

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

---

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique**

**Université Blida 1**



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

**Mémoire de Master**

**Option : Matériaux en Génie Civil**

**Thème**

---

**Influence de l'emplacement des composites CFRP sur le  
comportement des Poutres de Ponts- Analyse Numérique**

---

**Encadré par :**

**Dr M. ABDESSEMED**

**Etudié par :**

**Mme CHAOUCH Ahlem**

**Mme BOUHAFS Asma**

---

Année Universitaire 2021-2022

## DEDICACES

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,*

*A mes chers beaux-parents, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*A ma petite famille, mon époux et mes deux perles Mohamed Badis et Darine Kamilia.*

*A ma chère sœur Malak Arrahmane,*

*A mes chers frères, Mohamed, Youcef, et Younes, pour leur appui et leur encouragement,*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

*Ahlem Chaouch*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents les plus chers au monde, ceux qui ont sacrifié et souffert les plus belles années de leurs vies pour me voir un jour réussir ;*

*A mon conjoint qui m'a beaucoup encouragé durant ce parcours ;*

*A mes deux enfants Adem et Samy la lumière de ma vie, la source de tendresse ;*

*A mes chères sœurs Sabeh et Nada ;*

*A mon cher frère Ramy et à toutes mes copines et collègues.*

*Asma Bouhafis*

# Remerciements

Nos remerciements sont indispensables parce que, pour arriver au jour de soutenance, nous nous sommes passées par un trajet scientifique qui n'était pas de tout facile et est impossible à achever sans les aides des personnes qui ont été impliquées de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail. Avant toute personne, nous remercions Le Bon Dieu, de nous avoir donné la santé, le courage, la patience et la volonté pour réaliser ce mémoire.

Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement du Dr Mouloud ABDESSEMED, Enseignant/ Chercheur au Département de Génie Civil à Université de Blida1. Nous le remercions pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Nous sommes très reconnaissantes envers Dr K. BERKACHE, Maître de Conférences à l'USTHB, qui nous a conduits surtout pour la partie numérique. Qu'il trouve ici nos sincères remerciements.

Nous tenons à présenter nos sincères respects et remerciements, au Président et membres de jury, qui nous ont fait l'honneur d'examiner et évaluer le travail de ce mémoire. Nous remercions également tous les enseignants du Département de Génie Civil/ Université de Blida1, qui nous ont enseignées durant les deux années de Master et à tous les enseignants qui nous ont conduit durant notre cursus universitaire.

Enfin, dernier point mais non le moindre, nous sommes reconnaissantes à nos familles pour leurs soutiens moral et émotionnel tout au long des hauts et des bas de nos parcours scientifiques.

## ملخص

الصدّات والزلازل هي ضغوط شديدة يمكن أن تتعرض لها هياكل الهندسة المدنية والتي يمكن أن تكون عواقبها كارثية. يتمثل التحدي الرئيسي للباحثين في تقليل تعرض هذه الهياكل لهذا النوع من الإجهاد. يقترح العديد من المؤلفين حلاً مثيراً للاهتمام يعتمد على تعزيز العناصر الهيكلية بواسطة المواد المركبة المستعبدة (CFRP) على الرغم من أن قواعد التصميم لتطبيق المواد المركبة للتعزيز الزلزالي لم يتم تحديدها بوضوح بعد. من هذا المنظور ، تم إدراج العمل الحالي ، والهدف الرئيسي منه هو القياس الكمي لتأثير المواد المركبة من نوع CFRP على سلوك عوارض الجسر من خلال التحليل العددي (التحليل النموذجي) باستعمال طريقة العناصر الدقيقة (MEF) مع تطبيق برنامج Abaqus. تم إجراء اختبارات الانحناء على الحزم بدون ومع CFRP رقمياً ، مع الوضع الأمثل للمركبات المقترحة.

**الكلمات المفتاحية :** الجسر ، الكمرات ، المركبات ، السلوك ، العددي ، التحليل الوضعي ، Abaqus ، التردد.

## Résumé

Les chocs et les séismes sont des sollicitations extrêmes que peuvent subir les structures en génie civil et dont les conséquences peuvent être désastreuses. L'enjeu majeur des chercheurs est de réduire la vulnérabilité de ces structures à ce genre de sollicitations. Une solution intéressante se basant sur le renforcement des éléments structuraux par des matériaux composites collés (CFRP) est proposée par plusieurs auteurs bien que les règles de dimensionnement de l'application des matériaux composites pour le renforcement parasismique ne sont pas encore toutes clairement établies. C'est dans cette optique que s'inscrit le présent travail dont son objectif principal est la quantification de l'effet des matériaux composites de type CFRP sur le comportement