Évaluation préliminaire**

L'objectif est de lever les doutes existants sur la sécurité de la structure en utilisant des méthodes assez simples et d'identifier les pièces ou les éléments critiques de la structure. Ceci est réalisé en rassemblant des informations sur la structure à partir de dessins et de calculs de conception, en effectuant une visite du site, etc. L'évaluation doit être effectuée par l'ingénieur seul. L'évaluation est effectuée en utilisant les codes actuels et en faisant des hypothèses prudentes lorsque les informations font défaut ou sont douteuses [25].

### **2.2.2 Phase II : Enquête détaillée**

A cette étape, l'objectif est de mettre à jour les informations et d'effectuer des évaluations affinées uniquement pour les membres où la sécurité n'est pas assurée. Cela se fait en effectuant des inspections quantitatives (par exemple en utilisant des méthodes CND simples et faciles à utiliser), en utilisant des valeurs mises à jour pour les charges, la résistance, ainsi que des modèles plus précis (système statique, comportement structurel). Ici, en plus de l'ingénieur, une entreprise ou une agence spécialisée ou des experts individuels sont généralement appelés [25].

### 2.2.3 Phase III : Enquête d'experts

Pour les problèmes aux conséquences importantes en termes de risques ou de coûts liés à une décision, une équipe d'experts doit être appelée afin de vérifier attentivement les conclusions et propositions de la phase II, discussions et évaluations complémentaires, l'utilisation d'outils spécifiques (méthodes CND de haute technologie, méthodes probabilistes, mécanique de la rupture, etc.) peut également être mise en œuvre pour aider à la prise de décision [25].

### 2.2.4 Phase IV : Mesures correctives

L'objectif est de proposer des mesures pour avoir une structure adaptée au service avec une sécurité suffisante. Différentes mesures peuvent être prises, parmi lesquelles on peut citer : l'intensification de la surveillance, la réduction des charges ou changement d'usage, le renforcement, la réparation ou la réhabilitation. Le choix des mesures à prendre sera fonction de la structure étudiée mais dans tous les cas la preuve de l'adéquation des mesures pour assurer la sécurité doit être présentée [25].

Le processus d'évaluation de la sécurité structurale peut être lancé pour différentes raisons et aboutir à diverses mesures. Ce processus peut être distingué dans les étapes suivantes [27] :

1. Motivation pour une évaluation : L'évaluation peut être initiée pour différentes raisons :
  - Évolution des conditions d'utilisation : augmentation des charges à l'essieu, augmentation des charges réparties, évolution du volume de trafic. Dans tous ces cas, une évaluation de la capacité de charge doit être effectuée avant l'évaluation de la sécurité en fatigue ;
  - Incidents exceptionnels lors de l'utilisation (tels que chocs de véhicules, tremblements de terre, inondations, etc.)
  - Raisons juridiques : la durée de vie définie atteinte ;
  - Observation de la détérioration : défauts ou éléments endommagés sur le pont, augmentation des déplacements ou des caractéristiques vibratoires, apparition de corrosion, etc. À noter que dans de nombreux cas, l'aptitude au service n'a pas été calculée, car la procédure de calcul n'a pas été normalisée avant les années 1960.
2. Identification des détails critiques : À ce stade, le pont est supposé être conçu comme neuf. Cela correspond à la phase I et implique :

- Trouver des informations sur le pont (plans, calculs de conception, anciens procès-verbaux d'inspection), utilisation d'un système de gestion de pont (BMS) le cas échéant ;
  - Visite de chantier avec observation visuelle et contrôle qualitatif, évaluation du pont (comment le pont a-t-il réellement été construit, quel est son état actuel) manière de classer la criticité des membres.
3. Si une sécurité suffisante ne peut être démontrée pour chaque membre, une évaluation selon la phase II est nécessaire.
  4. En fonction des résultats, différentes stratégies peuvent être proposées au propriétaire. Il comprend davantage de mesures de mise à jour ou de remédiation (phase IV) telles que le suivi, la réhabilitation ou le renforcement.
  5. Si nécessaire ou si les conséquences d'un échec sont importantes, la collaboration avec une équipe d'experts comme indiqué dans (phase III) peut être terminée. Là encore, il s'agit de proposer des stratégies possibles impliquant des mesures correctives (phase IV) telles que le suivi, la réhabilitation ou le renforcement au propriétaire.
  6. Analyse coûts-avantages. Les coûts et les avantages de chaque mesure sur la durée de vie résiduelle et / ou le niveau de sécurité, en référence à l'état «ne pas prendre de mesure », peuvent être évalués et comparés. La stratégie des coûts optimaux du cycle de vie doit être trouvée.

### **2.2.5 Critère d'acceptation des risques [27]:**

- L'évaluation de la fiabilité d'une structure existante vise à produire la preuve qu'elle fonctionnera en toute sécurité pendant une durée de vie résiduelle spécifiée. Lors de l'évaluation de la fiabilité d'une structure existante, les questions suivantes se posent :
  - Quelles sont les conséquences de l'acceptation d'un niveau de sécurité inférieur et donc des risques associés ?
  - Comment définir les critères d'acceptation des risques et quels sont les objectifs de sécurité adéquats pour eux ?
1. En général, les conséquences de l'acceptation d'un niveau de sécurité inférieur et donc les risques associés doivent être clarifiées et discutées entre le client, le propriétaire et l'autorité compétente afin de clarifier qui profite des risques et qui en supporte les conséquences. Cela peut être fait en définissant une liste des risques acceptés (LAR).
  2. La définition des critères d'acceptation des risques peut en général être basée sur un système de différenciation des classes de sécurité couvrant divers éléments importants qui sont responsables de la fiabilité des structures. En règle générale, les critères d'acceptation des risques (importants pour l'évaluation de la sécurité) sont les éléments suivants :

- **Redondance** : De nombreux codes pour des structures existantes [28], et de nos jours également de nombreux codes pour de nouvelles structures [29], relient la probabilité de défaillance à la redondance de la structure. En ce qui concerne la redondance, on peut faire la différence entre le comportement du système ou le comportement des composants en considérant la structure entière ou uniquement des éléments simples et leur type de défaillance, par ex. rupture ductile ou fragile, ou dans la structure du pont, par ex. redondance dans le sens longitudinal ou transversal.
  - **Importance de la structure et conséquences de l'échec** : Ce critère dépend de l'importance socio-économique et politique de la structure elle-même, par ex. les critères d'acceptation des risques pour un grand pont autoroutier peuvent être plus sévères que pour une route de campagne locale. Un aspect supplémentaire peut également être la conséquence de la défaillance d'une structure compte tenu de la sécurité des personnes dans, sur, sous ou près de la structure. Les conséquences importantes d'une défaillance signifient en général que la structure a une valeur socio-économique élevée et que sa défaillance entraînera des pertes en vies humaines.
  - **Niveau d'inspection** : Une caractéristique importante dans la définition de l'acceptation des risques des structures existantes devrait être l'inspectabilité des composants structurels et les intervalles d'inspection supposés. En ce qui concerne l'inspectabilité, il est évident que pour les composants structurels qui ne sont pas inspectable, par ex. éléments cachés tels que les toiles intérieures, les critères d'acceptation devraient être beaucoup plus sévères que pour les éléments facilement inspectables. Concernant l'intervalle d'inspection, plus l'intervalle d'inspection est élevé, plus les risques acceptés sont élevés.
3. La définition d'un niveau de sécurité adéquat pour l'acceptation des risques des structures existantes peut se faire en établissant des indices de fiabilité cibles  $\beta$  en tenant compte des éléments de classification mentionnés ci-dessus. Les valeurs explicites des indices de fiabilité cibles sont par exemple données dans [30]. Cependant, la définition de critères d'acceptation des risques basés sur des indices de fiabilité cibles en général nécessite des connaissances sur les procédures d'évaluation probabiliste et ne devrait être effectuée que par des experts. Pour surmonter ce problème, certains codes proposent un ensemble de facteurs de sécurité faciles à appliquer qui couvrent les principaux éléments d'acceptation des risques tels que la redondance ou la conséquence de la défaillance des éléments structurels [29]. Cette procédure est donc beaucoup plus simple pour l'évaluation des structures existantes et est généralement compatible avec la conception à l'état limite des nouvelles structures.

### 2.2.6 Présentation des méthodes CND (Contrôles Non Destructifs) :

On cite trois méthodes, non exhaustive, de contrôle non destructif : le ressuage, la magnétoscopie et l'ultrasons [31].

### 2.2.6.1 Ressuage :

Le ressuage consiste à appliquer sur une surface préalablement nettoyée, un pénétrant coloré ou fluorescent qui va pénétrer par capillarité dans les défauts débouchants :

- Après un temps d'imprégnation de 15 à 20 minutes à températures ambiante, l'excès de pénétrant est éliminé par lavage.
- Après séchage, un révélateur blanc est appliqué sur la surface à contrôler.
- Le pénétrant contenu dans les défauts éventuels ressué alors dans le révélateur.
- Les images de défauts apparaissent immédiatement ou jusqu'à 30 minutes après l'application des révélateurs.

Deux modes opératoires, sont principalement utilisés : les pénétrants colorés lavables à l'eau, avec un révélateur à support organique et les pénétrants fluorescents pré-émulsionnés avec un révélateur sec, ce dernier mode étant le plus sensible. Cette technique présente les avantages suivants :

- Facilité de mise en œuvre manuellement sur chantier.
- Economique et insensible à l'orientation des défauts par rapport à la surface.
- Détection possible de petits défauts susceptible de générer des fuites.
- Possibilité de lignes automatisées contrôle utilisable sur des matériaux non ferromagnétiques pour lesquelles le contrôle magnétoscopique est inefficace.
- Utilisable sur des pièces ferromagnétiques lorsque les problèmes de désaimantation sont critiques ou lorsque les pièces présentent une géométrie trop complexe.

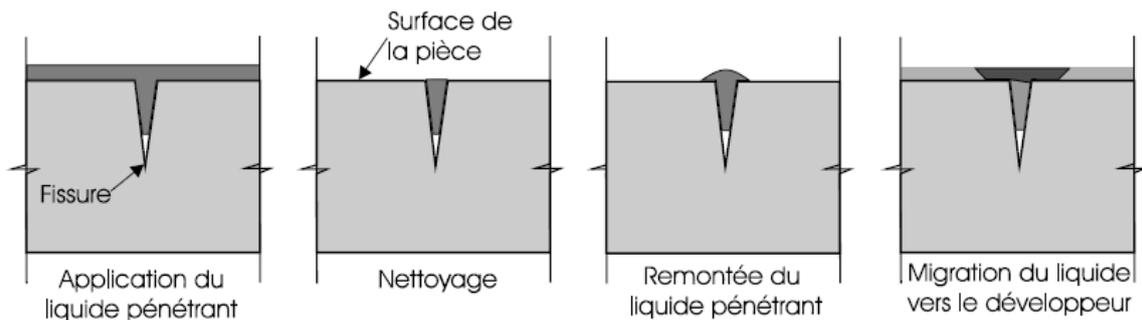


Figure 2-2: Opérations fondamentales de l'inspection par ressuage [32]

Le ressuage permet de détecter des défauts de compacité débouchant en surface sur des matériaux non poreux. Le ressuage est utilisé pour le contrôle :

- Des pièces moulées.
- Des pièces forgées.

- Après rectifications et/ou traitement thermique de pièces mécaniques.
- Après traitement thermique.
- Sur produits laminés ou étirés.

### 2.2.6.2 Magnétoscopie :

La magnétoscopie consiste à soumettre une zone à contrôler à l'action d'un champ magnétique continu ou alternatif. Les défauts éventuels engendrent un champ de fuite à la surface de la pièce.

Ce champ de fuite est matérialisé au moyen d'une poudre ferromagnétique très fine, pulvérisée sur la surface à examiner et attirer au droit du défaut par les forces magnétiques. Il existe de nombreux moyens d'aimantations et de produits (poudre sèche ou en suspension dans un liquide) adaptés à : la forme de la pièce, l'orientation du défaut recherché. La méthode est rapide car les phénomènes d'aimantations sont immédiats [32] [33]

Cette technique présente les avantages suivants :

- Facilité de mise en œuvre manuellement sur chantier.
- Economique.
- Résultat quasi immédiat.
- Détection des défauts débouchant matés ou bouchés et des défauts sous-jacents

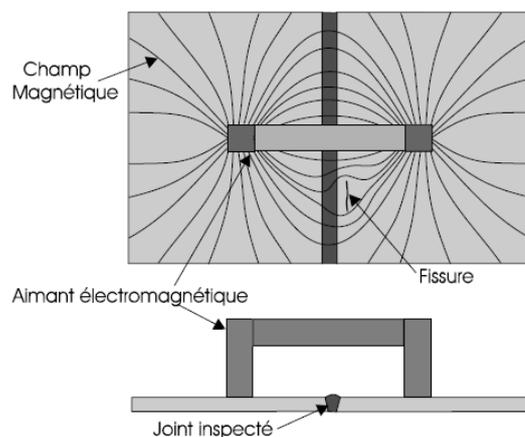


Figure 2-3: Application de la magnétoscopie [32].

La magnétoscopie est utilisée pour le contrôle :

- Des pièces moulées :
  - Criques dans les congés de raccordement.
  - Réseau de fissures superficielles.
- Des pièces forgées :

- Criques correspondant à des déchirures superficielles.
- Tapures ou fissures survenant au refroidissement.
- Retassures comportant des fissures de décohésion.
- Des produits laminés et étirés :
  - Dédoublures débouchantes.
  - Repliure.
  - Fissures sur les peaux tendues des produits emboutis ou cintrés après traitement thermiques.
  
- Des produits laminés ou étirés et boulonnerie en service : les fissures de fatigue peuvent être détectées, si les conditions sont favorables.

### **2.2.6.3 Ultrason conventionnelle :**

Les ultrasons sont des ondes mécaniques générées à partir d'un élément piézo-métrique excité à une fréquence comprise pour de nombreuses applications entre 2 et 5 MHz. Cet élément est souvent fixé d'un côté sur une semelle en matière plastique et de l'autre à un amortisseur, l'ensemble constituant ce que l'on nomme « traducteur ». Les ultrasons sont transmis dans la pièce à contrôler par l'intermédiaire d'un milieu de couplage, et se propagent à une vitesse qui dépend du matériau.

Lorsque les ultrasons rencontrent un défaut favorablement orienté par rapport à l'onde incidente, un écho revient vers le traducteur. Cette énergie mécanique réfléchie est transformée en signal électrique par l'élément piézo-métrique et se signale par un écho sur le système de visualisation de l'appareil à l'ultrasons. La position de l'écho permet de déterminer la profondeur de l'indication dans la pièce et d'en apprécier le caractère volumique ou non volumique.

Cette technique présente des avantages :

- Accès nécessaire à un seul côté de la pièce.
- Très sensible pour la détection des défauts plans.
- Contrôle possible de compacité de la totalité d'un volume donné.
- Positionnement des indications détectées dans l'épaisseur.
- Estimation de l'importance d'une indication à l'aide de son pouvoir réfléchissant (contrôle en réflexion) ou de l'atténuation produite (contrôle en transmission).
- Automatisation et traçabilité possible à l'aide de moyens d'imagerie.

Le contrôle à l'ultrasonore est notamment utilisé pour le contrôle :

- Des pièces moulées : retassures, vermiculures, variations locales de structure, ségrégations, porosités.
- Des pièces forgées : retassures, criques, repli de forge. L'orientation de faisceau ultrasonore doit prendre en compte le fibrage de la pièce.
- En service : les défauts apparaissent en service tels que fissures ou corrosions peuvent être détectées par ultrasons. Cependant, les fissures de fatigue peuvent ne pas être décelées si elles sont trop resserrées ainsi que les fissures de corrosion sous tension en raison des produits qu'elles contiennent.
- Des soudures avant et après traitement thermique.

Le contrôle par ultrason sur site peut présenter des difficultés de mise en œuvre. En effet, la qualité du contrôle est conditionnée par l'accès à la face opposée aux soudures qui est nécessaire pour le palpage et à l'accès à la face coté soudures qui est indispensable au bon positionnement géométrique.

L'adhérence des revêtements anticorrosion et esthétiques est indispensable pour la transmission des ondes ultrasonores. De plus, la constitution même de ce revêtement peut générer des signaux qui peuvent être interprétés comme des fissures. [32]

## **2.3 PHENOMENE DE LA FATIGUE**

### **2.3.1 Bref historique de la fatigue**

Tout commença lors d'une agréable journée du début du printemps de 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.

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 sournois 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.

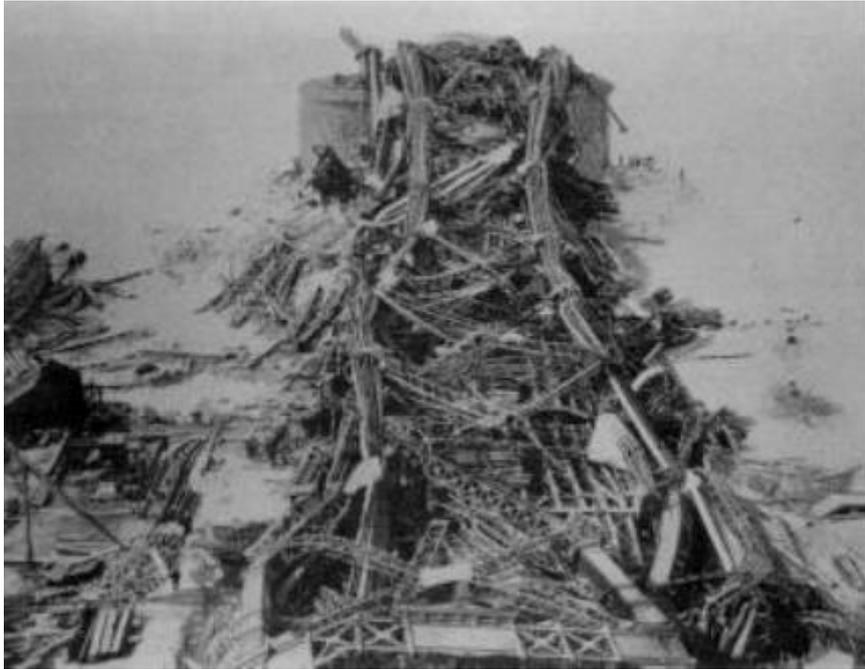
Depuis une décennie, les codes de calcul tiennent compte de la sécurité des constructions en acier soumis aux problèmes de la fatigue, tel que l'EUROCODE 3.

### 2.3.2 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 laminés et les profilés formés à froid. Au début du XIX<sup>e</sup> siècle, les règles de conception technique sont devenues plus scientifiques 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 **Figure 2-4** et **Figure 2-5**. Les structures en acier n'étaient pas exemptées 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 structurale et le développement de nouvelles théories. [25]



*Figure 2-4: Effondrement soudain d'un pont en raison de rupture fragile (Belgique 1938)*



*Figure 2-5: 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 [34]. 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, la catégorie des ponts (chemin de fer ou routier) sont parmi les structures les plus souvent endommagés sous l'effet nocif de la fatigue.

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 2-1: Détail des principales causes qui ont conduit à des dégâts [34].

Il existe quatre modes de défaillance causés par la fatigue :

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

### 2.3.3 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 [35].

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 (**Figure 2-6**)

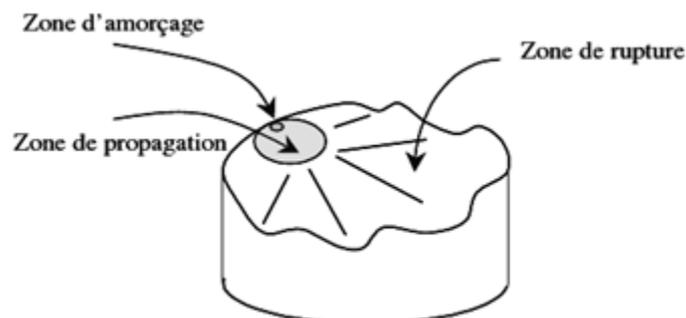


Figure 2-6: Description d'un mécanisme de fatigue.

### 2.3.3.1 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 destructif utilisables.

### 2.3.3.2 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 peut pas croître de façon substantielle.

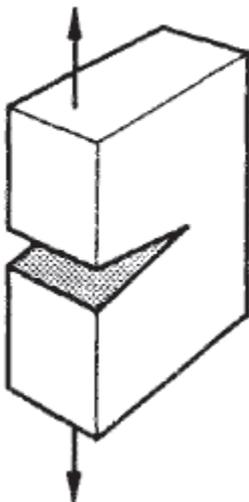
### 2.3.3.3 Rupture Brutale

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.

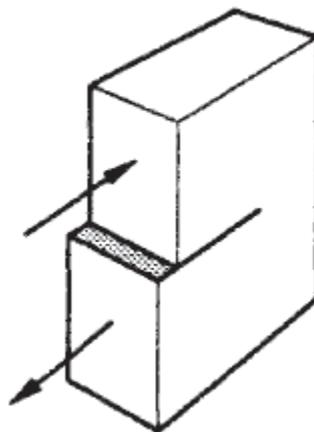
La répétition de cycles de chargement produit un endommagement des métaux. La contrainte de rupture est inférieure à la charge limite de rupture plastique et parfois inférieure à la limite élastique.

Il existe trois types de rupture en fonction de la direction d'application des forces par rapport à la fissure (**Figure 2-7**)

Ouverture



Cisaillement



Déchirement

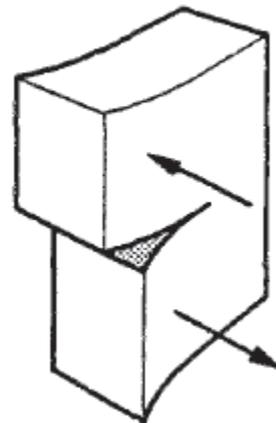


Figure 2-7: Types de ruptures.

## 2.3.4 Paramètres influençant la durée de vie :

### 2.3.4.1 Différence de contrainte.

(La figure 2-8) 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 là *Différence de contraintes*  $\Delta\sigma$  (ou étendue de contrainte) est le paramètre le plus influent pour des détails de construction [36].

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$$

$\sigma_{\max}$  : 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.

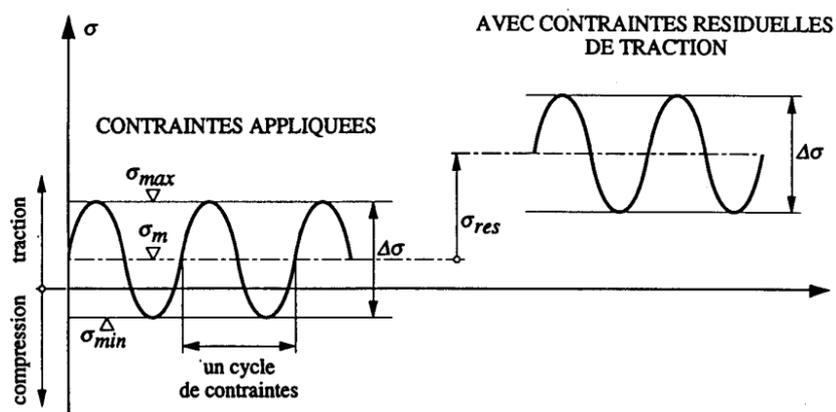


Figure 2-8: Différence de contrainte

### 2.3.4.2 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.

### 2.3.4.3 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.

### 2.3.4.4 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.

### 2.3.5 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 2-9**).

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

$$N = C \Delta\sigma^{-m}$$

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

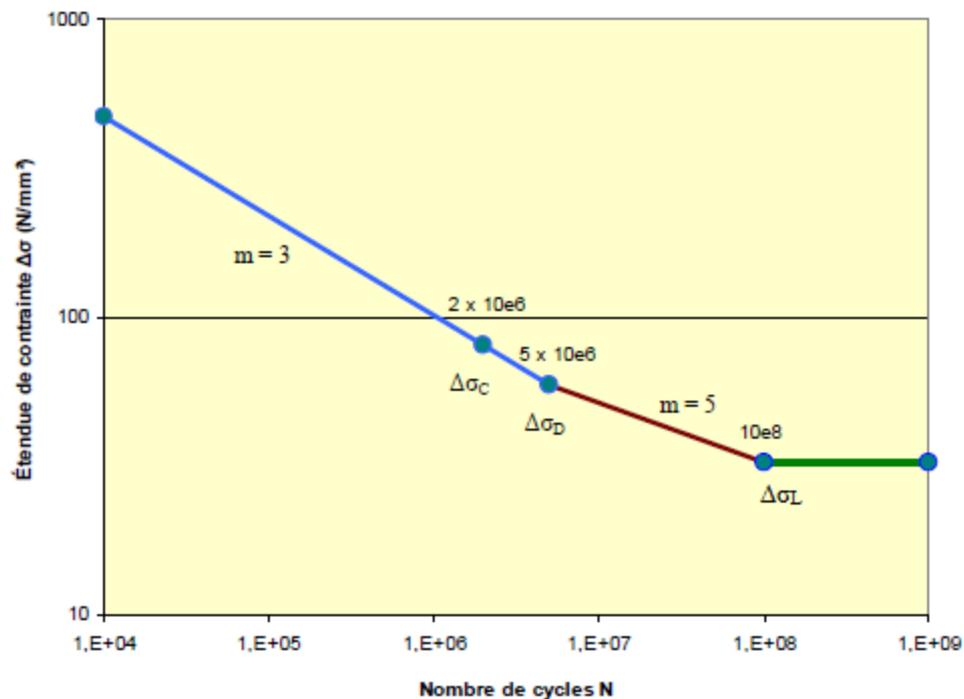


Figure 2-9: Présentation des résultats d'essais sur un diagramme de Wohler (S - N).

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 ( $\text{N/mm}^2$ ) 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 ( $\Delta\sigma_L \approx 0.55 \Delta\sigma_D$ )

### 2.3.5.1 Courbes de résistance normalisées

Les Eurocodes proposent des tables graphiques avec les courbes pour chaque type de détail (**Figure 2-10**) 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.

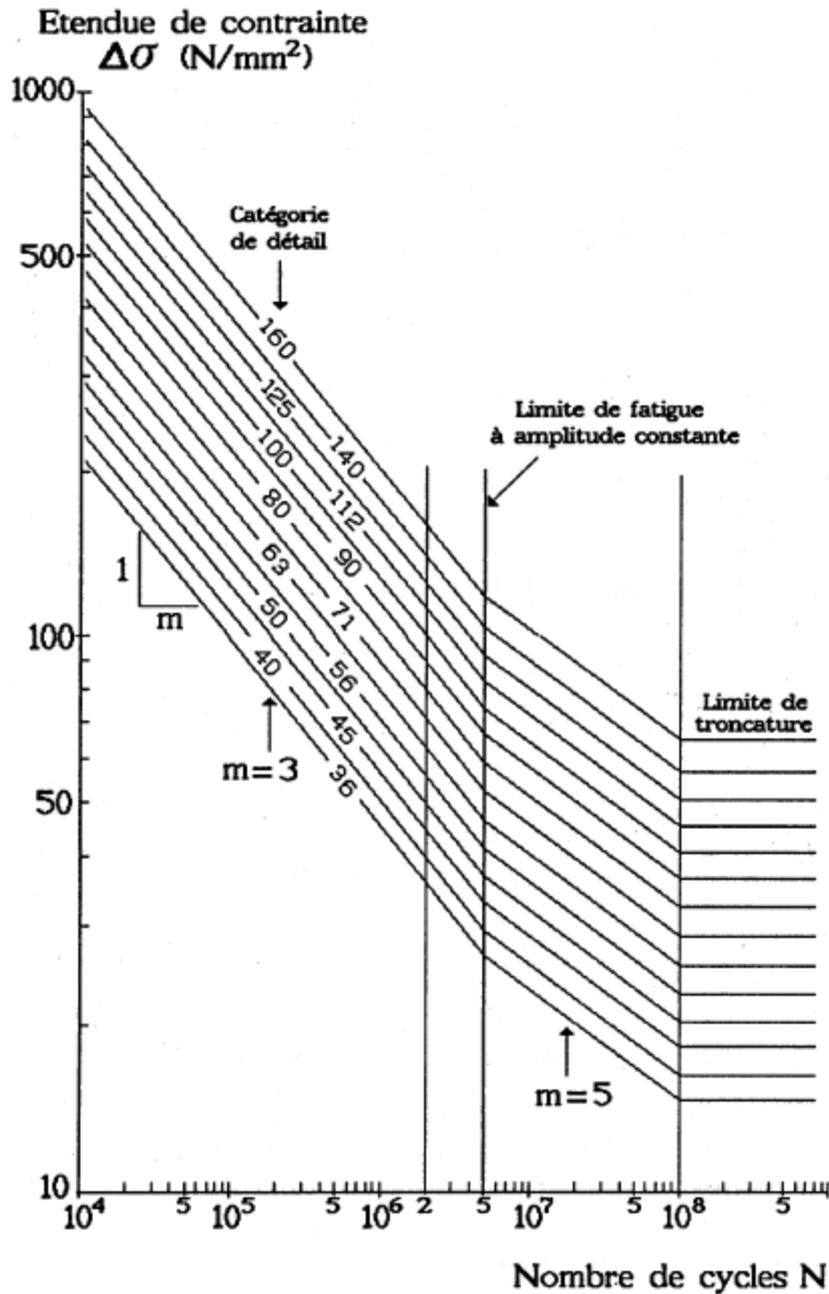


Figure 2-10: Courbes de résistance normalisées. Source : EN 1993-1-9

### 2.3.5.2 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. 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 [37]. 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.

Les études ont montré que ceux-ci peuvent être classés dans la catégorie de détail de fatigue

$\Delta\sigma_c = 71 \text{ N} / \text{mm}^2$ . 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 grandes 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.

### **2.3.6 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. Le paramètre de dommage retenu dans cette formulation est la fraction de vie définie par :

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

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

$$T_{fat}(ans) = \frac{1}{D_{tot}} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

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

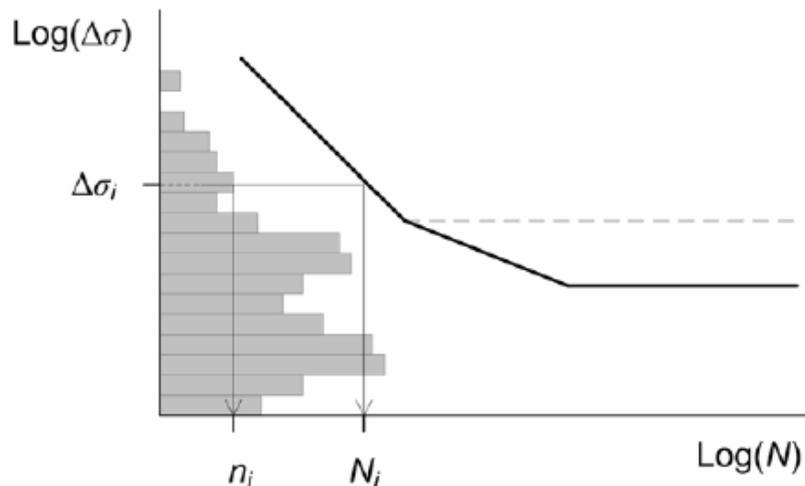


Figure 2-11: Calcul d'accumulation de dommages.

Remarque :

Sur la base d'essais, Miner a trouvé que la rupture par fatigue se produisait lorsque la somme totale  $D_{tot}$  des dommages partiels atteignait une valeur proche de 1.

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

### 2.4.1 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. [38]

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 2-12**) [39] :

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

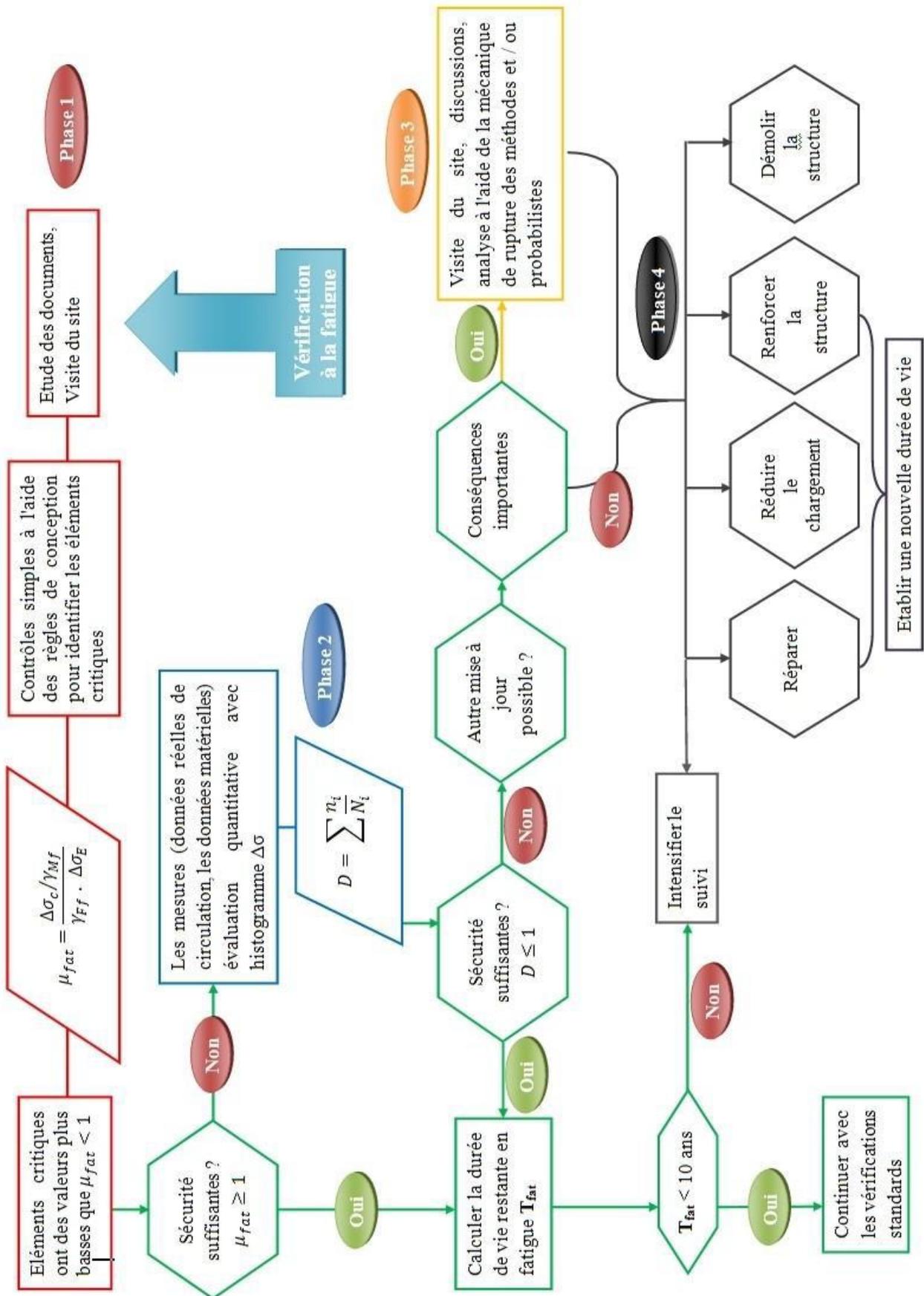


Figure 2-12: Procédure d'évaluation de la fatigue des ponts en acier existants.

### 2.4.2 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 effectué 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 :

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_e} \dots \dots \dots (3)$$

$\mu_{fat}$  : niveau de sécurité de fatigue.

$\Delta\sigma_e$  : contrainte équivalente constante d'amplitude à  $2.10^6$  cycles.

$\Delta\sigma_c$  : résistance à la fatigue à  $2.10^6$  cycles (catégorie de détail).

$\gamma_{Mf}$  : coefficient partiel de sécurité pour le chargement de fatigue.

$\gamma_{Ff}$  : 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 2-13)** Règles pour la détermination de  $Ff$ ,  $\Delta\sigma_e$ ,  $\Delta\sigma_c$  et  $Mf$  sont donnés dans les codes actuels tels que l'Eurocode 3.

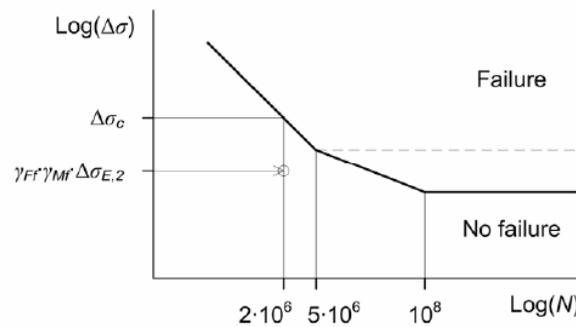


Figure 2-13: Évaluation préliminaire du niveau de sécurité de fatigue.

### 2.4.3 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 raffinées 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  $\mu_{fat} < 1$ ), 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).

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

#### 2.4.3.1 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.

### 2.4.3.2 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  $m = 5$ .

### 2.4.3.3 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.

## 2.4.4 Phase III : Enquête d'expert

### 2.4.4.1 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.

### 2.4.4.2 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 :

$$\Delta K = Y \cdot \Delta \sigma \sqrt{\pi \cdot a} \dots \dots \dots (4)$$

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.

#### 2.4.4.3 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 :

$$\frac{da}{dN} = C (\Delta K)^m \dots \dots \dots (5)$$

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 :

$a_0$  : taille de la fissure initiale

$a_c$  : taille de la fissure finale ou critique

Sur une parcelle log-log de  $\frac{da}{dN}$  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  $m$  (**Figure2-14**). 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 :

$$\frac{da}{dN} = C (\Delta K^m - \Delta K_{th}^m) \dots \dots \dots (6)$$

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 2-14**) 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.

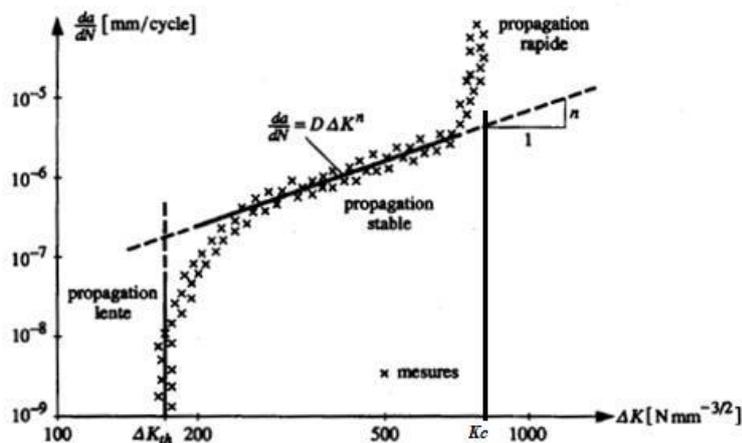


Figure 2-2-14: Allure de la courbe de  $\frac{da}{dN} = f(\Delta K)$ .

Pour un matériau donné et pour un même  $\Delta K$ , la vitesse de propagation est influencée par les conditions de chargement (rapport  $R = \frac{K_{max}}{K_{min}}$ ), 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.

#### 2.4.4.4 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.

#### **2.4.4.5 Emplacements de la fissuration par fatigue**

##### **2.4.4.5.1 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 Oligo cyclique, contreventement latéral) .
- ✓ Changements géométriques (fin de la plaque de recouvrement, joints, raidisseurs).

##### **2.4.4.5.2 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.

##### **2.4.4.5.3 Mesures correctives**

Les mesures suivantes sont indiquées dans la

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

# **CHAPITRE 03**

### **3 Méthodes de réparation et renforcement des ouvrages métalliques anciens :**

#### **3.1 Introduction :**

Les ponts font partie intégrante de l'infrastructure de transport et tous les aspects de leur cycle de vie sont extrêmement importants pour maintenir les attentes des parties prenantes, notamment la sûreté, la sécurité, la mobilité et la fiabilité. Dans le même temps, la dernière décennie a été marquée par plusieurs contraintes de personnel et de ressources financières. Ainsi, l'infrastructure doit être gérée efficacement, tout en maintenant la sécurité requise, à des coûts optimaux. L'entretien fait partie intégrante de la gestion des ponts pour assurer la sécurité et la durabilité des ponts de manière rentable. Étant donné que la maintenance peut être définie comme un acte visant à maintenir les ponts dans un état spécifié, elle joue un rôle majeur dans la gestion des infrastructures en maintenant les ponts opérationnels pour répondre aux attentes des parties prenantes. Un entretien approprié prolonge la durée de vie du pont de manière rentable, évitant ainsi une réhabilitation ou un remplacement inutile ou prématuré de la structure ou de ses composants. Un programme de maintenance efficace comporte plusieurs aspects, notamment le type et la portée d'une activité, la planification de l'activité et la détermination des coûts associés à l'activité. Tous ces aspects ont considérablement évolué au cours des quatre dernières décennies, passant de très réactifs à très proactifs. Ce chapitre aborde brièvement le rôle de la maintenance dans le cycle de vie d'un pont, les types d'activité de maintenance et les nouvelles tendances en constante évolution dans la gestion efficace des ponts.

#### **3.2 Défauts rencontrés sur matériaux métalliques anciens :**

##### **3.2.1 La soudabilité :**

La soudabilité des matériaux métalliques employés dans la construction des ouvrages d'art n'a pas été prise en considération qu'après son emploi comme mode de réalisation des assemblages. En conséquence, tout ouvrage rivet, mais aussi soudé (antérieur à 1970 env.) doit faire l'objet d'une étude métallurgique de caractérisation de ce critère. **La figure 3-1** présente la rupture d'une diagonale tendue de poutre triangulée sous l'effet d'une soudure de faible dimension destinée à solidariser un garde-corps à la diagonale. Cette disposition a entraîné la rupture de la pièce par effet de trempe locale avec formation de structures métallographiques fragiles, la formation d'une fissure puis la rupture de la pièce [15].



*Figure 3-1: Rupture d'une diagonale tendue sur un point de soudure*

### **3.2.2 La fragilité au choc :**

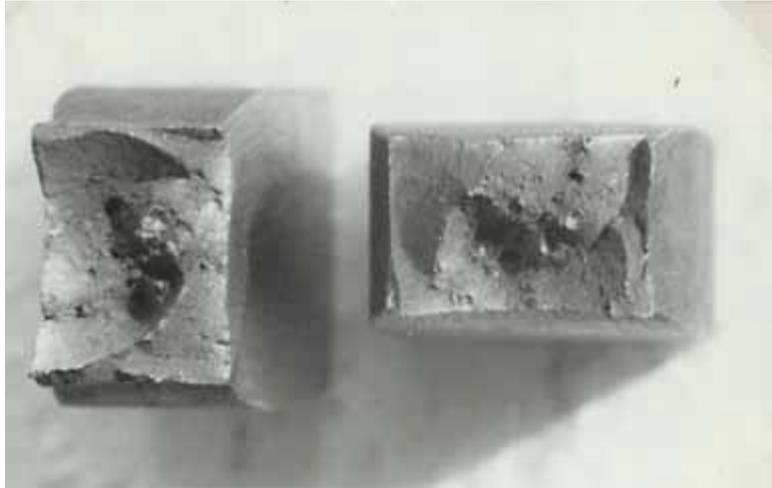
Les aciers anciens généralement non soudables sont sensibles aux chocs et présentent des ruptures en pleine tôle par manque de déformation plastique [40].



*Figure 3-2: Fragilité au choc sur acier des années 1920.*

### **3.2.3 L'état inclusionnaire :**

Les inclusions dans l'acier sont : les oxydes, les aluminates, les silicates, les sulfures.



*Figure 3-3: Inclusions sur zone de rupture d'une éprouvette de traction : Acier A 52*

Les deux premières de type globulaire sont peu nocives au soudage, les deux autres de type allongé génèrent des concentrations de contraintes en extrémité d'inclusions et peuvent initier des fissures à froid qui, par la suite, peuvent se développer sous effet de fatigue [41].

#### **3.2.4 Les soufflures profondes :**

L'effervescence des aciers ou un calmage insuffisant entraîne la formation de porosités dont les surfaces oxydées ne sont pas refermées lors du laminage. Ce défaut affaiblit le matériau principalement dans le sens de l'épaisseur [42]



*Figure 3-4: Porosité dans la masse d'un acier des années 1970*

### 3.2.5 Dédoublures :

Les dédoublures correspondent à la présence d'une retassure secondaire lors de la solidification du métal dans le lingot ou d'un chutage insuffisant en tête de lingot. Ce défaut a disparu avec le développement de la coulée continue (1975 - 80). La résistance au travers court est sensiblement nulle [15].

Corrosion foisonnante

Au niveau d'une dédoublures de la tole sur ouvrage en service



Eprouvette de traction dédoublée - dédoublure multiple sur un large plat

*Figure 3-5:Dédoublures sur essais de laboratoire et sur ouvrage*

Les faces des dédoublures sont généralement oxydées et peuvent présenter des résidus de scories nocives vis-à-vis des opérations de soudage.

### 3.2.6 Les pailles :

Ces défauts de surface correspondant à des repliures lors laminage dont les faces oxydées forment une discontinuité du métal dans le sens de l'épaisseur.



*Figure 3-6:Pailles sur éprouvette d'essai et sur ouvrage*

### **3.3 Méthodes de renforcement et réparation :**

L'ensemble des techniques et méthodes de construction sont utilisées en réparation, soit en atelier en préparation d'éléments, soit sur site pour raccorder ces éléments à la structure en place. Les aciers modernes sont élaborés dans un objectif d'assemblage par soudage. Ce souci n'existait pas pour les matériaux métalliques anciens dont l'assemblage était réalisé par boulonnage et/ou rivetage. Depuis les années 1950 environ, les sidérurgistes ont développé les concepts de soudabilité métallurgique afin de faire évoluer les méthodes d'assemblage. Tout projet de réparation doit faire l'objet d'une étude qui débute par la connaissance du matériau métallique employé et de son comportement métallurgique afin d'apprécier le comportement au soudage, d'adapter les paramètres et, s'il y a lieu, d'exclure celui-ci au profit de techniques d'assemblage telles que le rivetage ou le boulonnage. Compte tenu du mode de fonctionnement différent de ces techniques d'assemblage, il n'est pas possible de les utiliser partiellement sur un même assemblage [15] .

Toutefois la réparation concerne la possibilité de restitution du potentiel existant des éléments avariés, tandis que le renforcement remet l'élément aux normes actuelles avec augmentation des performances.

#### **3.3.1 Remplacement d'éléments endommagés :**

De très nombreux ouvrages sont constitués par des structures triangulées intérieurement hyperstatiques et il est parfois possible de démonter une barre (diagonale, ou montant) sans mettre en cause la stabilité de l'ouvrage sous poids propre. Si l'on se contente de démonter une barre et de la remplacer sans précautions particulières, il est évident que la barre neuve ne participera pas à la résistance de l'ouvrage sous l'effet des charges permanentes. Il convient donc de mettre en place un dispositif provisoire capable d'équilibrer les efforts existant dans la barre à remplacer. Dans le cas d'une barre tendue, ce dispositif peut être facilement réalisé à l'aide de barres de brelage.

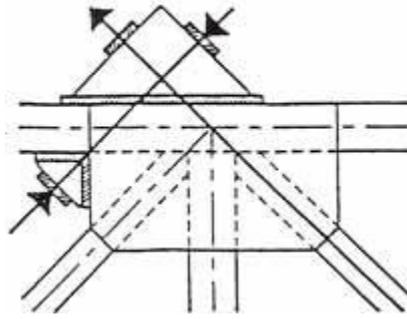


Figure 3-7: Principe d'ancrage de barres de brelage.



Figure 3-8: Remplacement d'un montant d'une poutre treillis – dispositif provisoire de reprise des efforts par barres de brelage

Dans le cas d'une barre comprimée, il est possible d'imaginer un dispositif similaire composé de butons et de vérins mais un tel système est encombrant et plus difficile à ancrer en ses extrémités.

Toutefois il faut veiller à ce que la résultante des efforts du dispositif provisoire soit portée par la fibre moyenne de la barre afin d'éviter tout effort et déformation parasite.

Il n'est pas toujours facile de connaître avec précision l'effort exact existant dans une barre (charges permanentes mal connues, déformations imposées à l'ouvrage, phasage de

construction inconnu ou mal connu, etc.). Pour compenser le manque d'informations, il est possible de procéder de la manière suivante :

- Mise en charge du dispositif provisoire à l'effort donné par le calcul ;
- Réalisation d'un repère d'alignement de la barre et de son gousset d'attache ;
- Elimination des rivets d'attache de la barre sur son gousset et de tout élément pouvant gêner un mouvement relatif ;
- Vérification qu'il n'y a pas eu de mouvement relatif barre-gousset, sinon ajustement de l'effort dans le dispositif provisoire de sorte à réaligner le repère.

En appliquant les mêmes principes il est possible de remplacer des goussets d'attache de barres (opération délicate nécessitant des vérifications par étapes) mais, ceux-ci assurant en général la liaison entre trois barres (deux diagonales et une membrure par exemple), il convient, soit de mettre en place un dispositif qui annule les efforts dans les deux diagonales simultanément (ce qui n'est pas toujours facile à réaliser), soit de procéder par étapes selon le phasage :

- reprise des efforts dans la diagonale A par un dispositif provisoire.
- coupe du gousset en deux parties suivant la bissectrice des deux diagonales.
- dépose du demi-gousset attachant la diagonale A.
- mise en place d'un demi-gousset neuf.
- mêmes opérations pour la diagonale B.
- soudure des deux demi-goussets entre eux.

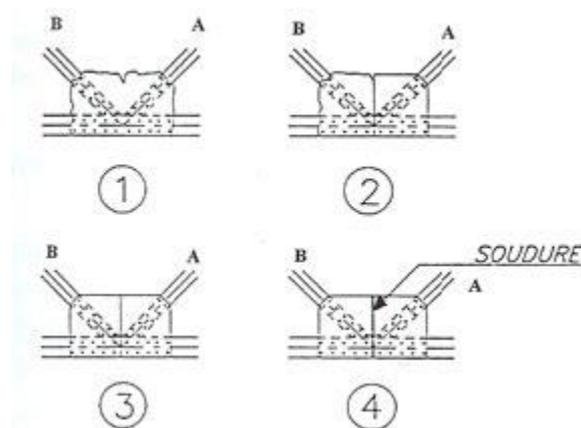


Figure 3-9: Remplacement de gousset

Afin de limiter les contraintes dues au retrait de soudage, les rivets voisins du joint ne seront mis en place qu'après réalisation de la soudure. Si cela n'est pas possible, la soudure sera remplacée par une éclisse rivée ou boulonnée.

### 3.3.2 Ajout de matière :

Il est possible de renforcer une structure métallique en augmentant la section de ses éléments les plus faibles par ajout d'un profilé ou d'une tôle. Cette possibilité ne doit pas faire oublier les précautions à prendre pour réaliser un tel renforcement [43].

On peut soulager les efforts dans la structure lors du renforcement, de sorte que ce dernier participe au moins partiellement à la résistance sous poids propre. Pour ce faire, trois méthodes sont couramment utilisées :

- Installation de l'ouvrage sur appuis provisoires, mais cette méthode, simple et efficace est rarement envisageable pour d'évidentes raisons de site.
- Mise en œuvre d'une précontrainte provisoire. Lorsqu'il s'agit de renforcer une diagonale ou un montant, l'installation et l'ancrage de barres de brelage ne pose pas de problèmes majeurs dans les cas courants. Lorsqu'il s'agit de renforcer une membrure de poutre, l'ancrage des barres ou des câbles de précontrainte pose des problèmes technologiques (difficulté pour ancrer un effort concentré en partie courante d'une membrure, problèmes d'encombrement aux abouts de l'ouvrage).
- Recours aux dénivellements d'appuis : cette méthode, facile à mettre en œuvre dans de nombreux cas, voit son domaine d'application limité par la résistance des sections sollicitées par les transferts d'efforts.

L'augmentation des sections des membrures modifie la rigidité et la loi d'inertie de la structure, ce qui provoque une modification de la courbe des moments fléchissant et il convient d'en tenir compte dans le calcul. Il ne faut pas oublier de vérifier et éventuellement de renforcer les goussets d'attache. Il est inutile de prévoir des renforts en acier à haute limite élastique, les contraintes à ne pas dépasser en service normal étant limitées par la qualité des aciers en place.

#### 3.3.2.1 Dispositions constructives :

Il faut :

- Éviter les concentrations de contraintes et les efforts parasites en débardant les extrémités des pièces de renfort, en meulant les extrémités des cordons de soudure, en réalisant l'attache des pièces de renfort dans des zones où l'effort est aussi faible que possible, en respectant le tracé des lignes d'épures, etc.
- Éviter de créer des « pièges à eau » ; cette exigence est parfois en contradiction avec le maintien de la position des centres de gravité. La figure 90 illustre cette contradiction : le renfort de la membrure supérieure modifie la position du centre de gravité de cette membrure mais ne gêne pas l'évacuation des eaux de pluie. Le renfort de la membrure inférieure présente le défaut inverse. Dans le cas où il n'est pas possible de concilier les deux exigences, il y a lieu d'éviter les pièges à eau et de réaliser un modèle de calcul tenant compte des excentricités des centres de gravité.

Cette position est à exclure si elle constitue un piège à eau et/à poussière

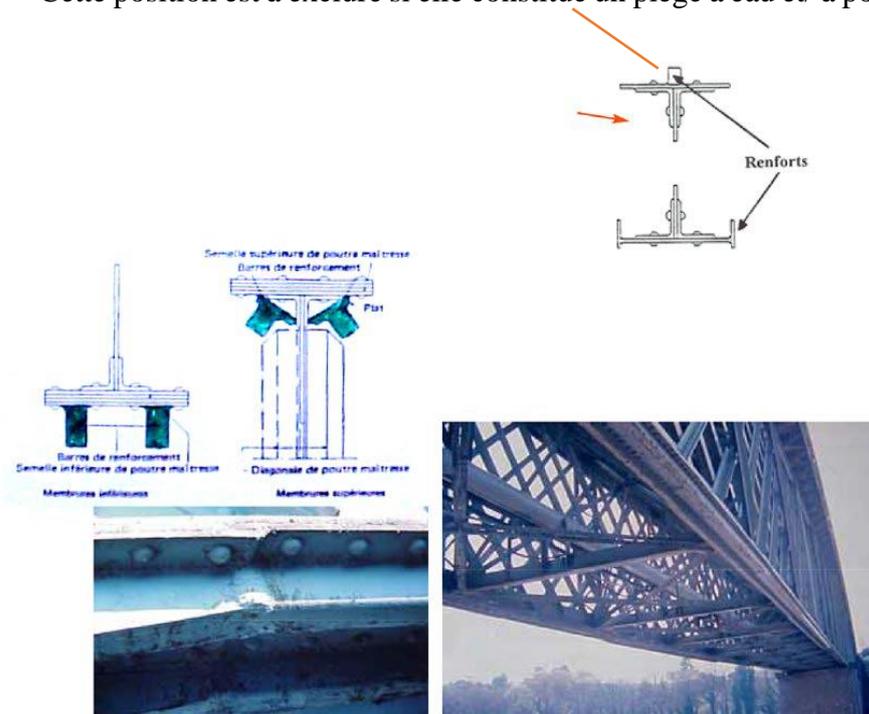


Figure 3-10: Ajout de matière sous la membrure inférieure entre lignes de rivets

(Pont de Douarnenez)

Puisque la résistance d'une diagonale ou membrure est limitée par sa contrainte critique de flambement, il convient juste de prendre des précautions élémentaires qui sont les suivantes :

- Eviter que le renfort constitue des pièges à eau.
- Maintenir la position des centres de gravités.
- Empêcher les concentrations de contraintes en évitant les changements de section trop brutales.
- Tenir compte de la nouvelle loi d'inertie dans le cas du renforcement d'une membrure.

Il peut aussi avoir ajout de matière avec des éléments plats au niveau de âmes et des membrures, soit par soudage, rivetage ou boulonnage.

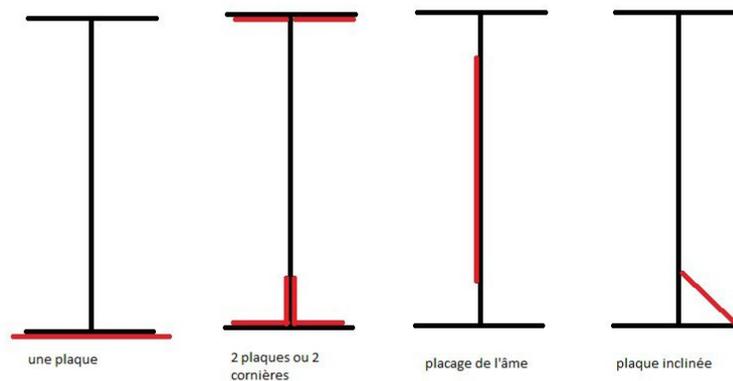


Figure 3-11: Renforcement par placage d'une poutre en I.

### 3.3.3 Déconsolidation d'assemblages rivets :

Dans les assemblages les plus sollicités, le desserrage d'un ou plusieurs rivet surcharge les rivets encadrants et le défaut peut s'aggraver rapidement, il convient donc de remplacer au plus vite les rivets défectueux [44] :

- Par de nouveaux rivets au moins du diamètre immédiatement supérieur à ceux remplacés.
- Remplacer tous les rivets constituant l'assemblage par des boulons HR avec maîtrise du coefficient de frottement des surfaces de contact.
- Remplacer les rivets par des boulons calibrés seulement si le nombre de rivets à remplacer est faible.
- Par des boulons injectés.



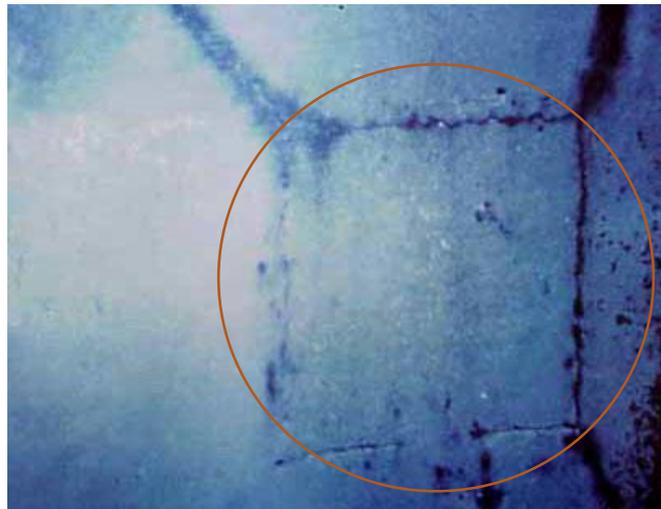
Figure 3-12: Déconsolidation d'assemblage rivé avec rupture de rivet

Dans le cas de tabliers en acier doux ou en fer puddlé, des contrôles non destructifs peuvent être nécessaires pour s'assurer qu'il n'y a pas de fissures initiées autour des trous de rivets dans les parties non visibles (sur les âmes des longerons, sous les cornières membrures

ou montantes par exemple). La réparation des déconsolidations d'assemblages boulonnés HR nécessite une étude spécifique.

### 3.3.4 Eviter les zones de concentrations, améliorer le comportement à la fatigue :

Le bridage des soudures, les variations brutales de géométrie, ... constituent des zones de concentration de contraintes et peuvent générer des initiations de fissure sous effets de sollicitations répétées (fatigue). Il convient d'adopter des dispositions constructives adaptées pour épanouir les concentrations de contraintes, tout particulièrement sur les matériaux métalliques anciens de soudabilité médiocre.



*Figure 3-13: Fissuration par concentration de contraintes en zone de fort bridage*

La figure précédente représente la fissuration d'une poutre d'un ouvrage ancien sous l'effet de bridage de soudage au niveau des angles d'un mouchoir positionné en réparation d'un impact. La réalisation d'arrondi aurait été de nature à améliorer cette réparation avec un rayon de 5cm par exemple.

La figure qui suit présente une réparation par ajout d'un gousset d'épanouissement au niveau d'une variation géométrique de la membrure inférieure. Les effets de concentrations de contraintes, amplifiés par le rail de lancement interrompu dans la même section, ont entraîné la fissuration de la membrure inférieure du caisson à proximité de l'appui.



Figure 3-14: Désordre de fatigue et réparation avec gousset d'épanouissement

Pour améliorer le comportement d'assemblages soudés, diverses techniques peuvent être mises en œuvre :

- Le meulage du bombé des soudures bout à bout.
- L'élimination de caniveaux par rechargement.
- La refusion TIG permet un raccordement adouci en pied de cordon d'angle.
- Le shoot peening ou grenailage de précontrainte permet par écouissage à froid l'inversion des contraintes résiduelles de traction dues au bridage.

Toutefois, ces techniques sont efficaces uniquement si elles sont appliquées au niveau de la zone d'initiation des fissures de fatigue.

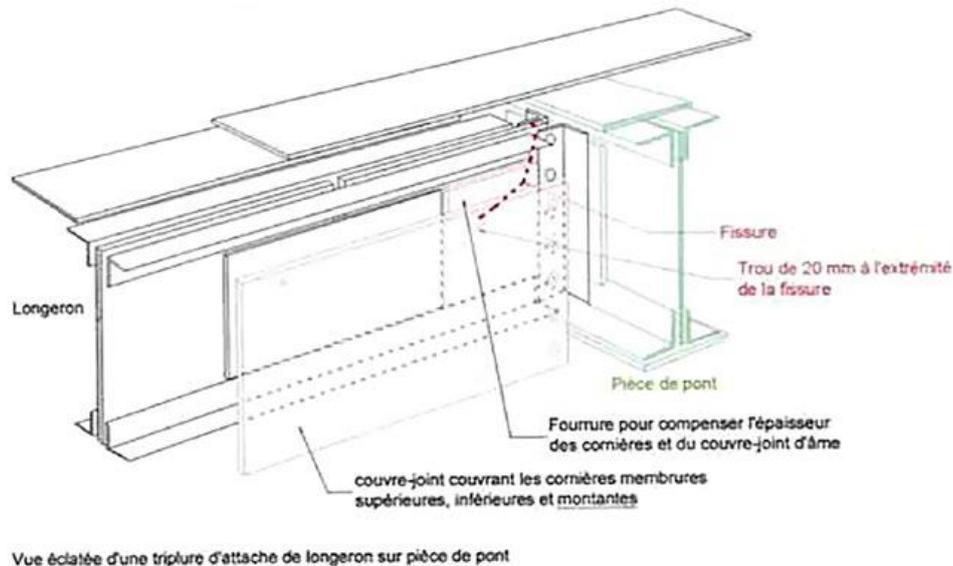


Figure 3-15: Réparation par placage d'une âme de longeron fissuré par fatigue (schéma SNCF).

### 3.3.5 Eviter ou limiter la corrosion :

Certaines dispositions constructives anciennes génèrent des espaces entre pièces qui rendent impossible l'application d'une protection anticorrosion. L'étanchéité pourra être obtenue par rechargement et/ou par la pose d'une fourrure soudée sur les tôles ou les profilés en place (figures 3-16). Cette technique présente des difficultés d'exécution et peut présenter certains risques de fissuration sur des aciers anciens non soudables. L'étanchéité peut aussi être obtenue par masticage mais nécessite une maintenance rigoureuse.

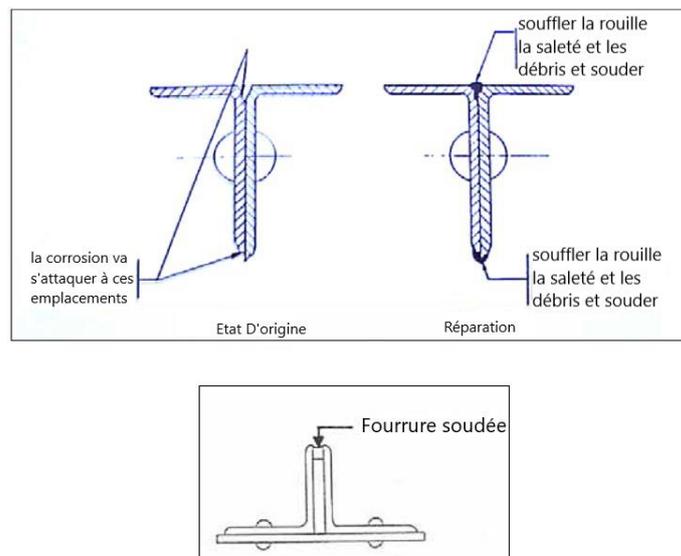


Figure 3-16: Schéma d'une fourrure soudée.

La pratique des chaudes de retrait, essentiellement utilisée par les constructeurs métalliques en atelier, consiste à chauffer localement le métal en vue de réduire les déformations accidentelles ou non, résultant d'opérations antérieures, telles que le soudage, ou de produire volontairement des déformations impossibles à obtenir par un moyen mécanique.

Les chaudes de retrait génèrent des cycles thermiques et imposent des gradients de température susceptibles de modifier la structure métallographique du métal et de dégrader ses caractéristiques initiales. Le phénomène utilise les contraintes générées par les dilatations, les plastifications et les contractions produites par un cycle thermique localisé de chauffage et de refroidissement. La source de chaleur est généralement un chalumeau ou, pour les tôles minces, un inducteur.

Toute opération de chaude de retrait est potentiellement une source de risques pour la construction métallique dans la mesure où, si le cycle thermique est mal maîtrisé, les caractéristiques des matériaux peuvent être affectées.

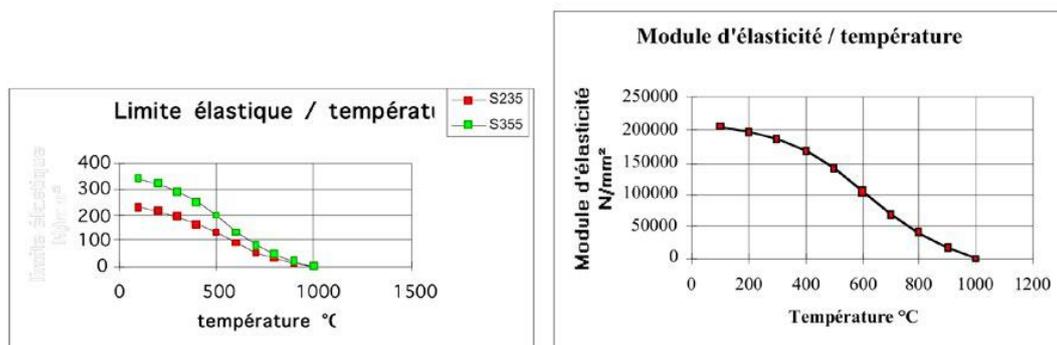


Figure 3-17: Comportement des aciers à températures élevées [15]

### 3.3.6 Appareils d'appuis :

En cas de désordre, les appareils d'appui doivent être remplacés ou remis en état et recalés après démontage et remplacement des éléments dégradés.

Parmi les appareils d'appui métalliques, les appareils à rouleaux multiples sont les plus vulnérables aux phénomènes de corrosion (feuilletage), notamment à proximité des joints de chaussée dont l'étanchéité laisse à désirer. Les ruptures de dents révèlent un fonctionnement anormal du système (effort horizontal excessif et/ou concentré en un point, dents mal conçues avec frottement important). Une forte inclinaison de rouleaux tronqués doit faire l'objet d'une prise de décision rapide.

A noter que le remplacement des appareils d'appui à balanciers et à rouleaux par un autre système d'appareils d'appui n'est pas toujours pertinent pour des raisons de modification de la répartition des efforts horizontaux sur les piles et culées ou des raisons architecturales.

Pour les petits ouvrages, il est possible de remplacer ces appareils d'appui par des appareils d'appui en élastomère fretté sous réserve de prévoir un système de guidage et d'en tenir compte dans le dimensionnement [45].

### **3.3.6.1 Exemples de pression limite de Hertz en MPa selon les aciers et les règles de calcul :**

Aciers moulés ( NF A 32 051 ) : E : lim. élastique ; M : lim. traction en Kg/mm<sup>2</sup>)

- E 20 – 40 M 784 1 040 704
- E 23 – 45 M 90 1 096 792
- E 26 – 56 M 1019 1 352 985
- E 30 – 57 M 1176 1 560 1 003

Aciers laminés (NF EN 10 025)

- S 235 (selon épaisseur 40 à 200 mm) 860 à 740 645 à 610
- S 355 (selon épaisseur 40 à 200 mm) 1 340 à 1 140 843 à 807

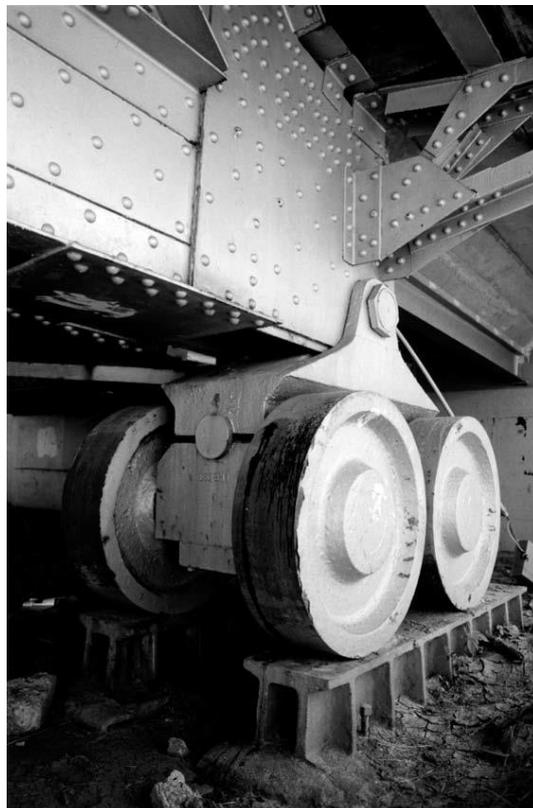
\* Réduction forfaitaire pour excentrement transversal  $\beta = 0,8$  comprise

Aciers inoxydables X 40 Cr 13 selon NF EN 10027 trempés et traités en surface de contact, dureté 6 000 MPa

- Fabrication spéciale pouvant accepter  $f_{hz} = 2300$  MPa environ
- Pour les appareils d'appui des ouvrages en service, il n'y a pas lieu de mettre en conformité avec les limites de pression fixées par la norme NF EN 1337, les limites des Fasc. 61-V étant tout à fait acceptables.



*Figure 3-18: Modification souhaitable    Figure 3-19: corrosion à traiter lors de la remise En peinture de l'ouvrage*



*Figure 3-20: Les appareils d'appuis à rouleaux du Sorlie Memorial Bridge permettent au pont de se déplacer avec les berges en plastique [46]*

### 3.3.7 Réparation des assemblages soudés

La réparation de matériaux anciens par soudage nécessite la caractérisation du matériau, dont la date de construction est un élément important [47].

#### 3.3.7.1 Cas du fer puddlé

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

Deux précautions à prendre suite à la faible cohésion entre feuillets et au grand nombre d'inclusions :

- intéresser une étendue relativement importante des fibres du métal,
- éviter de concentrer la soudure dans une même section
- souder assez «froid» pour éviter la séparation thermique des feuillets.

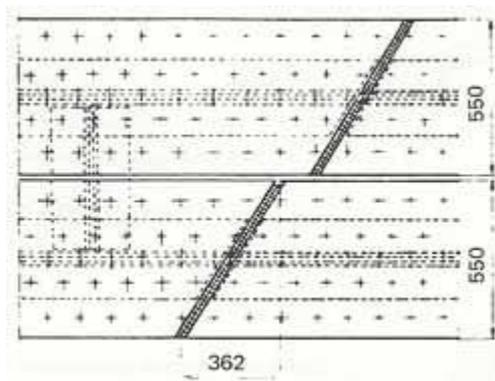


Figure 3-21: Soudure oblique sur fer puddlé [15]

Le choix des électrodes doit être réalisé de façon à donner une ductilité élevée du joint soudé. On utilise des électrodes de référence normalisée ; par exemple, le type E 43 est adapté, les caractéristiques du métal déposé étant supérieures à celles du fer puddlé. Bien qu'il n'y ait pas de risque de fissuration à froid, dans le cadre de réparation d'ouvrages d'art et du fait des teneurs en impuretés soufre et phosphore élevées, nous retiendrons le choix des électrodes à enrobage basique. Pour éviter les soufflures, les électrodes doivent être étuvées. De plus, le laitier formé, plus froid, contrebalance la fluidité du fer puddlé et facilite ainsi l'exécution des cordons dans certaines positions difficiles. Les électrodes à enrobage rutile ne semblent pas à proscrire totalement et peuvent être utilisées pour des travaux secondaires. En effet, le dynamisme de l'arc, supérieur à celui d'une électrode à enrobage basique, intéresse un plus grand nombre de feuillets de fer puddlé. Les épaisseurs à souder sont généralement faibles (de

l'ordre de 6 à 10 mm), le diamètre d'électrode le plus courant est donc le 3,15 mm ; dans certains cas on utilisera le 2,5 ou 4 mm.

Les dessins des assemblages seront établis de façon à intéresser la plus grande étendue possible des fibres du métal et doivent permettre la réalisation de joints à faible bridage. Les joints qui sollicitent le métal selon le sens perpendiculaire au laminage sont proscrits. Par suite de l'hétérogénéité des fournitures, il convient de procéder à une épreuve de convenance sur un ou plusieurs échantillons représentatifs du métal de la structure.

Soudures bout à bout : réalisation d'un beurrage, puis soudure en quatre passes avec reprise à l'envers sur chanfrein en V à 70°, le beurrage et la soudure étant réalisés selon la répartition des (figures 3-22 et 3-23).

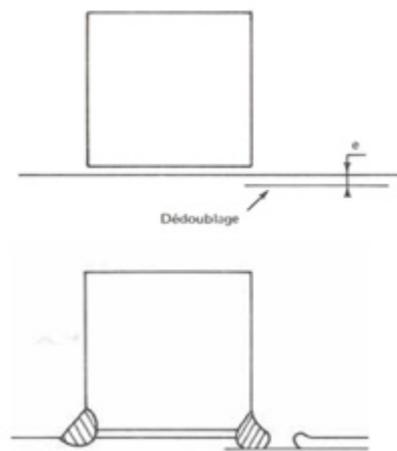


Figure 3-22: Soudures d'angle. Formation de caniveau

Pour les soudures d'angle il peut y avoir formation de caniveaux, provoquée par la présence d'un dédoublement à faible profondeur sous la peau. Sous l'effet de la tension superficielle, le métal fondu peut former un sillon latéral le long du cordon de soudure. Pour remédier à cette difficulté deux dispositions constructives peuvent être retenues :

- Réalisation d'une saignée étroite à la meule (disque de 3 mm d'épaisseur), puis dépôt dans celle-ci d'un cordon de soudure avec une électrode de petit diamètre (2,5 mm).
- La réalisation du sillon permet d'intéresser une épaisseur plus grande de métal, ce qui a pour effet de faire participer au soudage un nombre plus important de feuillet.

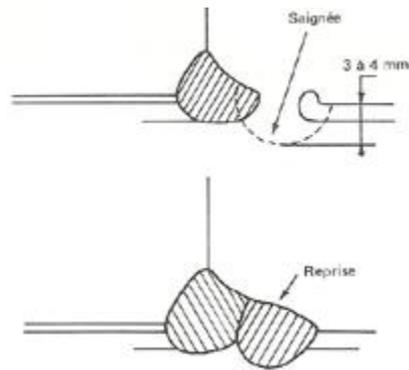


Figure 3-23: Soudure d'angle. Reprise au raccordement

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

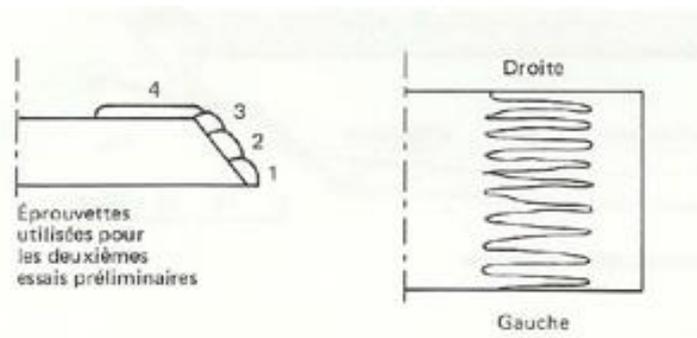


Figure 3-24: Méthode de beurrage du chanfrein

### 3.3.7.2 Cas des aciers anciens

Les aciers anciens destinés à la construction rivée de nuances effervescentes présentent souvent, du fait de leur élaboration, des niveaux de résilience très faibles qui rendent ces aciers incompatibles à une opération de soudage du fait de leur fragilité. La teneur en azote est un point important différenciant les procédés d'élaboration. Le rôle néfaste des inclusions est signalé aussi bien vis-à-vis de l'amorçage que de la propagation des fissures de fatigue. De nombreuses observations faites sur pièces ou sur éprouvettes rompues montrent qu'elles peuvent être à l'origine des fissures lorsqu'elles sont de taille suffisante.

- Pour un même type de particule et une même taille, l'effet nocif sera plus sensible dans un acier dur que dans un acier doux ;
- Il convient de distinguer la localisation des inclusions (influence sur l'amorçage) et la distance inter-inclusionnaire (influence sur la propagation) ;
- Bien que le paramètre « forme » ne puisse pas être dissocié de la nature de l'inclusion, il semble jouer un rôle évident ;

Les inclusions dures et plus ou moins anguleuses sont généralement à l'origine d'un amorçage. En effet, une fissure s'amorce plus vite sur les inclusions anguleuses car elles ont un effet de concentration de contrainte plus important. Au stade de l'amorçage, la longueur de fissure est proportionnelle à la dimension de la zone plastifiée (Figure 3-25) ;

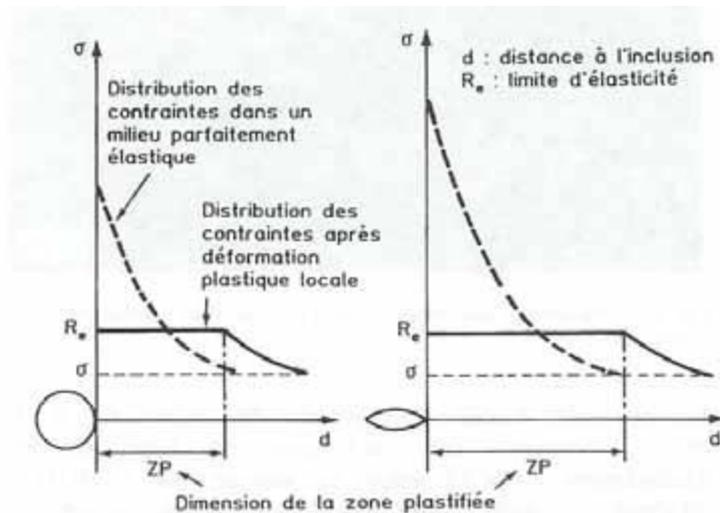


Figure 3-25: Distribution de contrainte autour de particules sphériques ou anguleuses

Lors d'une opération de soudage, les différences de coefficient de dilatation entre matrice et inclusion entraînent des contractions différentes au refroidissement en créant des contraintes locales. Des mesures de coefficient de dilatation permettent de donner un classement des inclusions par ordre de nocivité. Les inclusions d'oxydes seraient peu nocives. Les inclusions de type alumine, aluminate et silicate créent au refroidissement des contraintes de traction dans la matrice. Les sulfures de manganèse peuvent créer des vides à l'interface ou des décollements.

La soudabilité métallurgique est principalement caractérisée par l'aptitude du métal vis-à-vis du phénomène de fissuration à froid. L'essai de fissuration sur implants (NF EN ISO 17642-3), universellement reconnu, permet de simuler les principales causes du phénomène :

- Trempe du métal au voisinage de la zone de fusion,
- Introduction d'hydrogène dans le cordon de soudure,
- Présence de contraintes importantes.

L'application de cet essai aux aciers anciens met en évidence l'influence prépondérante de l'état inclusionnaire de la matrice.

Bien que le nombre d'aciers testés soit réduit, il apparaît que le risque d'amorçage de la fissuration est fortement influencé par la nature et la répartition des inclusions. Les oxydes globulaires sont peu nocifs, les silicates et sulfures du fait de leur forme sont agressifs.

L'analyse d'aciers vis-à-vis d'une réparation par soudure semble à effectuer sur la base d'une caractérisation chimique, associée à une détermination de la propreté inclusionnaire par examen métallographique et, particulièrement pour les aciers anciens, la réalisation d'une empreinte « BAUMAN » pour vérifier la répartition des inclusions dans la section.

Selon la bibliographie et les résultats des essais de fissuration sur implants (NF EN ISO 17642-3), il est possible de retenir les seuils suivants pour satisfaire au soudage à l'électrode basique dans le cadre de réparation :

Composition chimique :

- C < 0,14 %
- P < 0,05 %
- S < 0,05 %
- N < 0,012 %
- Mn/S > 8 %

État inclusionnaire :

- Oxydes globulaires : peu nocifs,
- Silicates, sulfures : nocifs au-delà d'un indice moyen de 1 selon la norme NF A 04-106.

Les nuances effervescentes devront faire l'objet d'une attention particulière vis-à-vis des conditions de fragilité. Ces seuils ne doivent pas être retenus comme une impossibilité d'utilisation du soudage, mais comme une zone à risque vis-à-vis du phénomène d'amorçage et de propagation de fissures. En conséquence, il conviendra d'examiner la conception des assemblages de façon à obtenir des joints peu bridés, faiblement sollicités en fatigue et non soumis à des efforts de traction selon l'épaisseur des pièces ; de plus, des procédés à énergie élevée seront employés.

### **3.3.7.2.1 Cas des aciers modernes**

Les aciers élaborés par les procédés à l'oxygène et au moyen de la coulée continue, soit à partir des années 1975 environ, ne présentent généralement plus de problèmes de santé interne (état inclusionnaire, paille, dédoubleures...) et les critères modernes de soudabilité par la notion du carbone équivalent sont applicables.

Les formules de Carbone Equivalent employées sont :

- Pour les aciers au Carbone – Manganèse :

$$C_{eq} = C + \frac{M_n}{6}$$

- Pour les aciers à dispersoïdes :

$$CEV = C + \frac{M_n}{6} + \frac{(C_r + M_o + V)}{5} + \frac{(Ni + Cu)}{15}$$

Une valeur de 0,40 à 0,42 est limite et correspond à une nécessité de préchauffage.

### 3.3.7.2.2 Cas particuliers : aciers auto patinables

Les aciers à teneur élevée en phosphore sont normalement exclus en ouvrages d'art. Sur un ouvrage ancien, il convient de vérifier avant travaux la nuance employée. Les aciers patinables (hors WA puis XP) peuvent être soudés par les procédés habituels, aussi bien entre eux qu'avec des aciers non alliés aptes au soudage. Si une pellicule protectrice est déjà formée, elle doit être enlevée (par exemple meulage), pour éviter la formation de fissures à chaud sur la surface par des alliages cuivre - fer à bas point de fusion. Si l'acier patinable est laissé sans revêtement, les matériaux d'apport de soudage doivent également résister aux intempéries.

Les fils fins utilisés pour les aciers de construction de même grade peuvent être utilisés pour l'acier Indaten 355. L'apport de cuivre par le cuivrage des fils contribue à la patinabilité des soudures. Les fils fourrés à utiliser sont également du même type que ceux des aciers au carbone - manganèse correspondants.

## 3.3.8 Réparation des assemblages boulonnées :

### 3.3.8.1 Généralités sur les assemblages

La réparation des ouvrages par boulonnage ne comporte pas de véritables spécificités liées à la période de construction et des matériaux utilisés. Les règles générales d'assemblage par boulons sur ouvrages neufs s'appliquent, d'où le recours aux règlements et normes en vigueur.

### 3.3.8.2 Remplacement de boulons

Du fait des modes de fonctionnement différents, le mixage des procédés d'assemblage est incompatible. Dans les assemblages les plus sollicités, le desserrage d'un ou plusieurs

boulons surcharge les boulons encadrants et le défaut peut s'aggraver rapidement. Il importe donc de remplacer au plus vite les boulons défectueux.

La réparation des ébranlements, des déconsolidations d'assemblage nécessite toujours une étude préalable, afin :

- De déterminer s'il s'agit d'un problème isolé, de mode de fonctionnement, de pose ou s'il est

nécessaire, pour éviter le retour de l'avarie, de réaliser un renforcement de l'assemblage ;

- De vérifier si le diamètre du boulon définitif est compatible avec les règles de trusquinage (pas, pince). Dans le cas contraire, il y aurait lieu de remplacer les pièces concernées ;
- D'effectuer des contrôles non destructifs, qui peuvent être nécessaires pour s'assurer qu'il n'y a pas de fissures initiées en bord des trous dans les parties non visibles. Suite à la déconsolidation d'un boulon isolé, celui-ci sera remplacé unitairement par un boulon neuf.

Toutefois, en cas d'ovalisation du trou ou de désordre (amorce de fissure en bord de perçage...) un alésage sera nécessaire et le remplacement sera effectué par un boulon neuf de diamètre supérieur. L'alésage définitif avant la pose du boulon de substitution doit avoir fait complètement disparaître l'ovalisation éventuelle du trou engendrée par l'ébranlement. Suite à la déconsolidation de l'ensemble de l'assemblage, l'alésage sera systématique avec utilisation de boulons neufs d'un diamètre supérieur. Le remplacement des pièces sera envisagé si nécessaire [15].

### **3.3.8.3 Assemblages mixtes :**

Les modes d'assemblage fonctionnent selon des principes très différents :

- La soudure reconstitue la continuité de la matière ;
- Les boulons HR, boulons HRC et les rivetons transmettent les efforts par frottement ;
- Les rivets fonctionnent au cisaillement.

Il est donc illusoire de vouloir associer deux de ces moyens pour transmettre un même effort. Remplacer un rivet endommagé par un boulon HR ou un riveton n'apporte quasiment rien à la résistance d'un assemblage ; le seul mérite d'une telle pratique est d'empêcher la corrosion de se développer au droit du trou à l'interface des deux tôles. L'assemblage est un tout, si un élément est déficient, l'ensemble doit être remplacé.

Par souci d'homogénéité, il paraît souhaitable d'utiliser des rivets pour réparer ou renforcer les structures anciennes (contrairement à une idée reçue, il existe encore de

nombreuses entreprises qui possèdent le savoir-faire et le matériel pour poser des rivets), mais le prix peut être un obstacle à leur utilisation. La possibilité d'utiliser le boulon injecté non précontraint peut être examinée.



*Figure 3-26: Remplacement de rivets par rivelon sur assemblage rivé*

### **3.3.9 Pathologie des assemblages boulonnés :**

#### **3.3.9.1 Les principales pathologies des assemblages boulonnés sont :**

- Les défauts de pose : principalement liés au mauvais dimensionnement et choix des boulons : longueur de tige insuffisante, non-respect des conditions de pose.
- La corrosion peut prendre plusieurs aspects, d'abord enrouillement de surface par défaut de protection anticorrosion pouvant aller jusqu'à la dégradation des boulons. La corrosion spécifique des écrous sur ouvrages anciens en boulonnage ordinaire est généralement la conséquence de l'utilisation d'acier resulfurés dans le but d'améliorer l'usinabilité.
- La corrosion entre pièces peut entraîner des efforts de traction sous tête excessif.
- La déconsolidation de boulons ordinaires par suite de serrage insuffisant et/ou de sollicitations répétées excessives se manifeste par le desserrage de boulons qui se propage à l'ensemble des boulons de l'assemblage et engendre le mouvement relatif des pièces et par suite le mauvais transfert des efforts.



*Figure 3-27 : Corrosion spécifique des écrous d'une attache basse de suspente de pont suspendu*

- Le glissement des pièces par suite de dépassement de la résistance de l'assemblage sur un assemblage précontraint peut intervenir en conditions extrêmes. L'assemblage est non réparable partiellement, la reprise de l'ensemble (en l'absence de désordres autres) sera nécessaire par remplacement des couvres joints, l'élimination de l'ovalisation des perçages des tôles à rabouter et l'utilisation de boulons de diamètre supérieur.

La rupture des boulons est décrite dans un article de CETIM- information n° 107 – octobre 1988. Outre les phénomènes de corrosion, deux types de rupture font l'objet de la majorité des expertises de laboratoire.

- Ruptures brutales, soit fragiles, soit ductiles sous chargement statique ou sous l'effet de chocs.
- Ruptures progressives de fatigue sous sollicitations d'amplitudes variables.

Les ruptures sous tête ont souvent eu pour cause la fragilisation par l'hydrogène qui avait pour origine la préparation par bain acide du traitement de surface par galvanisation. Ce procédé est maintenant abandonné



*Figure 3-28: Déconsolidation d'un assemblage boulonné non précontraint d'une diagonale d'une poutre treillis avec disparition d'un boulon de l'assemblage.*



*Figure 3-29: Glissement des pièces au niveau d'un joint de rabouillage sous effort excessif (effondrement partiel de l'ouvrage). Mise en évidence par rupture du feuil de peinture et mise à nu de la sous couche au minium de plomb*

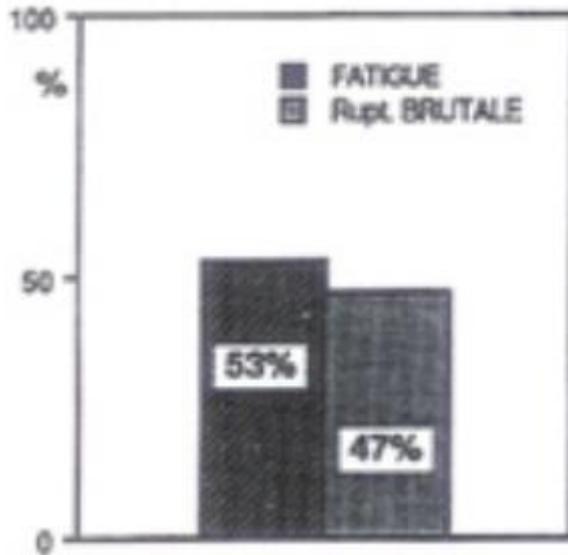


Fig. 1. Type de rupture.

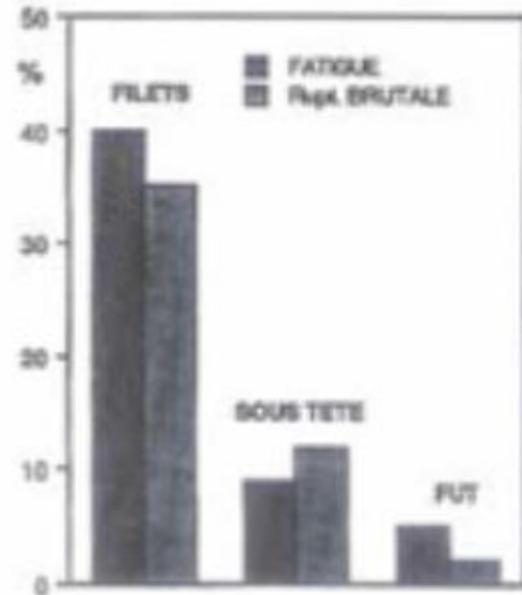


Fig. 2. Positions et types de cassures.

Figure 3-30: Type et position des cassures [15]

Figure 3-31: Coupe d'un boulon HR galvanisé rompu par fragilisation par l'hydrogène.  
Rupture sous tête

### 3.3.10 LA PRATIQUE DE RÉPARATION PAR RIVETAGE

La pratique du rivetage est actuellement réservée au domaine de la réhabilitation des ouvrages dans le cadre de réparation ou de renforcement. Elle concerne des ouvrages anciens assemblés par rivetage dont les propriétés de soudabilité des aciers constitutifs peuvent entraîner des difficultés de réalisation ou de maintenance. Cette technique est employée dans le cas de remplacement de pièces (rivets, cornières, plats...) ou d'ajouts de plats, cornières, couvre-joint... Dans les assemblages les plus sollicités, le desserrage d'un ou plusieurs rivets surcharge les rivets encadrants et le défaut peut s'aggraver rapidement. Il importe donc de remplacer au plus vite les rivets défectueux.

L'utilisation de rivets est parfois remplacée par l'emploi de boulons HR, de rivelons, de boulons calibrés... Toutefois le mode de fonctionnement étant différent (cisaillement pour les rivets, frottement pour les boulons HR, rivelons...) il est illusoire de vouloir associer deux de ces moyens pour transmettre un même effort. Remplacer un rivet endommagé par un boulon HR ou un rivelon n'apporte quasiment rien à la résistance d'un assemblage ; le seul mérite d'une telle pratique est d'empêcher la corrosion de se développer au droit du trou à l'interface des deux tôles. Les réparations des ébranlements nécessitent toujours une étude préalable par le bureau d'étude en connaissance précise des désordres rencontrés et des évolutions possibles et des règles de trusquinage (pas : 4D maxi, pince : 1,5D généralement) et d'encombrement.

Dans le cas de tabliers en fer puddlé ou en acier doux ancien, des contrôles non destructifs peuvent être nécessaires pour s'assurer qu'il n'y a pas de fissures initiées au niveau des trous de rivets dans les parties non visibles (sur les âmes des longerons, sous les cornières membrures ou montantes par exemple).

Ces travaux doivent donc être réalisés par des entreprises qualifiées et nécessitent une surveillance continue. Une réparation par rivetage débute généralement par une phase de dérivetage du rivet ancien. Cette opération est interdite si la température du métal est inférieure à 5°C et réalisée par coupe à la tranche ou élimination de la tête au chalumeau équipé d'une buse à bec plat. Dans le cas de risque de fissuration (faibles section) ou de matériau fragile le perçage sera préféré [15].



*Figure 3-32 Figure 3-33: Coupe d'une tête de rivet*

Le corps du rivet est ensuite chassé au marteau pneumatique équipé d'une broche conique. Le positionnement de la pièce de remplacement conduit généralement à réaligner les trous par un alésage au diamètre supérieur afin d'éliminer tout décalage et ovalisation éventuelle.



Figure 3-34: Chasse du corps du rivet et alésage du trou au diamètre supérieur

Les rivets sont portés à température, conformément à la norme NF EN 1090-2 (§ 4-d-2) au moyen de four à fuel sous pression, à propane ou de four électrique.

La mise en place se fait à chaud, la tête première est maintenue en position au moyen de tas pneumatique, la tête seconde est formée au moyen d'une bouterolle. Après refroidissement, la légère collerette formée est éliminée par gougeage [15].



Figure 3-35: Pose d'un rivet à tête ronde et gougeage de la tête de rivet

### 3.3.10.1 La pathologie des assemblages rivés

#### 3.3.10.1.1 Défauts de pose

Les défauts de pose se détectent par l'examen de la tête seconde sur l'assemblage, ce sont :

- Tête mal pincée
- Tête excentrée

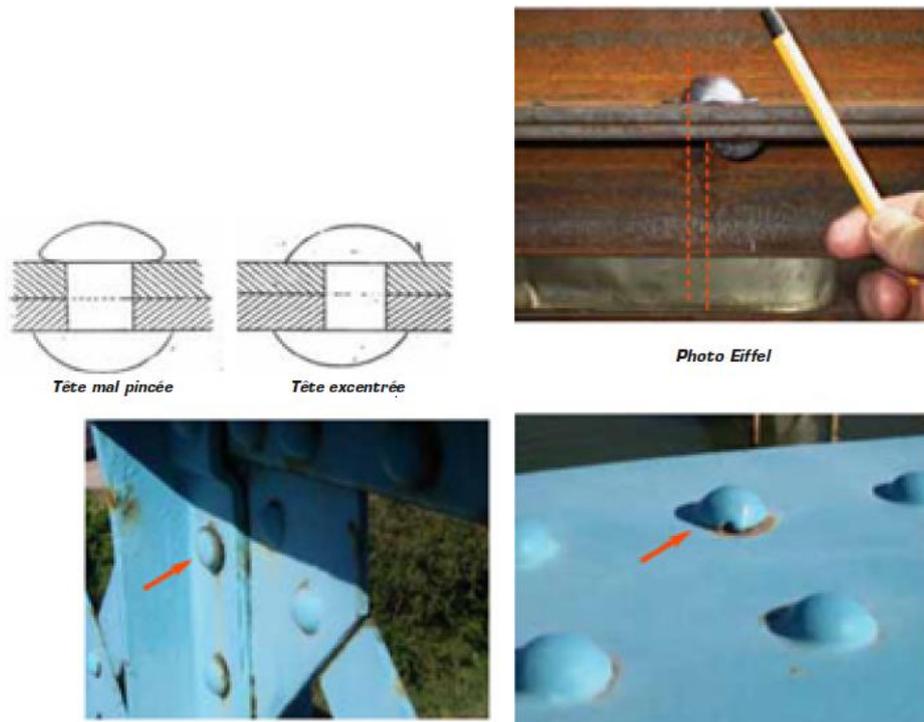


Figure 3-36: Défauts de pose de rivet

- Gerçure du métal.
- Tige trop courte : se caractérise par le marquage de la bouterolle autour de la tête de rivet.
- Tige trop longue : se caractérise par une collerette de métal autour de la tête de rivet.
- Développement de fissures autour du trou, initiées lors de la réalisation du trou.

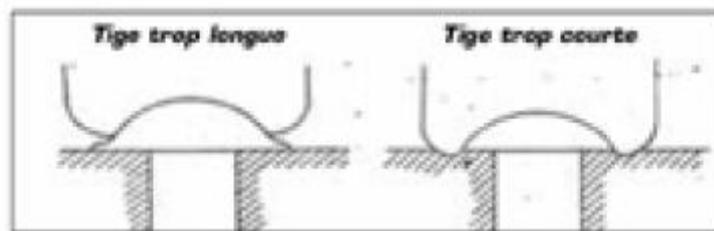


Figure 3-37: Défaut de longueur de tige de rivet

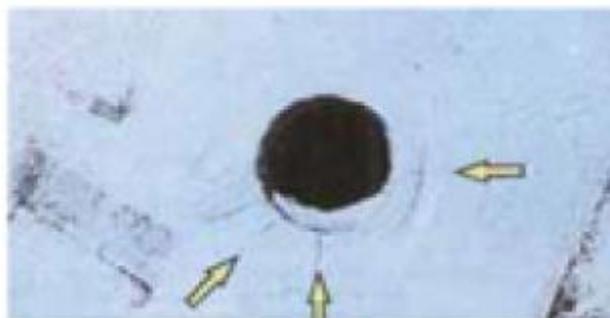


Figure 3-38 : Fissuration sur trou de rivet

### **3.3.11 Corrosion**

La corrosion des têtes peut prendre plusieurs aspects en fonction du formage de la tête. Le résultat est la dégradation du métal des têtes avec à court ou moyen terme la Déconsolidation de l'assemblage.

#### **3.3.11.1 Déconsolidation des rivets et assemblages**

Le desserrage des rivets et assemblages rivés est un phénomène lent de mise en mouvement des pièces les unes par rapport aux autres. C'est surtout un phénomène qui concerne les ponts ferroviaires de conception ancienne et à pose de voie directe (absence de ballast) [15].

Les déconsolidations sont révélées par :

- La rupture du film de peinture
- Un léger ressuage d'oxyde sur la peinture
- Le mouvement du (des) rivet(s) ou assemblage
- L'ovalisation des trous
- La rupture du (des) rivet(s) ou assemblages.

# CHAPITRE 04

## 4 Présentation de l'ouvrage :

### 4.1 Historique :

Selon les données recueillies, l'ouvrage a été réalisé vers les années 1871 par Muller. Les documents consultés indiquant qu'il y a eu des travaux d'envergure majeure effectués sur l'ouvrage à deux reprises depuis sa construction.

- En 1954, les travaux consistaient en un élargissement du tablier, incluant :
  - Prolongement de la dalle jusqu'aux fermes.
  - Démolition des trottoirs situés à l'intérieur des fermes et reconstruction de ces dernières en console à l'intérieur des fermes.
  - Modifications des culées afin de présenter une géométrie s'harmonisant avec les travaux en cours.
- En 2000, les travaux constituant ont renforcé la structure existante afin de satisfaire les exigences, sans cesse grandissantes, de la circulation routière et incluaient :
  - Renforcement des fermes aux appuis afin d'augmenter la résistance à l'effort tranchant.
  - Renforcement des fermes à mi-travée afin d'augmenter la rigidité de la structure.
  - Renforcement des cordes supérieures à la pile, suite à une déformation plastique, afin d'augmenter la résistance au moment fléchissant.
  - Installation de cadre en acier aux extrémités du pont et au milieu de travées afin de servir respectivement le gabarit et de retenue latérale de la corde supérieure en zone de moment positif.
  - Remplacement des poutres de levage.
  - Remplacement des appareils d'appuis de type rouleaux par des appareils d'appuis en élastomère fretté.
  - Remplacement des joints de dilatations.
  - Sablage et peinture de la charpente d'acier.

De plus, lors de l'inspection, il a été constaté que d'autres travaux ont été réalisés, dont le remplacement d'une partie d'un montant et l'ajout de plusieurs plaques à différents endroits sur les fermes métalliques afin de pallier fissures, aux déchirures et aux déformations importantes de certains éléments qui avaient subi l'impact d'un véhicule routier [48].

## 4.2 Usage précédent :

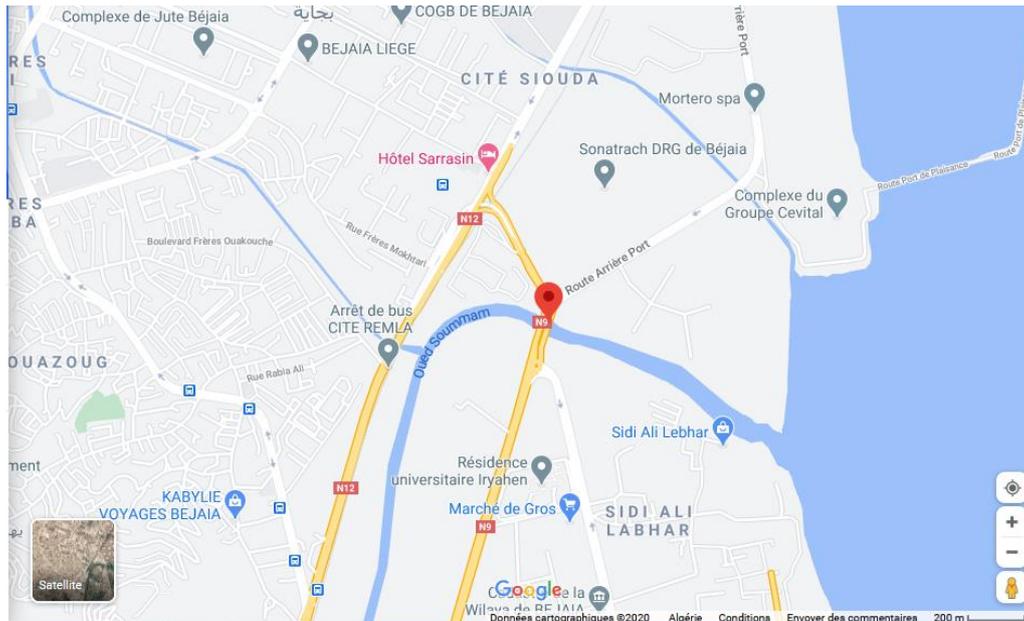
La fonction principale de cet ouvrage était de permettre une liaison routière entre Bejaia et Sétif en plus de celle entre le centre-ville de Bejaia et l'aéroport, en enjambant l'oued Soummam. Aujourd'hui, des utilités publiques sont présentes sur l'ouvrage. Du côté amont, une conduite d'amenée d'eau de 500 mm de diamètre est suspendue sous le trottoir, alors que du côté aval, une conduite métallique désaffectée de 200 mm de diamètre et 6 conduits électriques de 120 mm de diamètre sont également présents sous le trottoir.

Selon les données recueillies, le débit journalier moyen annuel (DJMA) est estimé à 11 100 véhicules, aucune vitesse maximale n'est affichée sur le pont. Cependant, compte tenu d'un carrefour et d'un barrage policier à proximité de l'ouvrage, la vitesse effective des véhicules empruntant le pont devrait être inférieure à 50 km/h. La charge maximale permise sur la structure n'est pas affichée. Cependant, un gabarit limitant la hauteur des véhicules ainsi qu'un panneau de signalisation indiquant une hauteur libre à 4,5 mètres sont présents à l'entrée du pont [48].

## 4.3 Localisation :

Le pont Oued Soummam est situé sur la Route Nationale RN09b (point kilométrique 4+000), à la sortie de la ville de Bejaïa. Cet ouvrage permet de franchir l'oued Soummam au niveau du parc industriel de Bejaïa.





4: Vue en plan du pont de Sqaia (Google Maps)

#### 4.4 Description générale de l'ouvrage :

L'ouvrage s'agit d'un pont routier en charpente métallique, il a une longueur totale, d'axe en axe, de 106,2 mètres, est constitué de deux travées (hyperstatique) continues. Ce pont en acier, de type poutres triangulées à tablier inférieur d'une largeur totale de 6,30 mètres, a une dalle d'épaisseur constante de 0,22 mètres et d'une largeur de 6,22 mètres reposant sur 9 longerons. Cette dalle est constituée d'un coffrage perdu en tôle nervurée d'une hauteur de 100 mm, les deux fermes métalliques ont une hauteur entre nus d'appuis de 4,7 mètres.

Les deux culées sont de type remblayé en maçonnerie tandis que la pile est de type voile massif en maçonnerie. Selon les informations recueillis, les fondations sont profondes, donc l'ouvrage repose sur des pieux.

L'ouvrage possède un trottoir en console de 0,85 mètres de largeur de chaque côté et des garde-corps métalliques d'une hauteur utile d'un mètre.

La largeur carrossable unidirectionnelle, de la rive droite vers la rive gauche (direction Bejaïa), de 5,97 mètres est constante et comprend deux voies de 2,985 mètres. [48]

#### 4.5 Présentation géométrique :

L'ouvrage est un pont métallique à poutres latérales en treillis en deux travées de 53,10 et d'ouvertures de 49 mètres, il est composé de deux culées qui représentent deux massives en maçonnerie à murs en retour, un tablier d'une largeur de 8,54 (dont 6m de chaussée et deux

trottoirs de 1,07m), une surface de 907m<sup>2</sup> et une longueur de 106,2m mètres, deux poutres principales de part et d'autre, de 30 poutres courantes, 261 longerons, 28 contreventement latéraux en croix de chaque côté (dont 29 montants et 28 membrures supérieures et inférieures).



Figure 4-1: vue extérieure du pont sur le côté longitudinal

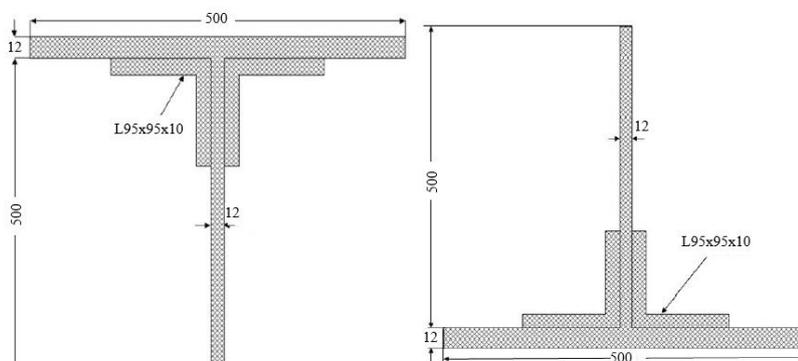
#### 4.6 Poutres en treillis :

##### 4.6.1 Les membrures supérieures et inférieures :

Deux poutres composées de deux membrures, supérieur et inférieur, espacées de 3746 mm.



4: Image réelle de l'assemblage diagonales-montant-membrure supérieur

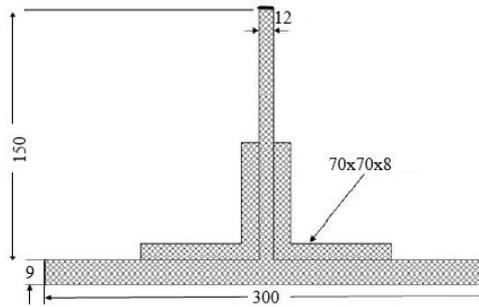


4: Détails géométriques des membrures supérieures et inférieures

#### 4.6.2 Diagonale :

Les diagonales assurent la stabilité de la structure, on a 28 diagonal.

##### 4.6.2.1 Courante :



4: diagonale courante

##### 4.6.2.2 De rive :

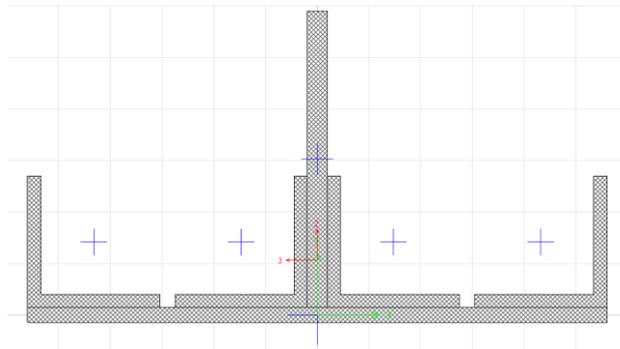


Figure 4-2: diagonale de rive

### 4.6.3 Montant :

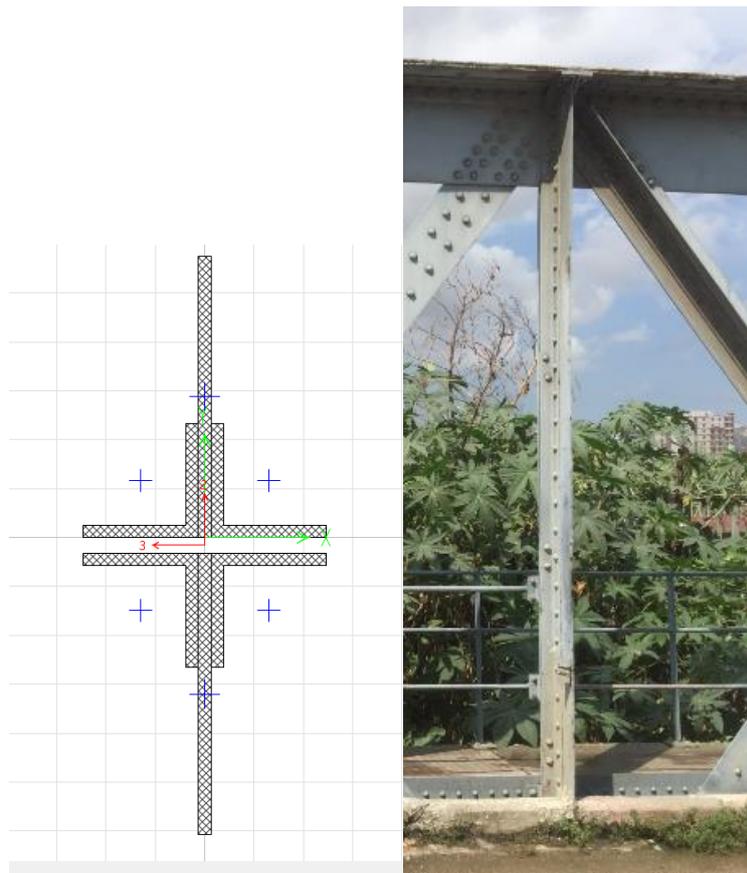


Figure 4-3: coupe transversale (à gauche) et vue réel du montant (à droite).

### 4.6.4 Poutre

Elle permet de transmettre les charges aux membrures inférieure.

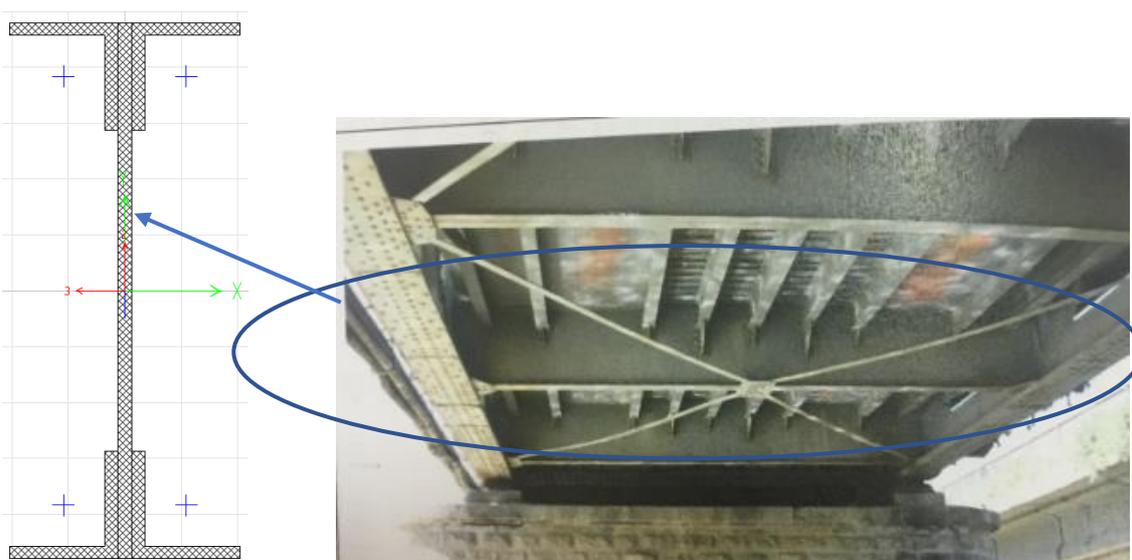


Figure 4-4: coupe transversale (à gauche) et vue réel de la poutre (à droite).

#### 4.6.5 Les longerons :



Figure 4-5: coupe transversale (à gauche) et vue réelle de la solive (à droite).

#### 4.6.6 Tablier :

Le tablier est la partie d'ouvrage qui porte directement la voie (route ou rail) et en assure la continuité parfaite.

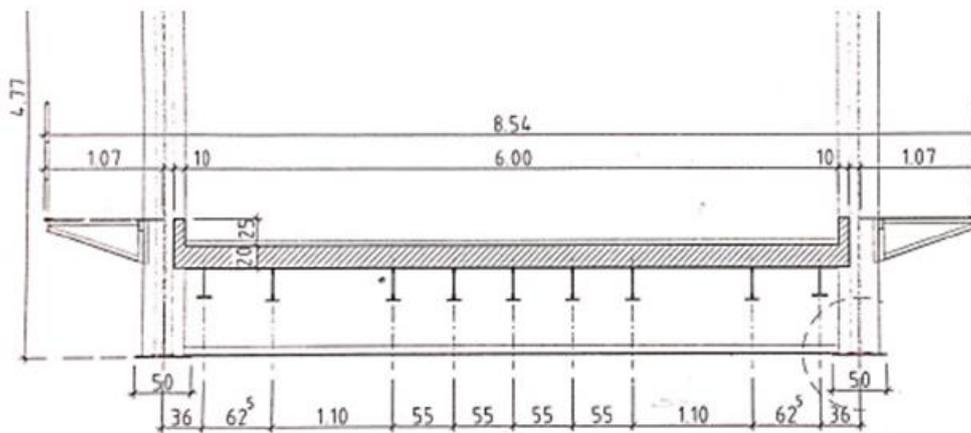


Figure 4-6: coupe transversale du tablier

#### 4.6.7 Les appuis :

Le pont a deux travées il est appuyé sur les deux culées, et une pile intermédiaire.

##### 4.6.7.1 Pile :

Est un appui intermédiaire qui supporte le tablier de l'ouvrage, celle utilisée dans cet ouvrage correspond à un voile en maçonnerie

#### 4.6.7.2 Appareil d'appuis :

C'est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les charges permanente, les charges d'exploitation, les charges routières et/ou ferroviaires, absorber les vibrations et permettre des mouvements de rotation ou de translation.

L'Appareil d'appuis utilisée est de type élastomère frette.



*Figure 4-7: appareils d'appuis d'un pont en élastomère fretté*

#### 4.6.7.3 Culé :

C'est un appui d'extrémité d'un pont, les culées comportent généralement un mur de front et des murs latéraux, dits en aile ou en retour suivant leur implantation.

Le cule utilisée c'est un massive en maçonnerie à mur en retour.

#### 4.6.7.4 Les fondations :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, elles, à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations.

Les fondations utilisées c'est les fondations profondes.

#### 4.6.7.5 Joints de chaussée :

Deux joints ouverts.

#### 4.6.7.6 Gade de corps :

En tube métallique.

#### 4.7 Différent assemblage :

##### 4.7.1 Assemblage (diagonales - montant - membrure supérieure) :



*Figure 4-8: image réelle de l'assemblages diagonale - montant - membrure supérieur*

##### 4.7.2 Assemblage diagonale et membrure supérieur :



*Figure 4-9: image réelle d'un assemblage diagonale et membrure supérieur*

### 4.7.3 Assemblage des diagonales :



*Figure 4-10: assemblages des deux diagonales*

### 4.7.4 Assemblage garde de corps montant :



*Figure 4-11: image réelle d'un assemblage garde de corps montant*

## 4.8 Charges mobiles :

Le calcul de ces charges se fait selon le Fascicule 61 : Les *Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes*.

- La charge routière de type : A(l).
- La charge routière de type : B {B<sub>c</sub>,B<sub>t</sub>,B<sub>r</sub>} .
- Convoi militaire : M<sub>c120</sub>.
- Convoi exceptionnel : D<sub>240</sub>.

#### 4.8.1 La largeur roulable (L<sub>r</sub>)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordure. Dans notre cas : L<sub>r</sub> = 6,2m

#### 4.8.2 La largeur chargeable (L<sub>c</sub>)

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque

dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre cas : L<sub>c</sub> =6.2m.

Puisque on a pas des dispositifs de retenue, donc on ne va pas déduire 0,5m

#### 4.8.3 La classe du pont

Les ponts routes sont rangés en 3 classes en fonction de la largeur roulable L<sub>r</sub> et de leur destination.

Pont 1<sup>ère</sup> classe :

- Tous les ponts de largeur roulable  $L_r \geq 7m$ .
- Tous les ponts de largeur roulable  $L_r < 7m$  supportant des bretelles d'accès aux autoroutes.

• Tous les ponts de largeur roulable  $L_r < 7m$  sur lesquels il risque d'y avoir accumulation de poids lourds.

Pont 2<sup>ème</sup> classe :

- Pont à 2 voies de largeur roulable :  $5.50 m < L_r < 7 m$ .

Pont 3<sup>ème</sup> classe :

Pont à 1 ou 2 voies de largeur roulable :  $L_r \leq 5.50$  m.

Dans notre cas : on a

$5,5\text{m} < L_r = 6,2\text{m} < 7$  m, et a 2 voies donc le pont est de la 2<sup>ème</sup> classe.

#### 4.8.4 Charge routière type A(l)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Avec :

$$A(L) = \left[ 230 + \frac{36000}{L+12} \right] [49]$$

$a_1$  : le coefficient de dégressivité transversale de la charge est déterminé en fonction de nombre des voies chargées et de classe du pont. Il est donné par le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	$\geq 5$
1 <sup>ère</sup>	1	1	0,9	0,75	0,7
2 <sup>ème</sup>	1	0,9	-	-	-
3 <sup>ème</sup>	0,9	0,8	-	-	-

Tableau 4-1: Coefficient de dégressivité transversale de la charge A(L)

Donc  $a_1 = 0,9$

- Nombre de voies n

$L_c = 6,2\text{m}$ .

$$n = \frac{L_c}{3} = \frac{6,2}{3} = 2,06$$

$n = 2.06$

Donc n = 2 voies.

- La largeur d'une voie

$$V = \frac{lc}{n} = \frac{6,2}{2} = 3,1$$

$a_2$  est calculé comme suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

$V_0 = 3$  (pont 2<sup>ème</sup> classe)

Classe du pont	Valeur de $V_0$
1 <sup>ère</sup> classe	3,5
2 <sup>ème</sup> classe	3,0
3 <sup>ème</sup> classe	2,75

Tableau 4-2: tableau des valeurs  $V_0$  selon la classe du pont [49]

$$a_2 = \frac{3}{3,1} = 0,967$$

Donc  $a_2 = 0,967$

#### 4.8.4.1 Cas de charge A(l)

Pour déterminer le cas le plus défavorable nous devons étudier les 3 cas de chargement possible, et puisque notre pont est de 2 travées de même longueur donc les cas seront limités au 2 cas :

*1<sup>er</sup> cas : une portée chargée  $L = 53,1$  m*

$$A(L) = \left[ 230 + \frac{36000}{L+12} \right]$$

$$A(53,1) = \left[ 230 + \frac{36000}{53,1+12} \right] = 0,782 \text{ t/m}^2.$$

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A_2 = 0,9 \times 0,967 \times 0,782$$

$$A_2 = 0,680 \text{ t/m}^2.$$

- Pour une voie chargée

$$A(l)_1 = A_2 \times L_c = 0.680 \times 3.1$$

$$A(l)_1 = 2,108 \text{ t/ml.}$$

- Pour deux voies chargées :

$$A(l)_2 = A_2 \times L_c = 0.680 \times 6,2$$

$$A(l)_2 = 4,216 \text{ t/ml.}$$

*2ème cas : deux portées chargées L = 106,2 m*

$$A(L) = \left[ 230 + \frac{36000}{L+12} \right]$$

$$A(106,2) = \left[ 230 + \frac{36000}{106,2+12} \right] = 0,534 \text{ t/m}^2.$$

$$A_2 = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A_2 = 0,9 \times 0.967 \times 0.534$$

$$A_2 = 0.464 \text{ t/m}^2.$$

- Pour une voie chargée

$$A(l)_1 = A_2 \times L_c = 0.464 \times 3,1$$

$$A(l)_1 = 1.438 \text{ t/ml.}$$

Pour deux voies chargées :

$$A(l)_2 = A_2 \times L_c = 0.464 \times 6,2$$

$$A(l)_2 = 2.876 \text{ t/ml.}$$

L'étude de tous les cas selon les lignes d'influence pour les sections retenues (appuis ou travées) est présentée dans le tableau suivant :

	L(m)	A(l) (t/m <sup>2</sup> )	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A <sub>2</sub>	Une voie chargée		Deux voies chargées	
						Lc (m)	A(l) <sub>1</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Lc (m)	A(l) <sub>2</sub> (t/m <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> cas	53,1	0,782	0,9	0,967	0,680	3,1	2,108	6,2	4,216
2 <sup>ème</sup> cas	106,2	0,534	0,9	0,967	0,464	3,1	1.438	6,2	2.876

Tableau 4-3: Résultat de calcul de la charge A(L)

#### 4.8.5 Système de charge B

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont [49]:

- Le système Bc se compose de camions types (30 t).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (16 t).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

Les systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe.

##### 4.8.5.1 Système Bc:

- Le système Bc d'un ensemble de deux camions types de 30 t chacun,
- Le nombre maximal de files (transversalement) que l'on peut disposer ne dépasse pas celui du nombre de voies définies c'est -à-dire qu'on ne doit pas disposer plus de files que de voies même si cela est géométriquement possible,
- On place toujours ces files dans la situation la plus défavorable,
- Chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.5m de largeur,
- Les diverses bandes peuvent être contigües ou séparées.

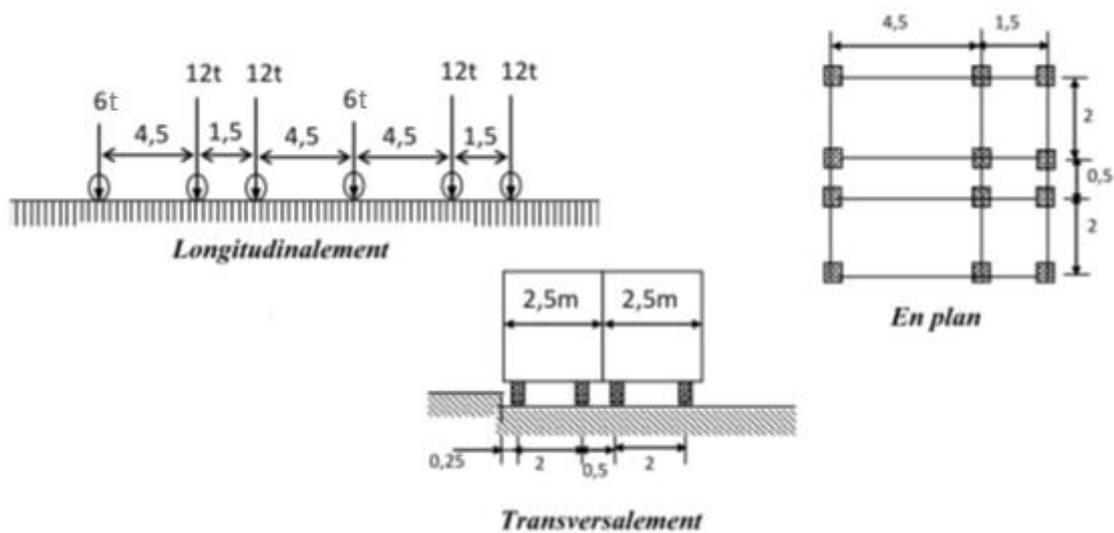


Figure 4-12: Système de chargement [49]

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système  $B_c$  prise en compte sont multipliées par les coefficients  $b_c$  du tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	1	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	1	0,8	-	-	-

Tableau 4-4: Valeur de coefficient de  $b_c$ 

Les charges de système B c'est-à-dire «  $B_c$ ,  $B_t$ ,  $B_r$  » sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique pour le calcul de chaque élément de l'ouvrage.

Ce coefficient est noté «  $\delta$  » et déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.L} + \frac{0,6}{1+\left(\frac{4G}{S}\right)} \quad [49]$$

L : La longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B maximale

1er cas : Une travée chargée (L =53,1m)

- Une voie chargée : ( $b_c = 1$ ). D'après le tableau

$$G = 53,1 \times 10 (0,22 \times 2,5 + 0,05 \times 2,2)$$

$$G = 350,46 \text{ t}$$

S = surcharge Bc maximale multipliée au préalable par  $b_c$

$$S = n_{\text{camion}} \times P \times b_c$$

(Camion de 30 t)

$$S = 2 \times 30 \times 1$$

$$S = 60 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 53,1} + \frac{0,6}{1 + \left(\frac{4 \cdot 350,46}{60}\right)}$$

$$\delta_1 = 1,052$$

- Deux voies chargées : ( $b_c = 1$ )

$$S_2 = 4 \times 30 \times 1$$

$$S_2 = 120 \text{ t.}$$

$$\delta_2 = 1,081$$

*2ème cas : deux travées chargées ( $L = 106,2 \text{ m}$ )*

- Une voie chargée : ( $b_c = 1$ )

$$G = 700,92 \text{ t.}$$

S = surcharge Bc maximale multipliée au préalable par  $b_c$

$$S = n_{\text{camion}} \times P \times b_c$$

(camion de 30 t)

$$S_1 = 2 \times 30 \times 1$$

$$S_1 = 60 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.106,2} + \frac{0,6}{1+\left(\frac{4.700,92}{60}\right)}$$

$$\delta_1 = 1,03$$

- Deux voies chargées :(bc = 1)

$$S_2 = 4 \times 30 \times 1$$

$$S_2 = 120 \text{ t.}$$

$$\delta_2 = 1.042$$

#### 4.8.5.2 b) Système Bt

- Le système Bt est composé de deux essieux de 16 t chacun (tandem).
- Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de large.
- Pour les ponts à une seule voie un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposées de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent peuvent être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.
- En fonction de la classe du pont les valeurs des charges de système Bt prises en compte sont multipliées par le coefficient  $b_t$  suivant :

Classe du pont	1ère classe	2ème classe
bt	1,2	1

Tableau 4-5: Valeur de coefficient  $b_t$  [49]

Note : lorsqu'il s'agit d'un pont de la 3ème classe le coefficient  $b_t$  n'a pas de valeur.

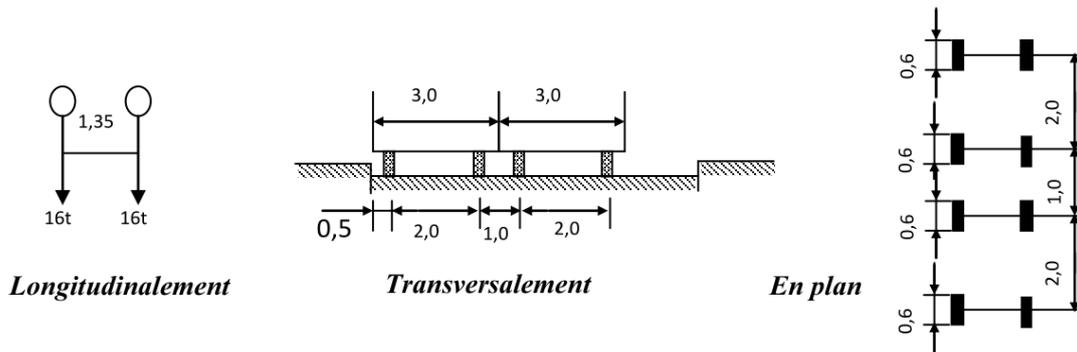


Figure 4-13: Schémas représentant le system Bt [49]

Les surcharges du système Bt sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$ .

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L} + \frac{0,6}{1 + \left(\frac{4G}{S}\right)}$$

1er cas : une travée chargée ( $L = 53,1 \text{ m}$ ).

Une voie chargée ( $b_t = 1$ )

$$L = 53,1 \text{ m}$$

$$G = 350,46 \text{ t}$$

$$S = n_{\text{Tandem}} \times P \times b_t \quad (\text{Tandem de } 32 \text{ t})$$

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 53,1} + \frac{0,6}{1 + \left(\frac{4 \cdot 350,46}{32}\right)}$$

$$\delta_1 = 1,0478$$

• Deux voies chargées : ( $b_t = 1$ )

$$S_2 = 2 \times 32 \times 1$$

$$S_2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_2 = 1,0606$$

2ème cas : deux travées chargées ( $L = 106,2 \text{ m}$ ).

- Une voie chargée ( $b_t = 1$ )

$$L = 106,2 \text{ m}$$

$$G = 700,92 \text{ t}$$

$$S = n_{\text{Tandem}} \times P \times b_t \quad (\text{Tandem de 32 t})$$

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 106,2} + \frac{0,6}{1 + \left(\frac{4 \cdot 700,92}{32}\right)}$$

$$\delta_1 = 1,024$$

- Deux voies chargées : ( $b_t = 1$ )

$$S_2 = 2 \times 32 \times 1$$

$$S_2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_2 = 1,031$$

Les 2 cas sont présentés dans le tableau suivant :

	L(m)	G(t)	$b_t$	$S_1(t)$	$S_2(t)$	$\delta_1$	$\delta_2$	$B_{c1}(t)$	$B_{c2}(t)$
1er cas	53,1	350,46	1	32	64	1,0478	1,0606	33,529	67,878
2ème cas	106,2	700,92	1	32	64	1,024	1,031	32,768	65,984

Tableau 4-6: Résultat de calcul de la charge Bc

#### 4.8.5.3 Système Br:

Le système Br est composé d'une roue isolée de 10 t.

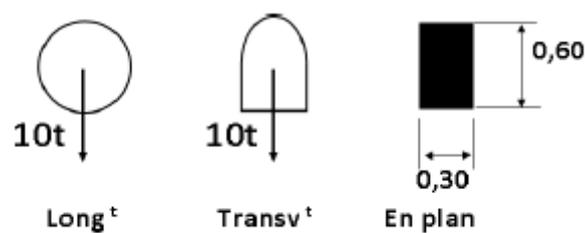


Figure 4-14: Système de charge Br [49]

- En plan le rectangle de d'impact de la roue est disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée.

- Ce rectangle peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

- Les surcharges du système  $b_r$  sont multipliées par coefficient de majoration  $\delta$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.L} + \frac{0,6}{1+\left(\frac{4G}{S}\right)}$$

*1er cas : une travée chargée (L = 53,1 m)*

L = 53,1 m.

G = 350,46t.

S = 10 t.

$\delta = 1,034$

*2ème cas : deux travées chargées (L = 106,2 m)*

L = 106,2 m.

G = 700,92t.

S = 10 t.

$\delta = 1,020$

	L(m)	G(t)	S	$\delta$	Br(t)
1er cas	53,1	350,46	10	1,034	10,34
2ème cas	106,2	700,92	10	1,020	10,2

*Tableau 4-7: Résultat de calcul de la charge Br*

#### 4.8.6 Surcharge militaire Mc120 :

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes [49]:

- Masse totale : 110 t.
- Longueur d'une chenille : 6,10 m.
- Largeur d'une chenille : 1 m.
- Distance d'axe en axe de deux chenilles : 3,30 m.

- Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois, la distance entre axes des impacts sur la chaussée de deux véhicules successifs doit être au moins égale à 36,60 m pour le système Mc120.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

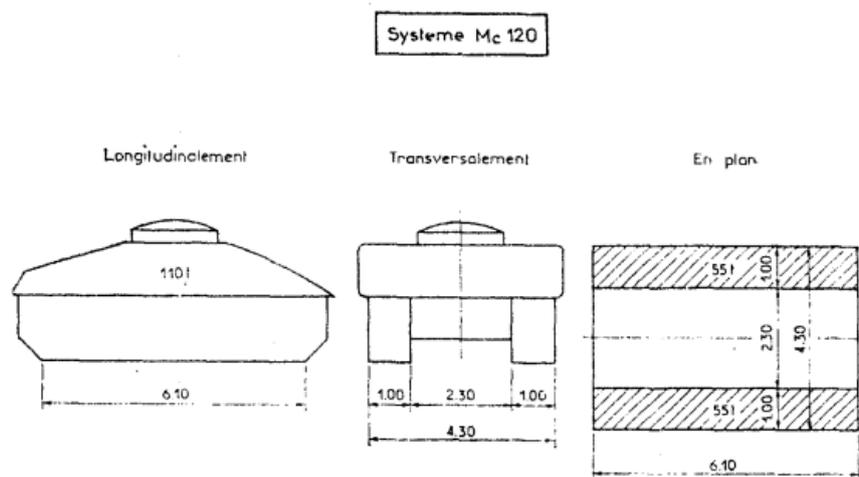


Figure 4-15: type de charge Mc120

Après 148 ans de sa construction, surtout avec l'évolution des équipements militaires et les véhicules militaires plus exactement, ce pont ne pourra pas résister à de telles charges, surtout que le type de fondations, leurs matériaux et dimensions sont méconnues de nos jours pour sa longue datation.

#### 4.8.7 Convoi type D240

Le convoi type D<sub>240</sub> comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 mètres de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres.

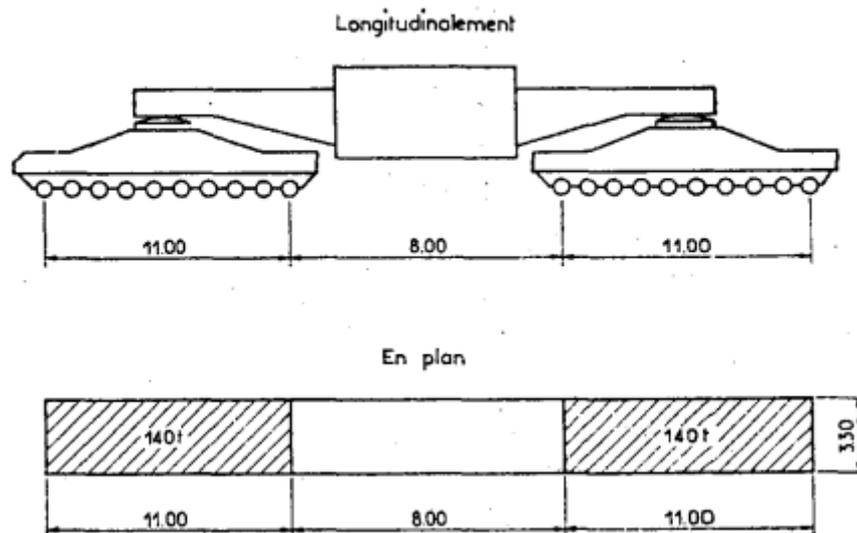


Figure 4-16: Convois type D240t

Type	Longueur	Charge (t)	Charge(t/ml)
D240	30	240	8

Figure 4-17: Résultats de calcul de la charge D240

#### 4.8.8 Efforts de freinage

Les systèmes de charges « A » et « Bc » sont susceptibles de développer de forces de freinage «  $F_A$  » et «  $F_{Bc}$  » :

##### 4.8.8.1 Effort de freinage correspond à la charge « A » :

$$F_A = \frac{A}{(20 + 0,0035 \times S)}$$

A (l) : chargement.

S : surface chargé par  $m^2$ .

$$A (l) = 0,464 \text{ t/ml}$$

$$S = 53,1 \times 6,2 = 329,22 \text{ m}^2$$

$$F_A = \frac{0,464}{(20 + 0,0035 \times 329,22)} = 0,0219 \text{ t}$$

$$F_A = 0,0219 \text{ t}$$

#### 4.8.8.2 Effort de freinage correspond à la charge « Bc »

$$F_{Bc} = 30 \text{ t [49]}$$

Chaque essieu d'un camion du système « Bc » peut développer un effort de freinage égal à son poids. Quel que soit le nombre de camion « Bc » que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t. Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

#### 4.9 Charges sur Les Trottoirs :

##### 4.9.1 Charges locales (C.P.C Chapitre 2 article 12) :

Une charge de 450 Kilogrammes par mètre carré est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages y compris des bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables ; elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B ou des charges militaires [49].

$$Q1 = (0,450 \times 0,85) = 0,3825 \text{ t / m l}$$

$$Q = 0,3825 \text{ t / ml}$$

##### 4.9.2 Charge générale (C.P.C Chapitre II ART 13) :

Pour la justification des poutres principales qui supportent à la fois une chaussée et un ou deux trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kilogrammes par mètre carré de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Dans le sens de la largeur chaque trottoir est chargé dans sa totalité mais les deux trottoirs s'il y en a deux peuvent n'être pas chargés simultanément.

Dans le sens de la longueur les zones sont chargées de la manière la plus défavorable.

$$q_{g1} = 0,15 \times 0,85 = 0,1275 \text{ t / ml}$$

$$q = 0,1275 \text{ t / ml}$$

Et l'autre trottoir, il n'est pas chargé à cause de tuyaux qui passent le long de la passerelle.

#### 4.10 Estimation de la charge du rivet dans la structure :

Mis à part le poids des éléments qui constitue le poids de la structure, il y a aussi les éléments d'assemblages qui sont aussi une charge permanente, dans les travaux d'expertises ce poids n'a pas été pris en considération :



Figure 4-18: Rivet utilisé dans l'assemblage des éléments du pont de Soummam

Les rivets utilisés dans les ouvrages d'art anciens, sont de types A 37 R et A 42 R qui sont spécialement et successivement destinés aux aciers A42 et A52 [15]

D'après les mesures faites durant l'investigation, le rivet a une tête de diamètre de 41 mm, on détermine le diamètre de la tige et la hauteur de la tête suivant le tableau suivant :

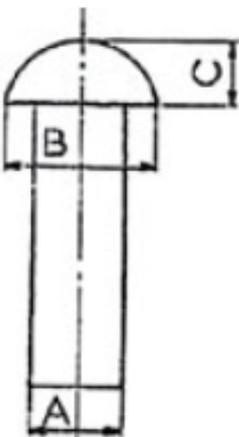
	Diamètre du rivet A(mm)	Diamètre de la tête B(mm)	Hauteur de la tête C(mm)
	16	28	11
	18	31	12
	20	34	14
	22	38	16
	24	41	17
	27	46	19

Tableau 4-8: Caractère géométrique des rivets [15]

#### 4.10.1 Calcul du poids total des rivets utilisées :

##### 4.10.1.1 Calcul poids d'un seul rivet :

Dans notre cas on prend aléatoirement le rivet d'une diagonale courante :

C :17mm

B :41mm

A :24mm

##### A) Poids de la tige

$$P_{tige} = v_{tige} \times \gamma_v$$

$v_{tige}$  : volume de la tige

$\gamma_v$  : poids volumique de l'acier

$$\gamma_v = 76,9 \text{KN/m}^3$$

$$P_{tige} = 3,14 \times 0,012^2 \times 0,017 \times 76,9$$

$$p_{tige} = 5,911 \times 10^{-4} \text{KN}$$

##### B) Poids de la tête :

$$P_{tete} = v_{tete} \times \sigma_v$$

$$P_{tete} = \frac{4}{3} \times 3,14 \times 0,0205^2 \times 0,017 \times 76,9$$

$$P_{tete} = 2,30 \times 10^{-3} \text{KN}$$

##### C) Le poids rivet :

$$P_{rivet} = P_{tige} + P_{tete} = \text{poids d'un seul rivet}$$

$$P_{rivet} = 2,9 \times 10^{-3} \text{KN}$$

**4.10.1.2 Résumé sur la répartition des rivets dans la structure :**

Elément		Longueur de la travée (m)	Nombre de rivets par éléments	Nombre d'élément dans la structure	Nombre total des rivets dans le même type d'élément
Membrure supérieur/ inférieur	Appuis de rive	2,16	62	4	248
	Appuis intermédiaire	3,5	98	2	196
	Courante	3,5	84	56	4704
Montant		4,7	72	72	5184
Diagonale en X courante		5,92	296	44	13024
Diagonale en X voisin de rive intermédiaire		5,92	392	12	4704
Longerons		3,5	72	296	21312
Poutres		6,2	72	34	2448
Gousset		/	12	16	192
Somme				520	52012

*Tableau 4-9: résumé du nombre de rivets dans la structure***4.10.1.3 Le poids total des rivets dans la structure :**

$$P_{total} = P_{rivet} \times N_{total} = \text{poids total des rivets dans toutes la structure}$$

$$P_{total} = 2,9 \times 10^{-3} \times 52012$$

$$P_{total} = 150,8348 \text{ KN}$$

$$P_{total} = 15,1 \text{ tonnes.}$$

# CHAPITRE 05

## **5 Investigation sur le site :**

Cette phase est très essentielle dans la procédure d'étude de renforcement et réhabilitation des ouvrages d'arts, l'énumération de ses étapes ont été site dans le chapitre 2 du présent manuscrit.

D'après les précédentes étapes :

### **5.1 Les doutes :**

L'évolution dans le secteur de l'automobile à différentes échelles et avec les différentes catégories, les calculs qui ont permis de réaliser ce pont en 1872 ont connues plusieurs modifications jusqu'à aujourd'hui, ce qui a créé en nous la suspicions vis-à-vis de sa résistance au charges actuelles en prenant compte l'effet nocif des actions climatiques tout au long de cette période. Sans oublier la durée de vie estimé pour ce pont à cette époque-là qui dois déjà être terminé depuis plusieurs décennies. On ajoute aussi les multiples déformations reconnues sur les éléments porteurs de la structure allant des longerons-poutres dans la partie inférieure du tablier jusqu'aux éléments constituant les deux poutres en treillis et les différents assemblages.

Tout ça nous conduits à pratiquer les étapes suivantes :

### **5.2 Etude des différents documents :**

Les documents qu'on a eu à consulter, sont deux rapports d'expertises qu'on a eu en sollicitant la Direction des Travaux Publics de la wilaya de Bejaia. Les documents qui nous ont été mis à notre dispositions :

- Rapport d'expertise de l'an 2004 par un bureau d'étude Canadien.
- Rapport d'expertise de l'an 2009 par un ingénieur local.
- Les plans d'élargissement de la chaussée du pont de l'an 1954.

Ces documents consultés nous ont permis de tirer plusieurs informations :

- Les caractéristiques géométriques du pont depuis 1954.
- Les caractéristiques de quelques matériaux utilisées pour sa réalisation.
- Les différentes pathologies et déformations distinguées dans les précédents travaux d'expertise et les solutions apportées pour y remédier.

### **5.3 Visite sur le site :**

Cette partie est très importante, ça nous a permis de :

- Voir la superstructure de l'ouvrage et sa localisation.
- Prendre des mesures préliminaires (largeur de la chaussée, hauteur du système porteur, les dimensions réelles des différents éléments, distances entre deux montants)
- Enumérations du nombre de travées et le nombre d'éléments constituants.

- L'état de ces éléments qui présentent des endroits de forte corrosion, déformations, fissurations, rivets manquants, ...
- Les passerelles : présentent de fortes corrosions au niveau des tôles, et le tuyau d'eau qui représente non seulement une charge permanente sur celle-ci mais aussi une source importante de corrosion à cause de plusieurs points de déperdition d'eau qui touchent directement les éléments métalliques du pont.
- Les contreventements ajoutés après l'expertise de 2004.

#### 5.4 Relevée pathologies et dégradations :

Eléments	Photos	Remarque
Ferme aval, travée 1, montant 0-0'.		<p>Déchirure de la plaque saillante dû à un impact. Soudure non efficace car la plaque aurait dû plier autour d'un axe vertical au lieu de déchirer autour d'un axe horizontal</p>

Ferme aval, travée 2, montant 5-5'.		Remplacement d'une partie de la membrure suite à une déformation dû à un impact. Insuffisance du matériel d'apport de la soudure. Plaque coupée à l'oxycoupeur au chantier.
Ferme amont et aval, travée 0-0'.		Surdimensionnement du système de renforcement et des trous de boulons a cause de l'impossibilité de la réalisation car c'est étroit. Et l'existence de boulons qui ne retient qu'une seule pièce.
Ferme aval, membrure inférieur, travée 0-0'.		Forte corrosion qui a mené a la formation de dédoubleure dans l'acier et gonflement du matériaux.

Partie inferieur du pont coté aval.		Des tuyaux de gros diamètres qui pendent le long du pont qui ne sont pas en services qui représentent une charge en plus.
Culée 1.		Corrosion du renforcement ajouté récemment.
Culé 1.		Etat médiocre de l'appareil d'appuis en élastomère fretté.
Travée 1, dessous de dalle.		Corrosion importante des nervures d'acier en certains endroits. Présence d'efflorescence.

Travée 2, membrure inférieure.		Corrosion importante des rivets qui assemble les différents éléments de la membrure.
Culé 1.		Forte corrosion des boulons d'assemblage utilisée dans le renforcement au niveau des appareils d'appuis.
Ferme aval, travée 1.		Le matériau utilisé dans le renforcement des de la ferme aval est de mauvaise qualité qui à engendré la formation de plusieurs couches de corrosion.
Travé 3, dessous de dalles		Fléchissement des éléments de contreventement horizontales.

<p>Ferme aval, travée 2, membrure inferieur.</p>		<p>Accumulations de terre le long de la membrure inferieure</p>
<p>Ferme avale, travée 4, montant 5-5'</p>		<p>Remplacement d'une partie de la membrure suite à une déformation dû à un impact. Insuffisance du matériel d'apport de la soudure. Plaque coupée à l'oxycoupeur in situ.</p>
<p>Ferme amont, travée 2</p>		<p>Soudure médiocre.</p>

<p>Ferme amont, travée 2, diagonale 13-12'</p>		<p>Soudure médiocre de trois platines de part et d'autre de la membrure de la diagonale, et mauvaise coupure a l'oxycoupeur in situ.</p>
<p>Ferme avale, appui intermédiaire, membrure supérieure.</p>		<p>Renforcement adopté au niveau de la membrure supérieur corrodé y compris les boulons utilisées, car le matériau est de mauvaise qualité et le négligence de l'entretien .</p>

<p>Ferme aval, travée 2, membrure supérieure 13-12</p>		<p>Rétention d'eau au niveau de la membrure, et qui représente une source principale de corrosion.</p>
<p>Ferme avale, appui intermédiaire, montant 16-16'.</p>		<p>déchirure au niveau supérieur de l'âme du montant.</p>

<p>Ferme amont, passerelle</p>		<p>forte corrosion au niveau de la passerelle</p>
<p>Ferme amont, travée 2, diagonale 2-3'.</p>		<p>Discontinuité de la diagonale voisine de rive au niveau du tablier.</p>

Ferme aval, passerelle.		Source important de corrosion induite par la fuite importante du tuyau d'eau.
-------------------------	---	---

*Tableau 5-1: relevés de dégradations*

### **5.5 Simples vérifications :**

Dans cette étape, on aurait dû faire des essais in-situ sur les éléments en bonne état et ceux jugées critiques pour tirer des conclusions sur leur résistances actuelles et leurs états de services.

### **5.6 Conclusion :**

Après les différentes remarques sur la structure et à l'aide des documents mis à disposition et des remarque observés concernant l'état de la structure on a conclu que celle-ci ne démontre pas une sécurité suffisante pour sa remise en service, toutefois des inspections avancées devraient être fait surtout avec la non disponibilité d'aucune information concernant l'infrastructure.

# **CHAPITRE 06**

## **6 Présentation du logiciel et modélisation de la structure**

### **6.1 Introduction :**

Pour simplifier les caractéristiques d'un ouvrage nous devons d'abord passer par la modélisation c'est-à-dire (unités géométriques, mécanique ou cinématique) et à soumettre toutes les conditions théoriques de liaison et de changement toute fois on est limité en ce qui concerne la modélisation des composantes de cette structure puis que cette analyse est séparée.

La modélisation a pour but de localiser et mettre en valeur importante et relative des divers paramètres caractéristiques et significatifs en point de vue du problème traité, elle a pour rôle d'organiser les diverses géométries et configurations d'un ouvrage afin d'évaluer dans le temps et de remplacer l'espace en associant diverses composantes de la structure.

### **6.2 Objectif de la modélisation**

Le but de cette modélisation est de créer un modèle numérique qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieures. Et de déterminer les efforts internes des éléments, et les zones critiques.

La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie car ce dernier regroupe à la fois les domaines des sciences de l'ingénierie, la mécanique des milieux continus, la méthodologie des matériaux de construction.

### **6.3 Présentation logicielle :**

Un des logiciels les plus récents utilisés, dans les opérations de modélisation, analyse tout type de pont. Ce programme est développé par CSI spécialisé dans les programmes d'analyse et de modélisation.

CSI Bridge 2020 est un logiciel de calcul des ponts particulièrement adapté aux ouvrages en béton, béton précontraint comme aux ouvrages mixtes et métalliques. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc....) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

## 6.4 Création de model :

### 6.4.1 Nouveau modèle :

Il existe plusieurs méthodes pour crée un model dans CSI Bridge :

- FILE → NEW : définir l'unité KN.m.C
- MORE → BLANK

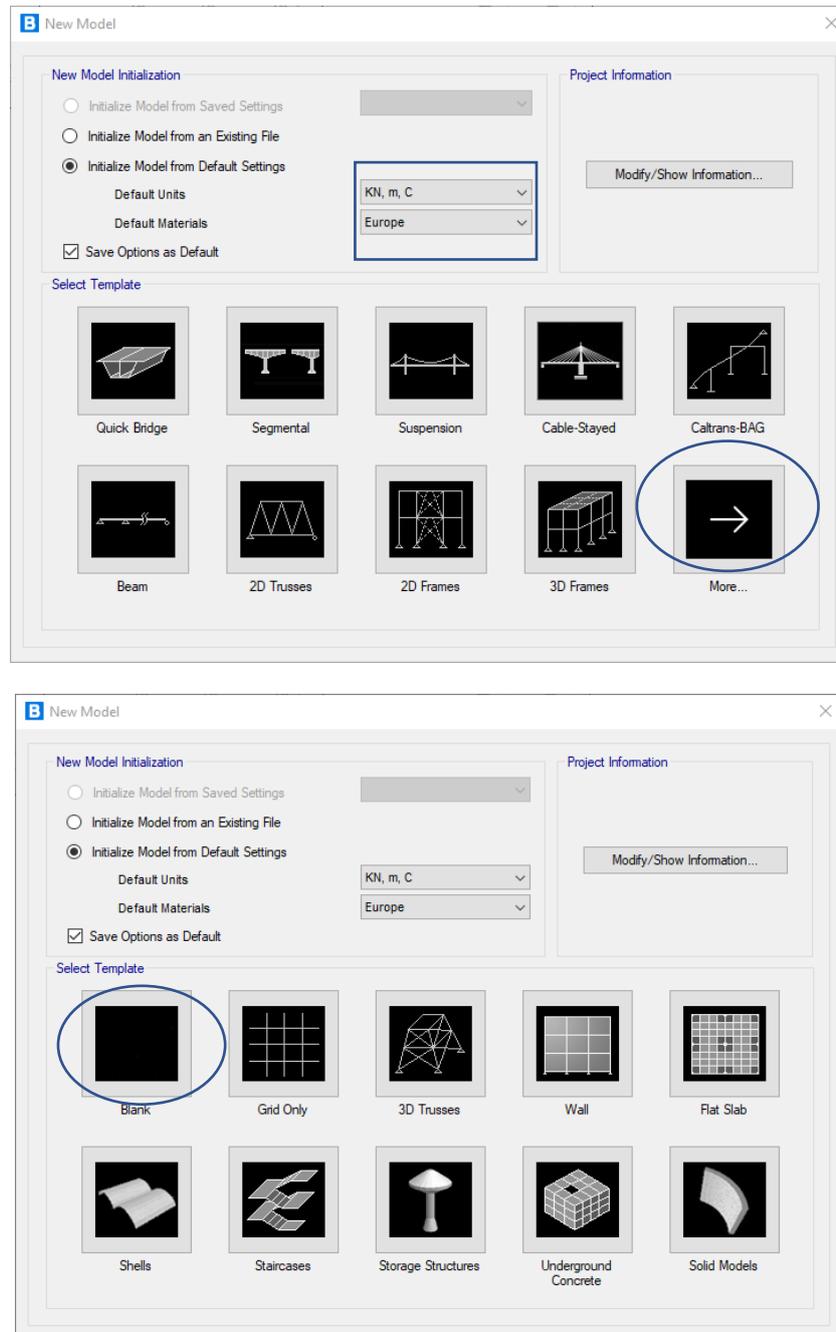


Figure 6-1: Création d'un nouveau model

### 6.4.1.1 Définir la géométrie du modèle :

Dans l'onglet Layout:

- Layout Line : NEW : On va définir la station départ, et station finale ce qui veut dire dans notre cas les 106,2 m.
- INITIAL STATION : 0.
- END STATION : 106,2m.

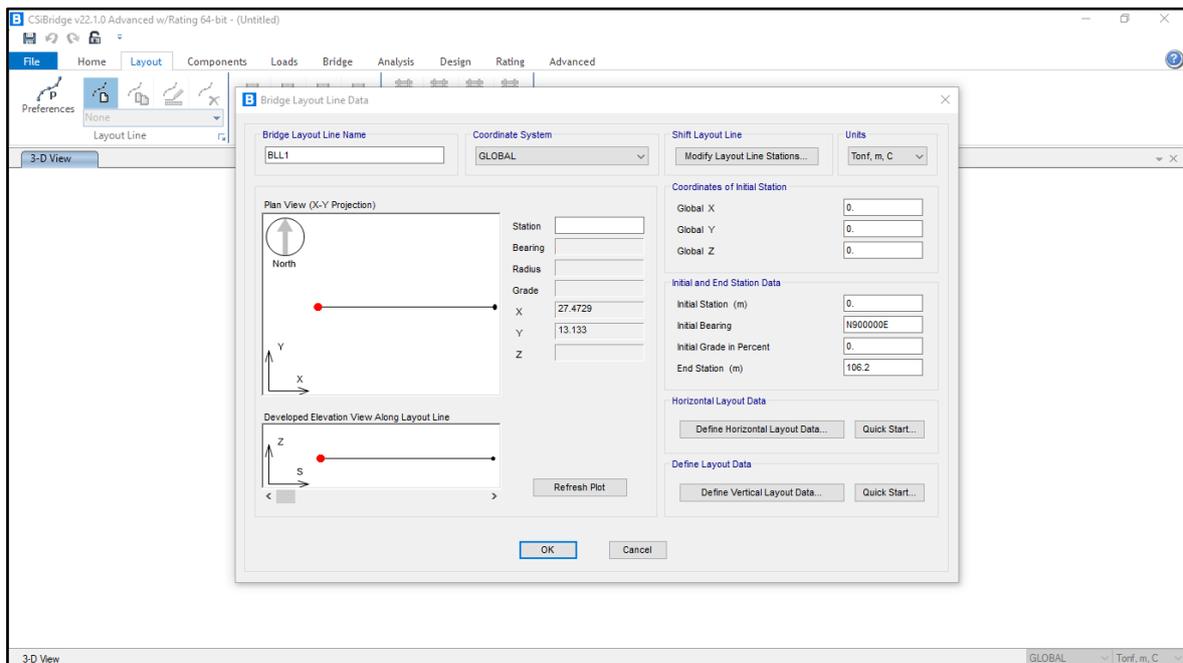


Figure 6-2: Définition de la ligne de disposition.

- Puis on va créer les deux voies de la chaussée dans la partie adjacente à **Layout Line** qui est **Lane**.
- Avec NEW LANE on crée la voie 1.
- On définit l'excentricité du centre de la voie par rapport à la ligne de référence ainsi que la largeur de la voie.
- De même on crée la deuxième voie avec un signe négatif cette fois ci pour le CENTER LINE OFFSET.

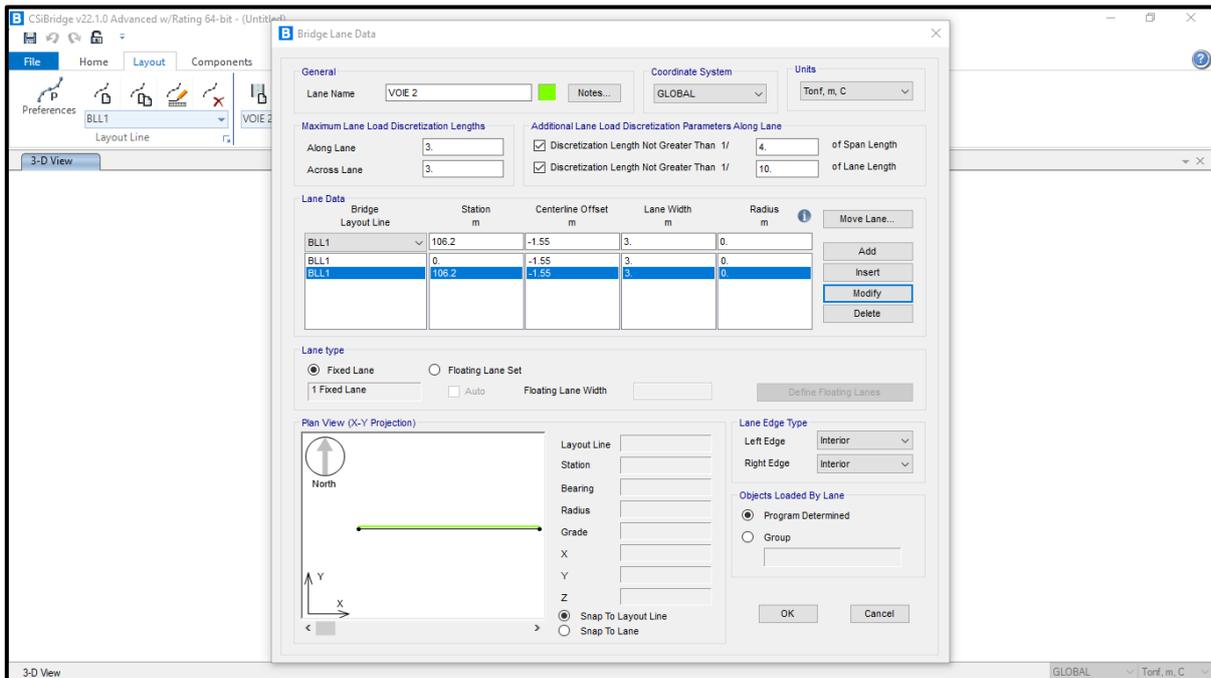
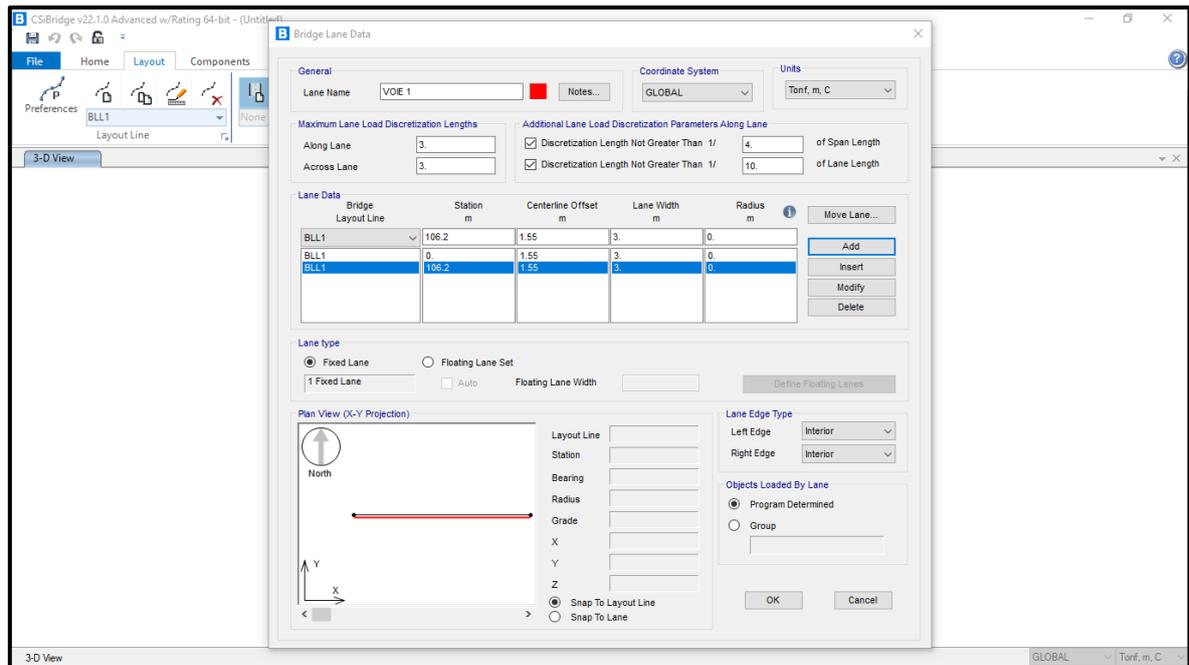


Figure 6-3: Géométrie des voies de l'ouvrage.

- Pour afficher les deux voies on déroule le menu MORE dans l'onglet HOME puis SHOW LANE.
- On sélectionne les deux voies et on coche SHOW LANE WIDTH.

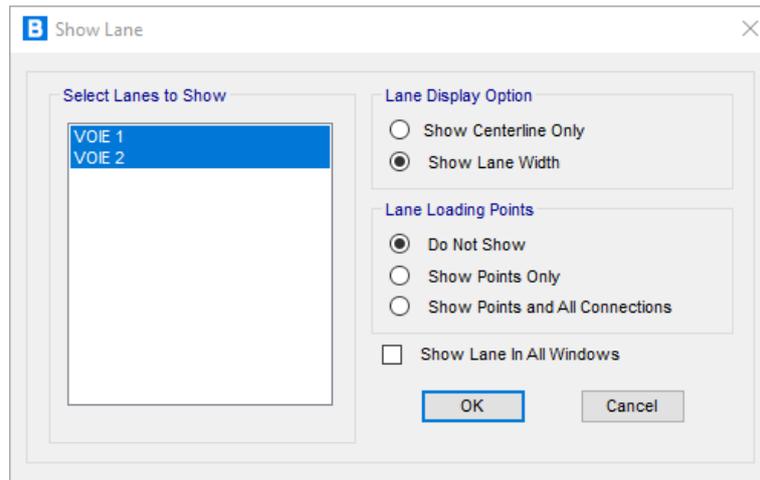


Figure 6-4: Afficher les voies du modèle.

### 6.4.1.2 Création des propriétés des matériaux :

#### 6.4.1.2.1 L'acier :

- On crée le matériau dans l'onglet COMPONENTS :
- Type → MATERIAL PROPERTIES on crée tout d'abord l'acier sous la nomination A42.

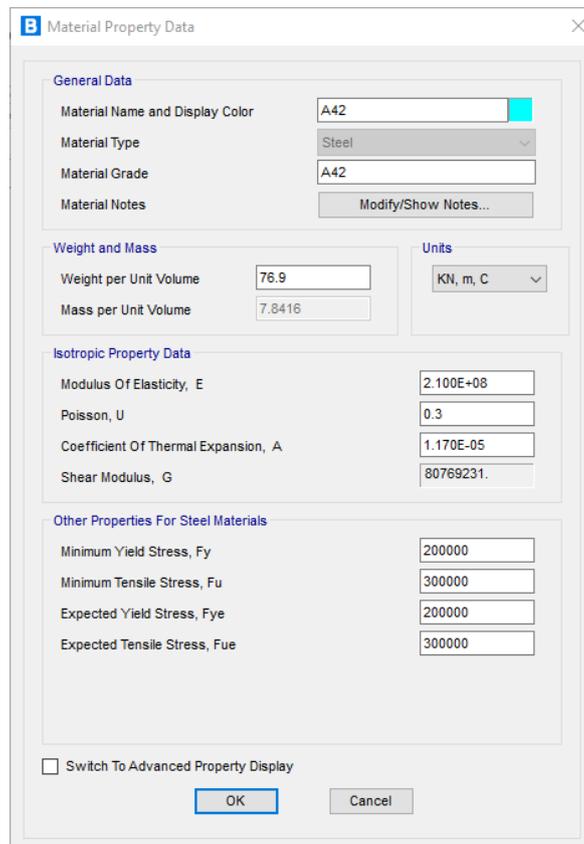


Figure 6-5: Création de l'acier.

### 6.4.1.2.2 Le béton :

- Pour le béton ça sera le : C25/30 déjà prédéfinie par le logiciel.

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	C25/30
	Material Type	Concrete
	Material Grade	C25/30
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	25
	Mass per Unit Volume	2.5493
Units		KN, m, C
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	31000000
	Poisson, U	0.2
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.000E-05
	Shear Modulus, G	12916667
Other Properties For Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, Fc	25000
	Expected Concrete Compressive Strength	25000
	Lightweight Concrete (checkbox)	unchecked
	Shear Strength Reduction Factor	

Figure 6-6 : Définir le béton de classe C25/30

### 6.4.1.3 Création des sections des matériaux :

#### 6.4.1.3.1 Création des sections assemblées :

Pour les sections assemblées, on ne les trouve pas dans la bibliothèque du logiciel, mais il faudrait les créer à l'aide de l'outil SECTION DESIGNER

Pour le faire, on doit se rendre au ribbon dans l'onglet COMPONENTS

- FRAME PROPERTIES → NEW FRAME → OTHERS

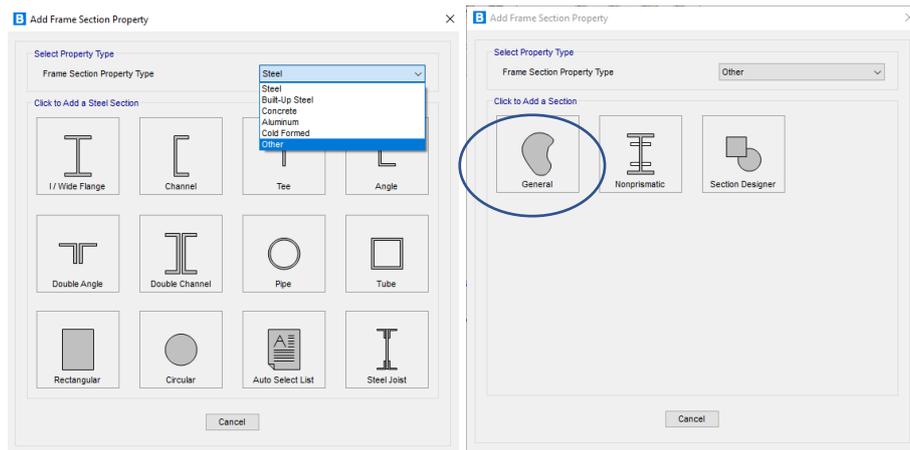


Figure 6-7: créer les assemblages cornières/platines

On crée les différents éléments qui sont constituée de platine et des cornières :

- Longerons
- Poutres
- Diagonales
- Montants
- Membrures

Pour montrer la méthode, on va citer les étapes pour la création d'une diagonale courante :

- On clique sur la case SECTION DESIGNER
- Dans section name on définit le nom de la section sous : DIAG-C
- SECTION DESIGNER

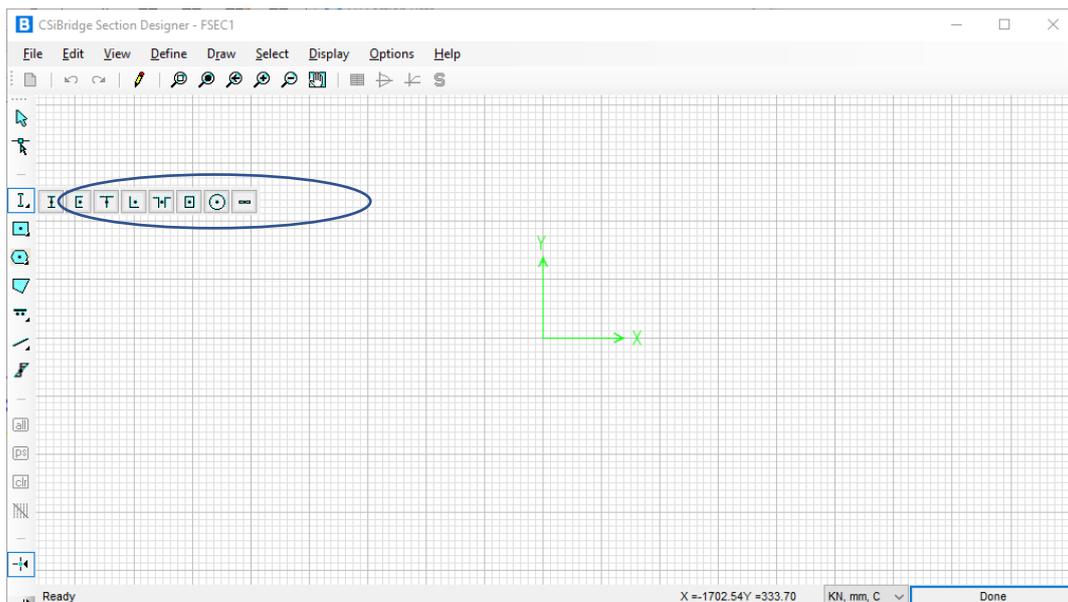


Figure 6-8: fenêtre d'exécution de section designer

Dans la figure précédente, la menu section encadrée nous aidera à insérer les sections à assembler. Pour notre cas, ça sera deux platines perpendiculaires avec deux cornières :

- On commence par insérer la platine qui va servir de semelle de l'élément avec ces dimensions :

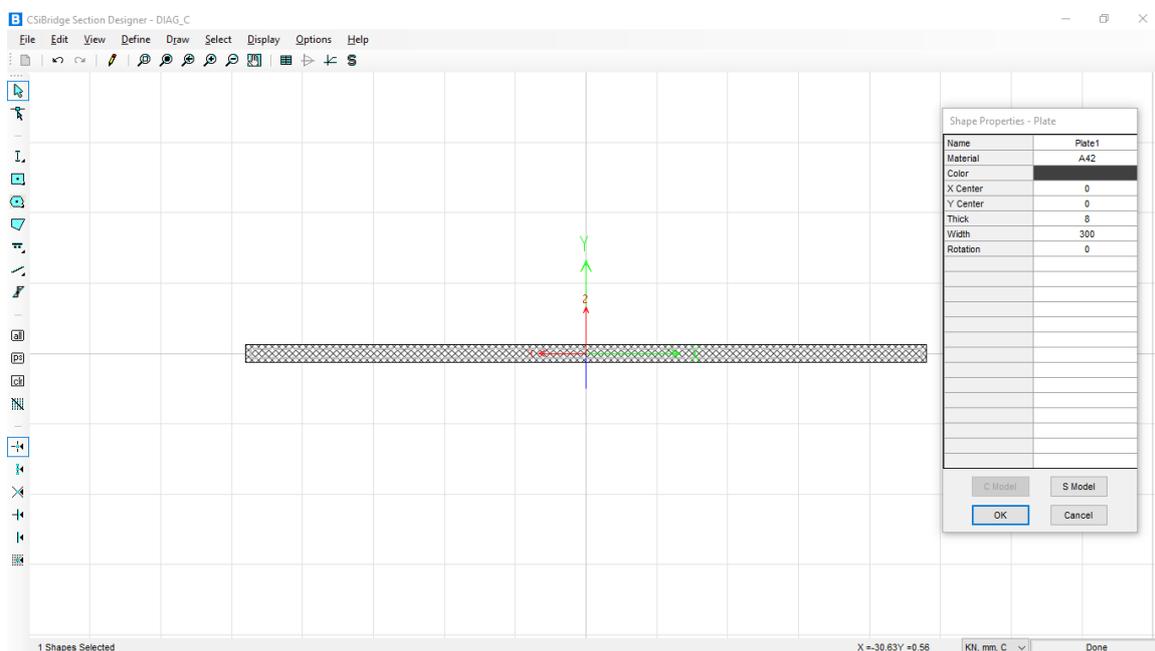


Figure 6-9: création de la semelle de la diagonale

- On poursuit l'opération en créant l'âme de la section avec encore un élément platine qu'on va tourner de 90° dans le sens anti-horaire :

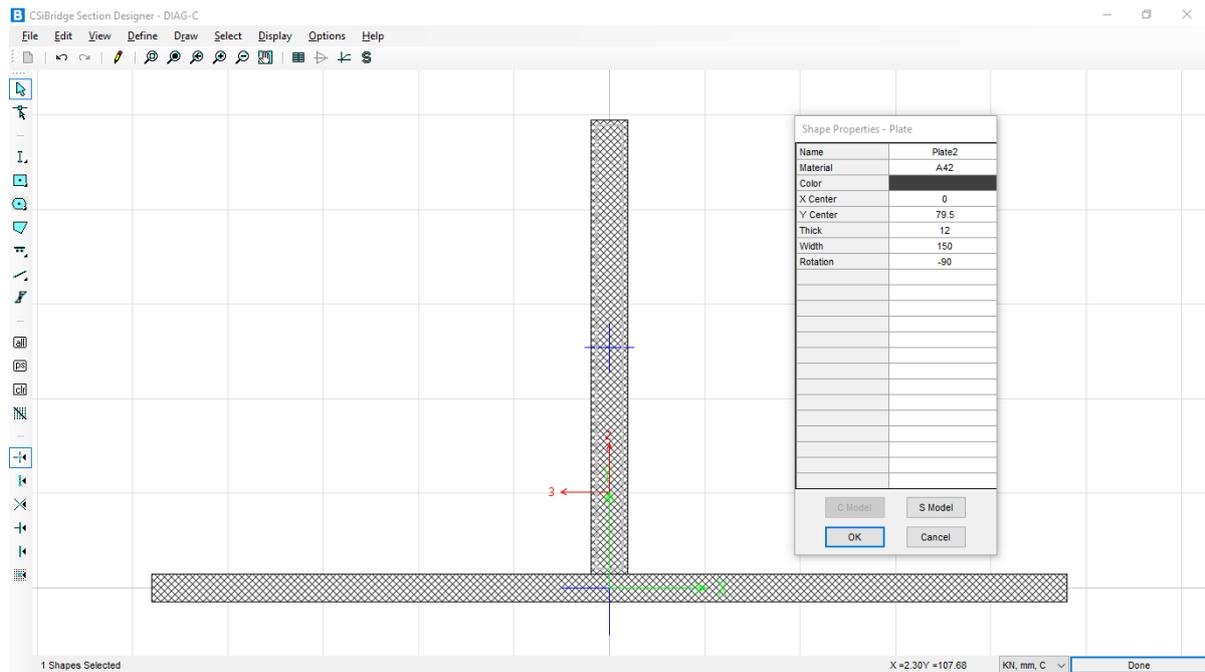


Figure 6-10: création de l'âme de la section de DIAG-C

- Ensuite on va créer les deux cornières qu'on devra positionner à l'intérieur de l'intersection des deux platines

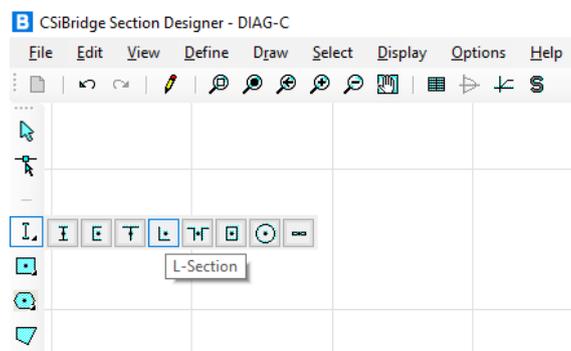


Figure 6-11: créer la cornière

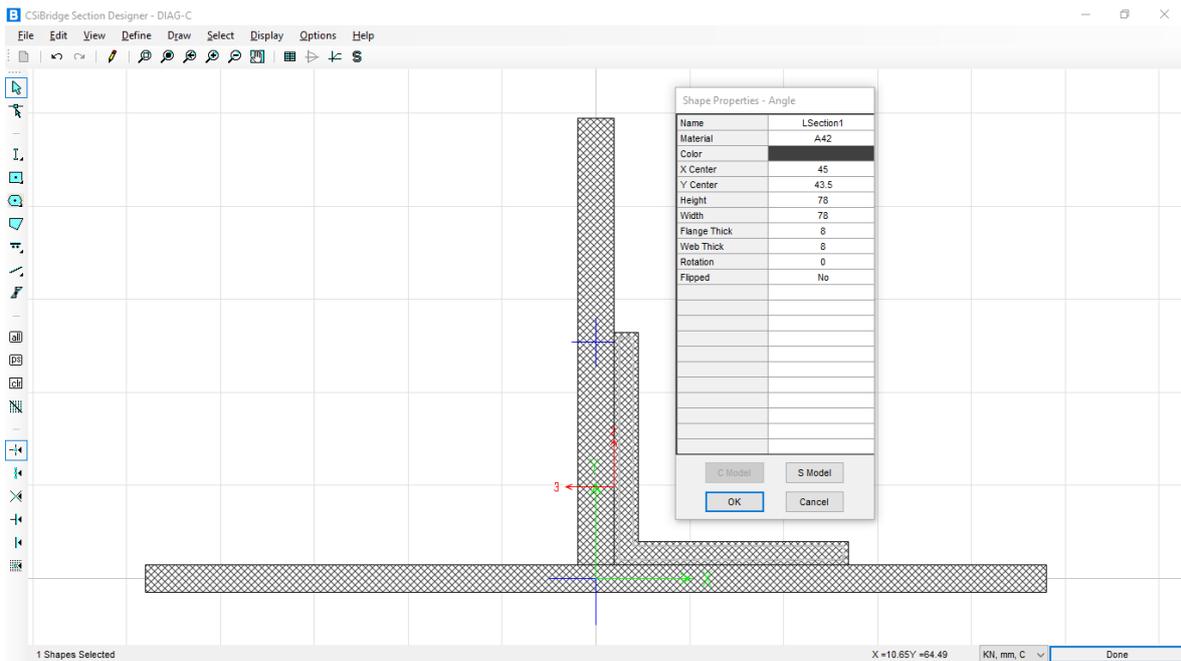


Figure 6-12: positionnement et dimensions de la cornière

- Pour finaliser l'élément on devra ajouter une deuxième cornière à gauche de la section, cette fois ci sans passé par le dessin, on utilisera l'outils replicate par rapport à l'axe YY. Avec un simple clic sur l'élément en L déjà créé :

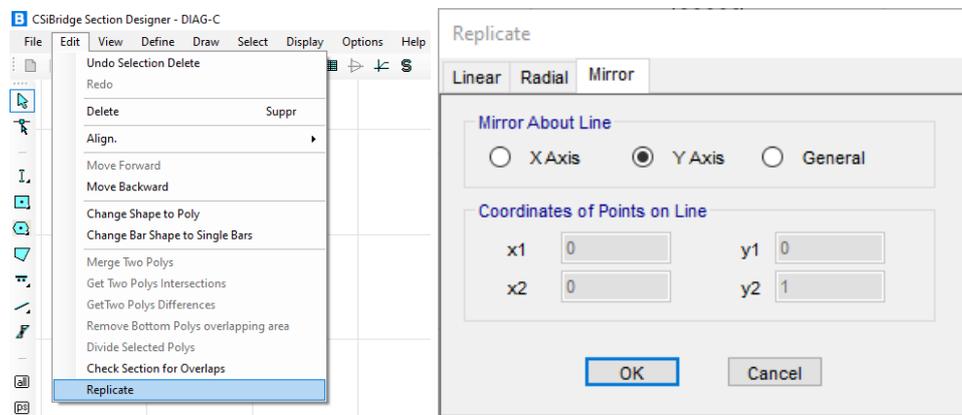


Figure 6-13: utilisation de l'outils REPLICATE

- On aura le résultat suivant :

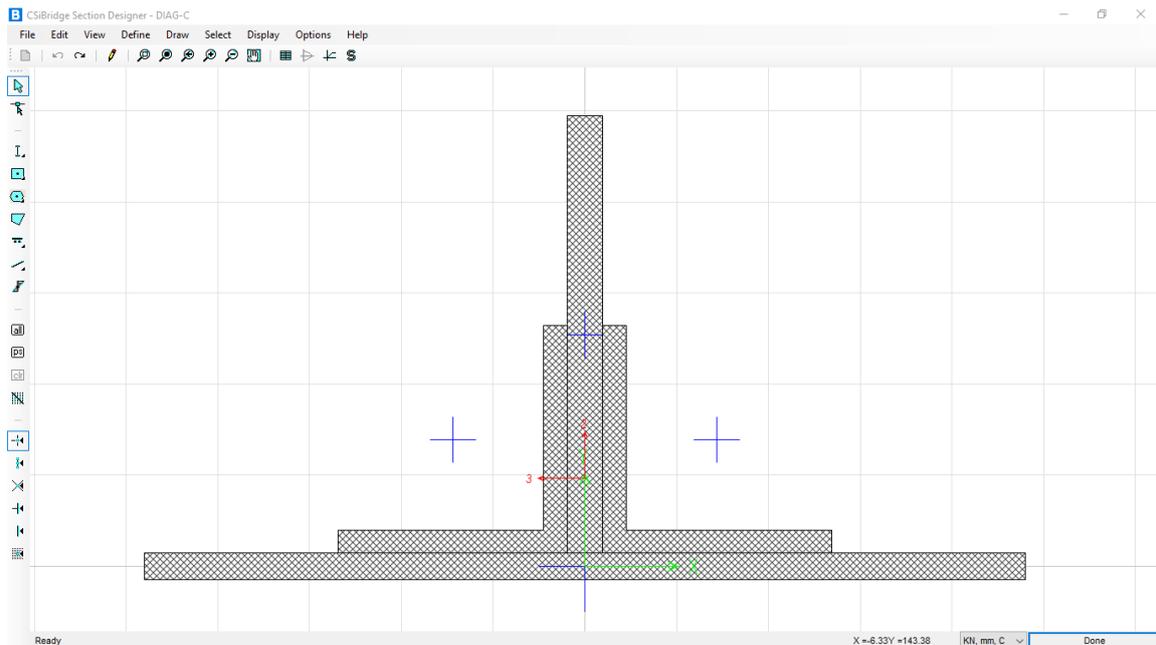


Figure 6-14: élément DIAG-C créée avec SECTION DESIGNER

- Pour les sections citées en haut, on procèdera de la même façon pour leur création.
- Concernant les longerons intérieurs et extérieurs (vue qu'ils ne sont pas de la même section) avec la poutre sur lesquels ils reposent on va les insérer selon leurs dimensions sous une section en I. (Voir chapitre 4)

#### 6.4.1.4 Créations du tablier :

- Le tablier va être créé dans l'onglet COMPENENTS dans la partie SUPERSTRUCTURE-DECK SECTION et NEW DECK SECTION.

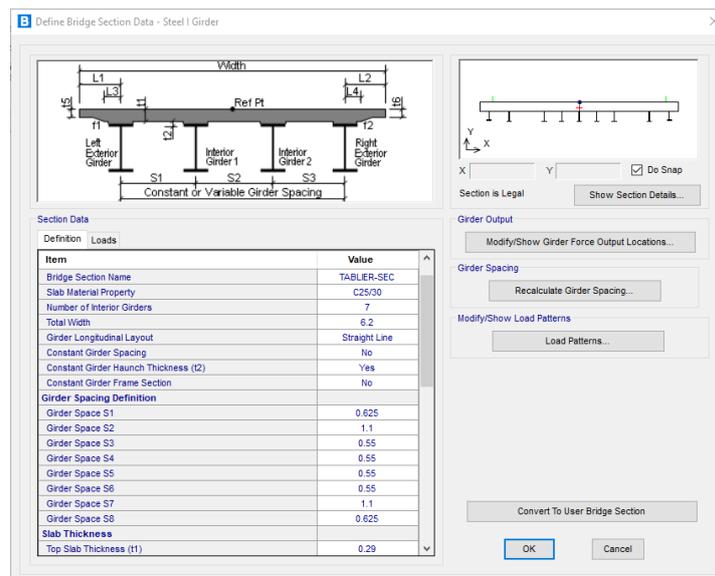


Figure 6-15: fenêtre de création du tablier.

- On suite on définit le diaphragme comme solide.

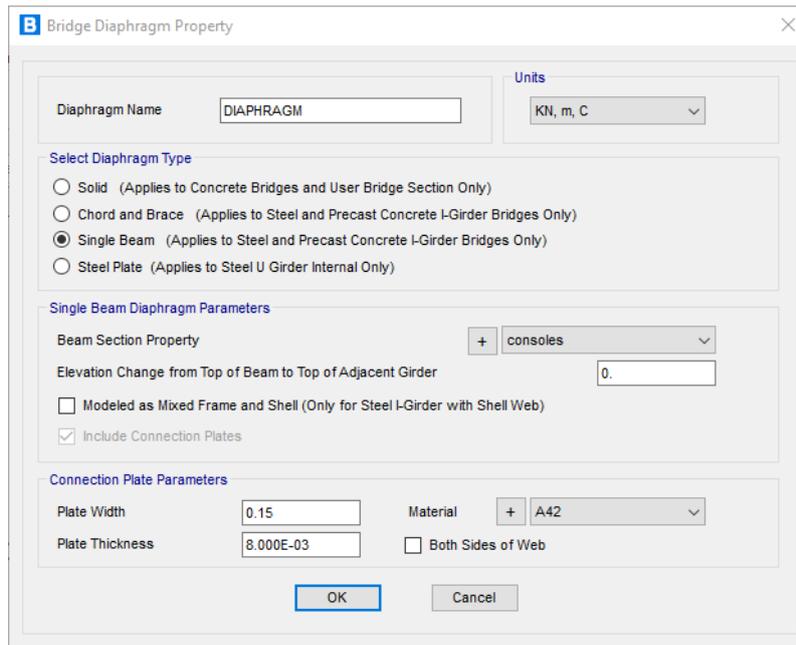


Figure 6-16: fenêtre de création du diaphragme horizontal pour le tablier

### 6.4.1.5 Création de charge

#### 6.4.1.5.1 Charge statique :

➤ La charge du béton et du bitume sur le tablier qu'on appellera  $G_{tab}$  dans l'onglet LOADS:

- LOAD PATTERN :

  - LOAD PATTEN NAME :  $G_{tab}$
  - Type : DEAD.
  - SELF WEIGHT MULTIPLIER : 1
  - ADD NEW LOAD PATTERN

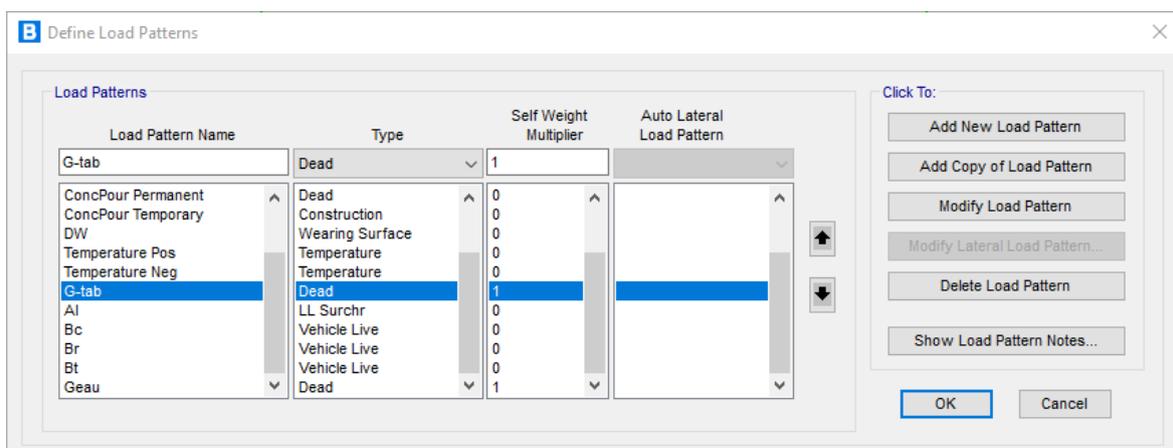


Figure 6-17: création de  $G_{tab}$  comme modèle de chargement

- Pour la charge de la conduite qui sera permanente on procède de la même manière avec la nomination  $G_{cond}$ .

### 6.4.1.5.2 Charges mobiles :

- Système de charge A(l) :

- LOAD PATTERN :

- LOAD PATTEN NAME: AI
- Type : LL SURCHR
- SELF WEIGHT MULTIPLER: 0

- Système de charge B:

On devra d'abord créer les sous-systèmes dans l'onglet VEHICULE LOADS :

Avec NEW :

- Vehicule name : Bc

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.6118	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		0.6118	Two Points	2.
Fixed Length	4.5	0.	0.	Zero Width		1.2237	Two Points	2.
Fixed Length	1.5	0.	0.	Zero Width		1.2237	Two Points	2.
Fixed Length	4.5	0.	0.	Zero Width		0.6118	Two Points	2.
Fixed Length	4.5	0.	0.	Zero Width		1.2237	Two Points	2.
Fixed Length	1.5	0.	0.	Zero Width		1.2237	Two Points	2.

Figure 6-18: création de la charge Bc

On passe au sous système  $B_t$  on suivant les mêmes étapes que le sous-système précédents avec les valeurs adapté :

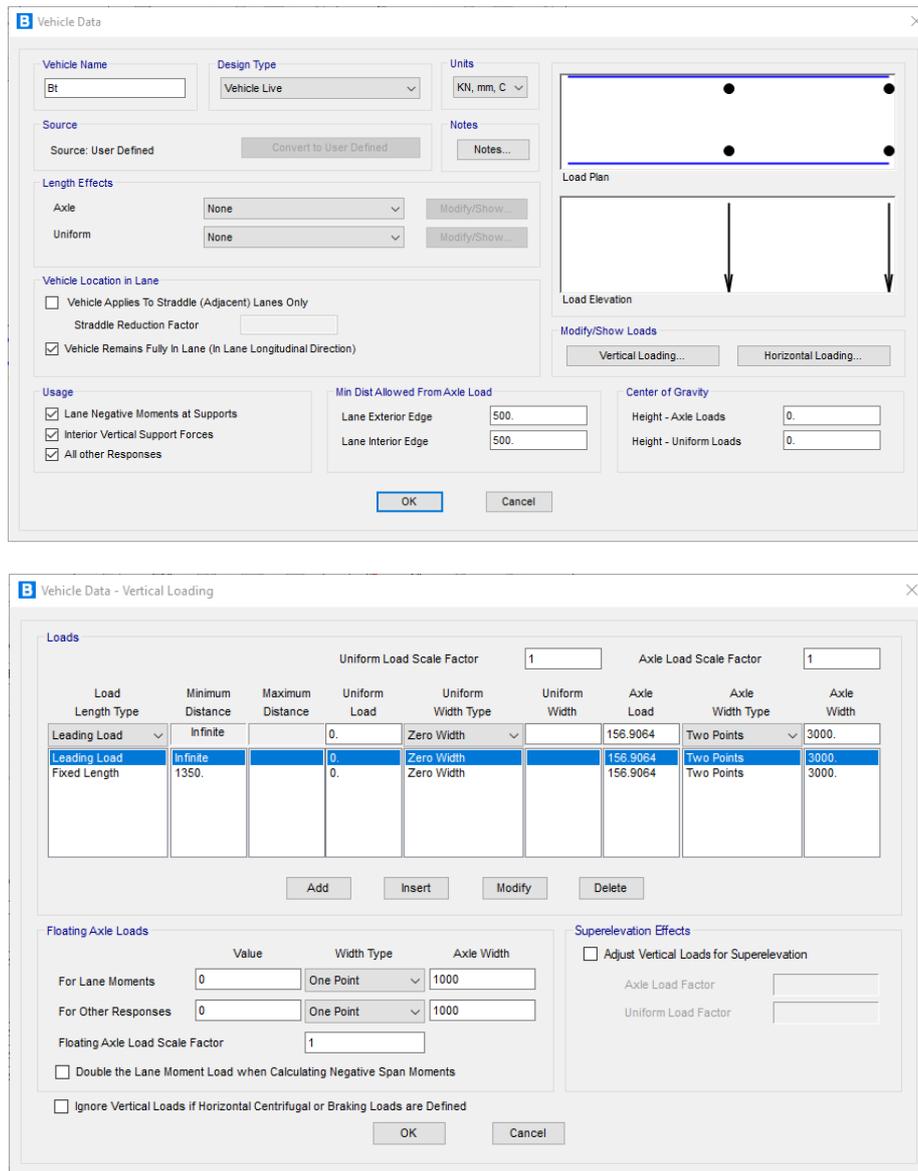


Figure 6-19: création du sous-système  $B_t$ .

Et puis le sous-système Br :

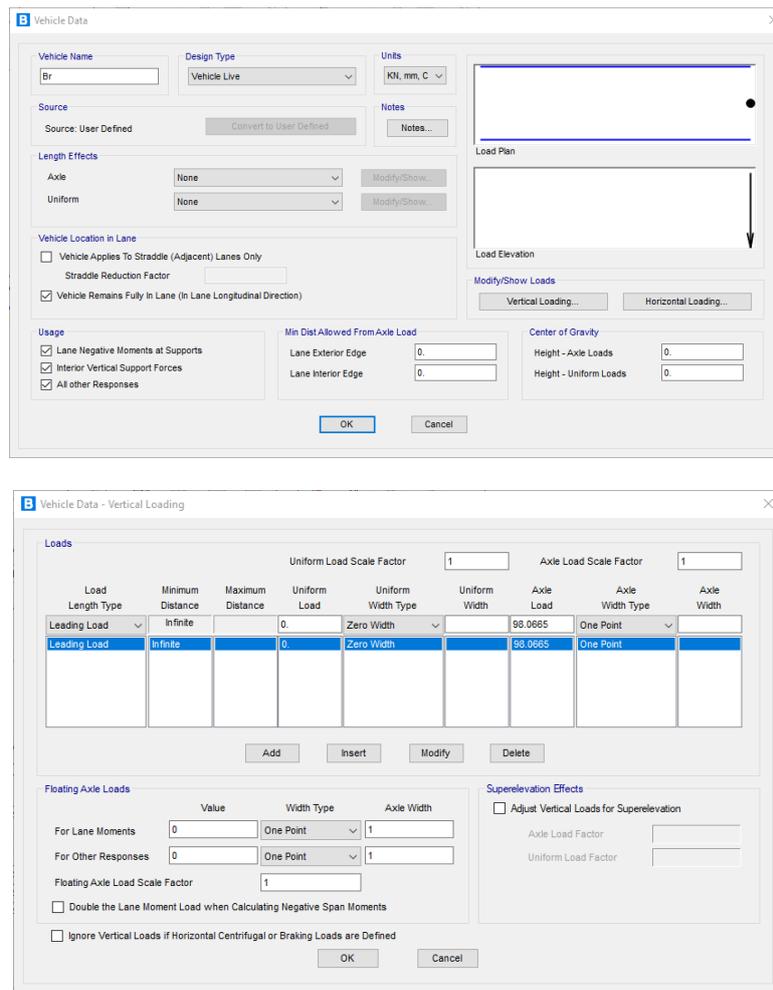


Figure 6-20: création du sous-système Br.

On revient définir les loads patterns :

- ❖ Sous système B<sub>c</sub> :
  - LOAD PATTEN NAME: B<sub>c</sub>
  - Type: vehicule live
  - SELF WEIGHT MULTIPLIER: 0
- ❖ De la même manière on continue le travail pour B<sub>t</sub> et B<sub>r</sub>.

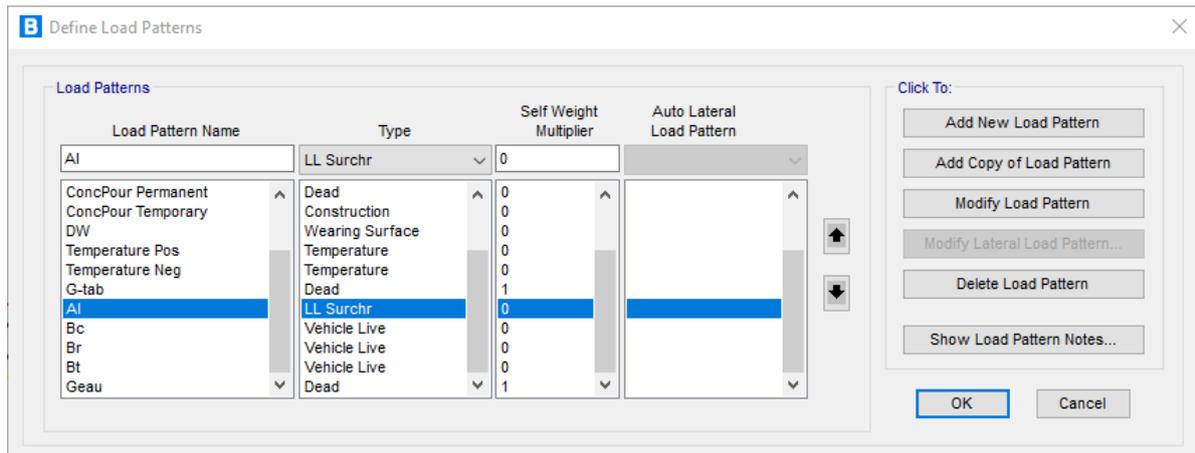


Figure 6-21: les différents charges mobiles et permanentes créées

### 6.4.1.6 Combinaison de charge :

➤ Pour les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS [50] c'est dans l'onglet DESIGN qu'on va les créer :

❖ A l'ELU :

- LOAD COMBINATION :

- ADD NEW COMBO
- LOAD COMBINATION NAME: ELU AI

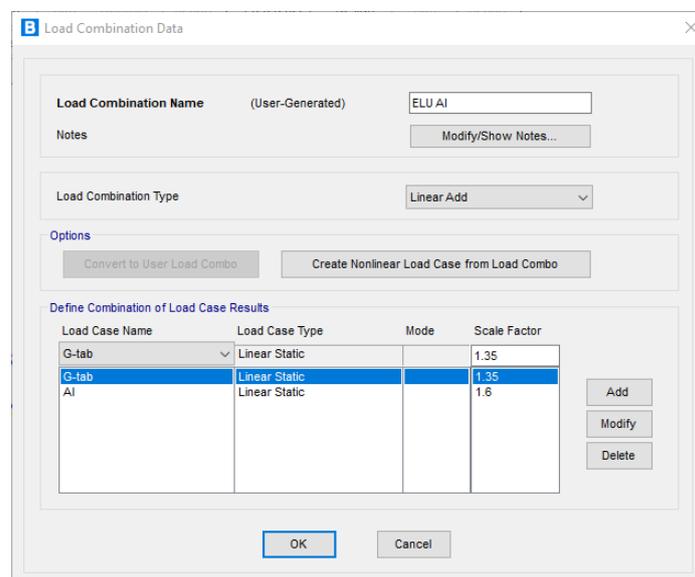


Figure 6-22: combinaison de charge ELU AI

➤ Avec la même procédure on devra créer les autres combinaisons.

❖ A l'ELS :

- LOAD COMBINATION :

- ADD NEW COMBO

- LOAD COMBINATION NAME : ELS AI

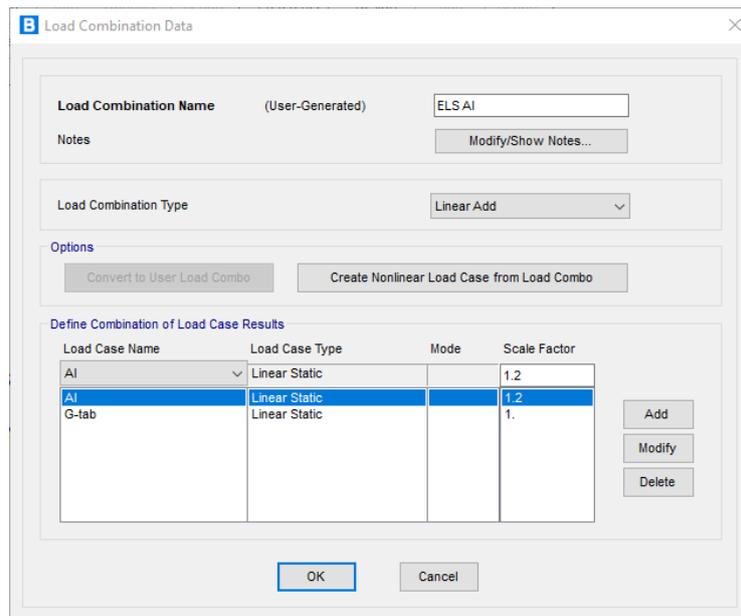


Figure 6-23: combinaison de charge ELS AI

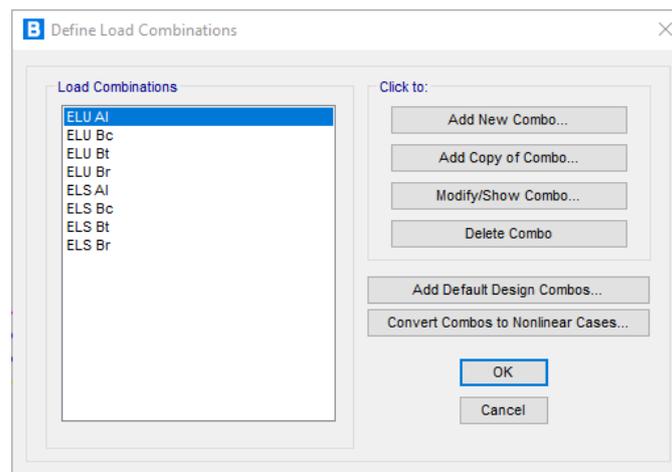


Figure 6-24: les combinaisons de charge créées ELU-ELS

### 6.4.2 Afficher le modèle :

Pour achever la partie création du modèle, c'est dans l'onglet BRIDGE qu'on doit se rendre pour afficher le modèle créer :



Figure 6-25: New Bridge

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
Span 1	0	53.1	53.1	Free	Free
Span 2	53.1	53.1	106.2	Free	Free

Figure 6-26: création des travées du ponts

Et en fin on clique sur UPDATE dans le même onglet :

Figure 6-27: dernière étape pour afficher le modèle du pont sans les poutres triangulées

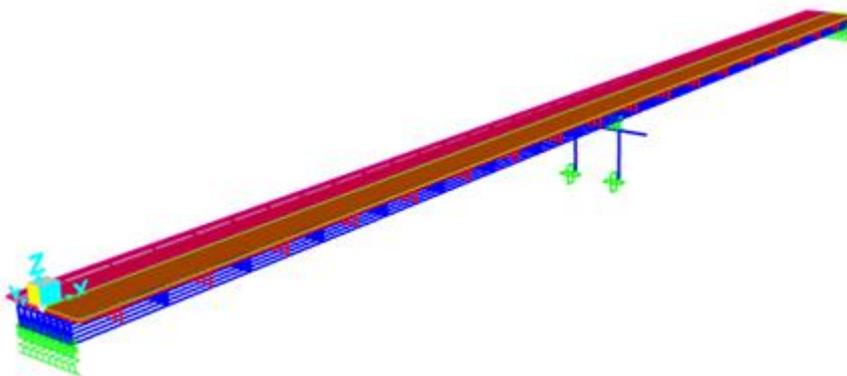


Figure 6-28: Structure du pont sans les poutres triangulées.

### 6.4.3 Création des poutres triangulées :

Pour la création des poutres triangulées, on devra se rendre à l'onglet Advanced du ribbon et travailler avec les panneaux d'outils Draw et Edit

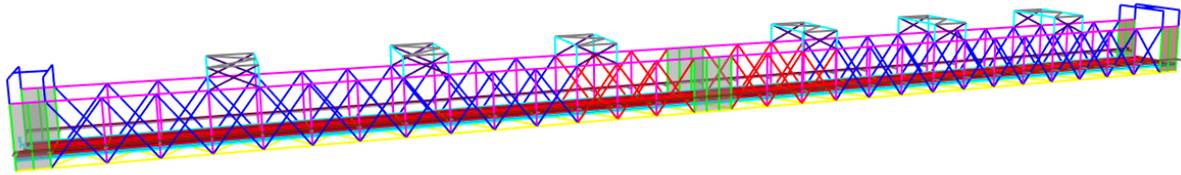


Figure 6-29: structure finale du modèle

### 6.4.4 Analyse et évaluation du modèle :

Lancer l'analyse :

Dans l'onglet ANALYSE du RIBBON on devra cliquer sur RUN ANALYSIS

Pour notre cas on devra désactiver l'étude modal spectral : on sélectionne la case : MODAL et a droite on clique sur RUN/DO NOT RUN CASE

NB: on a pas fait etude sismique car on pas introduit les fondations dans notre modèle pour manque d'informations autour de l'infrastructure.

Puis RUN NOW (pour lancer l'analyse).

### 6.5 Résultats obtenus :

Afin de vérifier l'exactitude du travail de modélisation et les résultats obtenus par CSI Bridge, le choix d'afficher les résultats numériquement ou graphiquement

On choisit de vérifier la flèche :

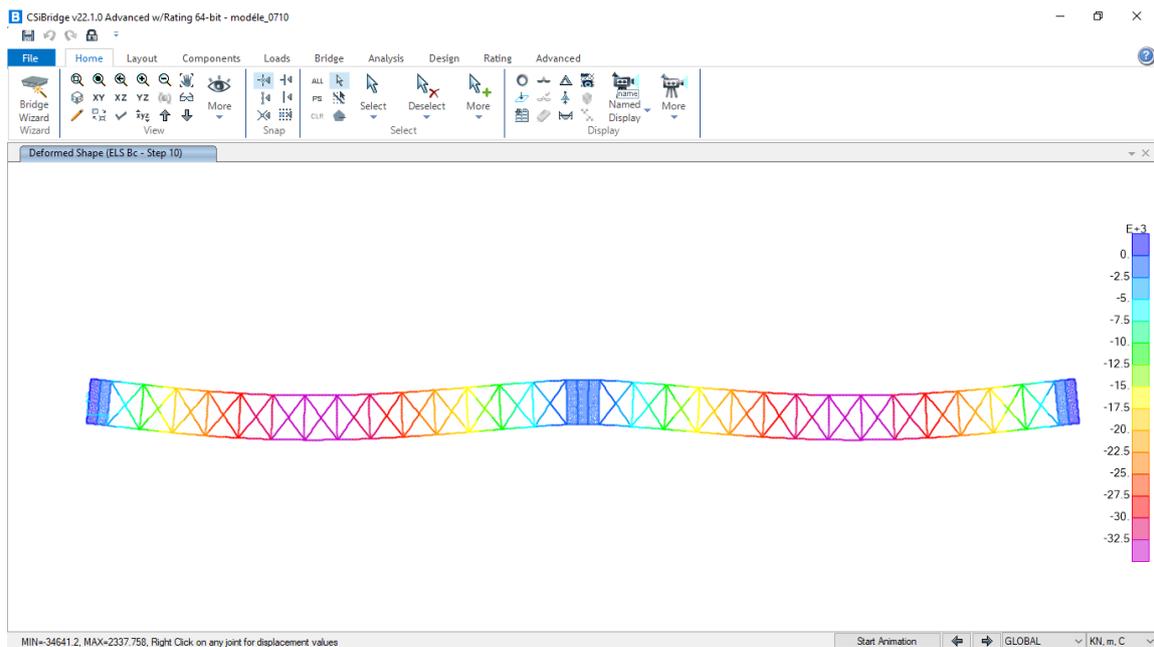


Figure 6-30: La déformée du modèle selon Z en 2D sous la combinaison ELS Bc

## 6.6 Vérifications des éléments du treillis :

### 6.6.1 Vis-à-vis la compression :

$$N_{crd} \leq N_{trd}$$

$$N_{crd} = A \cdot \beta \cdot \chi \cdot \frac{f_y}{(\gamma_{m1})}$$

A : aire de la section

$\beta$ : =1 section de classe 1,2,3

$\beta = \frac{A_{eff}}{A}$  section de classe 4

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

$\chi$ : Coefficient de réduction due au flambement. fct (courbe de flambement,  $\bar{\lambda}$ )

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_{cr}}$$

$\lambda$ : l'elancement

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda = l/i$$

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I : inertie

A : aire de la section (leur valeur dans annexe...)

**Montant :**

$$\lambda_z = l/i_z = 477/7,312 = 65,23$$

$$\lambda_y = l/i_y = 477/2,6235 = 181,81$$

$$\lambda_{\max} = 181,81$$

$$\varepsilon = 1,083$$

$$\lambda_{cr} = 101,785$$

$$\beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = 1,786 > 0,2 \longrightarrow \text{Risque de flambement}$$

$\chi$  = fct (courbe de flambement,  $\bar{\lambda}$ )

En a section en (L) et platine quel que soit l'axe de flambement on choisit la courbe de flambement (C)

On procède à l'interpolation pour déterminer le  $\chi$  avec la formule suivante :

$$\chi = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

En utilisant tableau annexes...

$$\chi = 0,2577 + \frac{0,2345 - 0,2517}{1,8 - 1,7} (1,786 - 1,7)$$

$$\chi = 0,2377$$

Donc :

$$N_{crd} = 0,2377 \times 1 \times 72,96 \times \frac{20}{1,1} = 315,312 \text{ KN}$$

$$N_{crd} = 315,312 \text{ KN}$$

**Montant appuis :**

Les mêmes procédures :

$$\lambda_z = 477/7,4284 = 64,21$$

$$\lambda_y = (477)/2,58 = 184,88$$

$$\lambda_{\max} = 184,88$$

$$\lambda_{cr} = 101,785$$

$\bar{\lambda} = 1,816 > 0,2$  Risque de flambement

$\chi = \text{fct}(\text{courbe de flambement}, \bar{\lambda})$

En a section en (L) et platine quel que soit l'axe de flambement on choisit la courbe de flambement (C) Annexe....

On procède à l'interpolation pour déterminer le  $\chi$  avec la formule suivante :

$$X = f(x_0) + \left( \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \right) (x - x_0)$$

En utilisant tableau annexes...

$$X = 0,2345 + \frac{0,2141 - 0,2345}{1,9 - 1,8} (1,816 - 1,8)$$

$$X = 0,2312$$

$$N_{crd} = 0,2312 \times 1 \times 79,16 \times \frac{20}{1,1} = 315,312 \text{ KN}$$

$$N_{crd} = 332,76 \text{ KN}$$

### Diagonale :

$$L_0 = 218,6 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{218,6}{5,8557} = 37,33$$

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{218,6}{4,1126} = 53,15$$

$$\lambda_{\max} = 53,15$$

$$\varepsilon = 1,083$$

$$\lambda_{cr} = 101,785$$

$$\beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = 0,522$$

$\bar{\lambda} = 0,522 > 0,2 \longrightarrow$  Risque de flambement

$\chi = \text{fct}(\text{courbe de flambement}, \bar{\lambda})$

En a section en (L) et platine quel que soit l'axe de flambement on choisit la courbe de flambement (C) Annexe....

On procède à l'interpolation pour déterminer le  $X$  avec la formule suivante :

$$X = f(x_0) + \left( \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \right) (x - x_0)$$

On utilisant tableau annexes...

$$X = 0,8430 + \frac{0,7854 - 0,8430}{0,6 - 0,5} (0,522 - 0,5)$$

$$X = 0,83$$

Donc :

$$N_{crd} = 0,83 \times 1 \times 68,68 \times \frac{20}{1,1} = 1036,44 \text{KN}$$

$$N_{crd} = 1036,44 \text{KN}$$

### Membrure supérieur/ inférieur :

$$L_0 = 350 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{350}{14,8177} = 23,62$$

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{350}{9,1663} = 38,18$$

$$\lambda_{\max} = 38,18$$

$$\varepsilon = 1,083$$

$$\lambda_{cr} = 101,785$$

$$\beta = 1$$

$$\bar{\lambda} = 0,3751$$

$$\bar{\lambda} = 0,3751 > 0,2 \longrightarrow \text{Risque de flambement}$$

$X = \text{fct}(\text{courbe de flambement}, \bar{\lambda})$

En a section en (L) et platine quel que soit l'axe de flambement on choisit la courbe de flambement (C) Annexe....

On procède à l'interpolation pour déterminer le  $X$  avec la formule suivante :

$$X = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0)$$

On utilisant tableau annexes...

$$X = 0,9491 + \frac{0,8973 - 0,9491}{0,4 - 0,3} (0,3751 - 0,3)$$

$$X = 0,91$$

Donc :

$$N_{crd} = 0,91 \times 1 \times 160 \times \frac{20}{1,1} = 2647,27 \text{ KN}$$

$$N_{crd} = 2647,27 \text{ KN}$$

### 6.6.2 Vérification des éléments à la traction :

$$N_{trd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \\ N_u = 0,9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{m2}} \end{array} \right\}$$

A : Section de l'élément.

$f_y$  : Contrainte élastique limite.

$f_u$  : Contrainte plastique limite.

$\gamma_{m0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$\gamma_{m2}$  : Coefficient partiel de sécurité à appliquer uniquement aux sections nettes.

$A_{net}$  : la section nette.

$$A_{net} = t(b - n\emptyset + \sum \frac{l_i^2}{4t_i}) \min$$

t : Epaisseur de l'élément.

b : largeur de l'élément.

n : nombre de rivets

$\emptyset$  : diamètre du trou.

$l_i$  : c'est la distance horizontale entre deux trous de rivets

$t_i$  : ça représente la distance verticale entre deux trous.

$f_y = 200 \text{ MPa}$

$f_u = 300 \text{ MPa}$

$\gamma_{m0} = 1$

$\gamma_{m2} = 1,25$

**Membrure supérieur/ inférieur :**

$$A = 16000 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl} = 16000 \times \frac{200}{1} = 3200 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = 3200 \text{ KN}$$

$$A_{net} = 14400 \text{ mm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,9 \times 14400 \times \frac{300}{1,25} = 3,11 \times 10^6 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3110 \text{ KN}$$

$$N_r = \min (N_{pl} ; N_u)$$

$$N_r = 3110 \text{ KN}$$

**Diagonal :**

$$A = 6868 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl} = 6868 \times \frac{200}{1} = 1373,6 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = 1373,6 \text{ KN}$$

$$A_{net} = 6204 \text{ mm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,9 \times 6204 \times \frac{300}{1,25} = 1340 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1340 \text{ KN}$$

$$N_r = \min (N_{pl} ; N_u)$$

$$N_r = 1340 \text{ KN}$$

**Diagonale voisine de rive intermédiaire :**

$$A = 10174 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl} = 10174 \times \frac{200}{1} = 2035 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = 2035 \text{ KN}$$

$$A_{\text{net}} = 9358 \text{ mm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,9 \times 9358 \times \frac{300}{1,25} = 2,021 \times 10^6 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2021 \text{ KN}$$

$$N_r = \min (N_{pl} ; N_u)$$

$$N_r = 2021 \text{ KN}$$

**Montant :**

$$A = 7296 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl} = 7504 \times \frac{200}{1} = 1500,8 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = 1500,8 \text{ KN}$$

$$A_{\text{net}} = 7312 \text{ mm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,9 \times 7312 \times \frac{300}{1,25} = 1,58 \times 10^6 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1580 \text{ KN}$$

$$N_r = \min (N_{pl} ; N_u)$$

$$N_r = 1500,8 \text{ KN}$$

**Montant aux appuis :**

$$A = 7916 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl} = 7916 \times \frac{200}{1} = 1583,2 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = 1583,2 \text{ KN}$$

$$A_{\text{net}} = 7072 \text{ mm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,9 \times 9358 \times \frac{300}{1,25} = 1,527 \times 10^6 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1527 \text{ KN}$$

$$N_r = \min (N_{pl} ; N_u)$$

$$N_r = 1527 \text{ KN.}$$

**Conclusion**

**Générale**

## **Conclusion :**

Notre projet fin d'étude se décompose en deux phases de travail qui nous ont permis de découvrir et approfondir nos connaissances dans le domaine du VOA (Voiries et Ouvrage d'Arts), plus exactement dans le domaine des ponts en poutre à treillis à tablier inférieur, selon le cas étudié du pont d'Oued Soummam

On a collecté le maximum d'information concernant les ponts, on suite pour mener à bien notre étude on a eu l'aide du service de la Direction des Travaux Publics de Bejaia qui nous ont fournis quelques documents des archives reliés à cet ouvrage. En faisant une sortie sur site, on a pu appliquer la première phase dans la procédure d'évaluation d'une structure métallique et constater les différents endommagements assiege la structure métallique de ce pont.

Enfin, on est arrivé à découvrir le logiciel CSI Bridge spécialisé dans le calcul des ponts qui autrefois était un onglet dans le fameux logiciel de calcul de structure SAP2000. Avec lequel on a pu réaliser le modèle avec ses dimensions et ses différents éléments, pour ensuite l'analyser avec les différentes charges mobiles à l'aide du Fascicule 61 titre II.

## 7 Bibliographie

- [1] [En ligne]. Available: <https://structurae.net/fr/ouvrages/mainbrucke-hassfurt-1867>.
- [2] A. Salmond, the forth bridge: Nomination for inclusion in the World Heritage List.
- [3] N. B. S. Alliance, *The World Longest Bridge Spans*, 1999.
- [4] Wikipédia, «Wikipédia», 31 Janvier 2020. [En ligne]. Available: [fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Classification\\_des\\_ponts&oldid=166911681](https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Classification_des_ponts&oldid=166911681). [Accès avril 2020].
- [5] A. BOIRO, *Projet fin d'étude: Dimensionnement d'un nouveau pont mixte de OUMBOU*, dakar, 2006-2007.
- [6] D. H. L. John M. Kulicki . Joseph E. Prickett, TRUSS BRIDGES.
- [7] [En ligne]. Available: [books.google.dz/books/about/The\\_Iron\\_Bridge.html?id=p0YfAQAAIAAJ&redir\\_esc=y](https://books.google.dz/books/about/The_Iron_Bridge.html?id=p0YfAQAAIAAJ&redir_esc=y).
- [8] N. C. e. B. Trinder, *The Iron Bridge: Symbol of the Industrial Revolution*.
- [9] O. work, «Clinton Railroad Bridge and the Gateway Bridge over the Mississippi River at Iowa.» [En ligne]. Available: [commons.wikimedia.org/wiki/File:Clinton\\_Railroad\\_Bridge\\_01\\_\(cropped\).jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Clinton_Railroad_Bridge_01_(cropped).jpg).
- [10] c. b. Hojjat Adeli, *Historic bridges : Evaluation, Preservation, and Management..*
- [11] J. (. ". H. B. S. W. R. 2.-1.-2. Weeks.
- [12] ". 1.-y. T. H. o. T. S. L. R. a. i. Predecessors".
- [13] [En ligne]. Available: <https://web.facebook.com/Vinyculture/posts/1640852422667895/>.

- [14] «El WATAN,» [En ligne]. Available: [www.elwatan.com/archives/tiziouzou/boghni-tizi-ouzou-deux-morts-et-cinq-blesses-ffondrement-dun-pont-10-12-2012](http://www.elwatan.com/archives/tiziouzou/boghni-tizi-ouzou-deux-morts-et-cinq-blesses-ffondrement-dun-pont-10-12-2012).
- [15] STRRES, *Réparation et rénovation des structures métalliques*, Novembre 2014.
- [16] f. f. fascicule 33 ponts métalliques ( acier, *instruction technique pour la surveillance et ien des ouvrages d'art*, 19 octobre 1979.
- [17] *Fascicule 33 ( acier, fer, fonte), Instruction technique pour la surveillance et l'entretien rages d'art*, 1990.
- [18] «. L. c. é. d. l. d. S. G. T. (. ». L. r. d. m. n. 1. d. 1. p. 1.-2. Alexis Aron.
- [19] [En ligne]. Available: <https://archive.org/details/journalissue03instgoog>.
- [20] M. Chung-tang, «Evolution of bridge technology [archive].,» 2007. [En ligne]. Available: [www.researchgate.net/publication/228793919\\_Evolution\\_of\\_Bridge\\_Technology](http://www.researchgate.net/publication/228793919_Evolution_of_Bridge_Technology).
- [21] L. L. COCQ, *Ponts suspendu - Ponts suspendu rigides*.
- [22] C. Métallique. [En ligne]. Available: [https://fr.slideshare.net/Saamysaami/charpente-ue?from\\_action=save](https://fr.slideshare.net/Saamysaami/charpente-ue?from_action=save).
- [23] *COURS CHARPENTE METALLIQUE MASTER 1*.
- [24] SETRA, *Travaux de construction en acier - Guide du Maître d'oeuvre* –, 2001.
- [25] *assessment of existing steel structures: recommandation dor estimation of remaining life*.
- [26] JCSS (Joint Committee on Structural Safety), “Probabilistic Assessment of Existing res”, RILEM Publications, 2001.

- [27] Kunz, P.: “Probabilistisches Verfahren zur Beurteilung der Ermüdungssicherheit an der Bruecken aus Stahl”, *Doctoral thesis N° 1023, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland, 1992.*
- [28] CAN/CSA-S6-00: *Canadian Highway Bridge Design Code and Commentary, Canadian Institute for Civil Engineering (CSCE), 2000.*
- [29] Swiss-code SIA 263 : 2003 “Steel Structures”, *Swiss Society of Engineers & Architects, CH-8039 Zurich, 2003.*
- [30] Moses, F., Schilling, C.G., Raju, K.S.: “Fatigue Evaluation procedures for steel bridges”, *Report 299, Transport Research Board, Washington D.C., 1987.*
- [31] Chabrolin B., Cremona C., *modélisation et détection de la fissuration par fatigue.*
- [32] *Evaluation structurale des ponts: Rapport de synthèse de l'opération de recherche, 2004-*
- [33] [En ligne]. Available: <https://metalblog.ctif.com/2019/11/25/les-contrôles-cnd-des->
- [34] «PFE: étude de la portance d'un pont métallique ancien à SABRA, wilaya de tlemcen,»
- [35] J. A. Ewing et J. C. W. Humfrey, « The fracture of metals under repeated alternations of stress », *Proceedings of the Royal Society of London (1854-1905), vol. 71, 1903, p. 79.*
- [36] «SCRIBD,» [En ligne]. Available: [https://fr.scribd.com/doc/112471388/Ecole-nationale-federale-de-Lausanne-Traite-de-Genie-Civil-Tome-10-Construction-metalli.](https://fr.scribd.com/doc/112471388/Ecole-nationale-federale-de-Lausanne-Traite-de-Genie-Civil-Tome-10-Construction-metalli)
- [37] T. A. & G. Richard, *Development and application of fatigue class catalogue for riveted components. Structural Engineering International..*

- [38] «scribd,» [En ligne]. Available: <https://fr.scribd.com/document/53196136/CTICM-ICATION-A-LA-FATIGUE-D-UN-ASSEMBLAGE-DE-CHARPENTE-LLIQUE>.
- [39] G. S. & F. Bijlaard, *Assessment of Existing Steel Structures : Recommendations for tion of Remaining Fatigue Life. First Edition, February 2008, 2008.*
- [40] J. Résal, *construction métalliques, élasticité et resistance des materiaux, fonte, fer, et*
- [41] M. A. P. & M. R. Castro, *Étude des inclusions dans les métaux.*
- [42] H. H. M. & S. L. Bruce Anglade, *Les principaux défauts et risques liées au soudages.*
- [43] [En ligne]. Available: <https://gcbtp.fr/spid-reparation-renfort-structures/structures->
- [44] I. c. d. l'IFSTTAR, *analyse du fonctionnement des assemblages d'une structure que..*
- [45] S.-F. 5, *FAEQ 5 :Entretien et Réparation des ouvrages.*
- [46] C. S. A. S. M. H. B. Wood.
- [47] ESAB, *guide de la réparation et maintenance par soudage.*
- [48] EXPERTISE DU PONT SQALA, 2002.
- [49] «TITRE II DU FASCICULE 61: PROGRAMME DE CHARGES ET ÉPREUVES,» chez *R DES PRESCRIPTIONS COMMUNES applicables aux marchés de travaux publics et des services de l'équipement*, 1980, p. 23.
- [50] E. 1.-. E. 1, *Actions sur les structures. Partie 2: charges sur les ponts, du au trafic.*

# ANNEXES

# ANNEXES 01

# ANNEXES 02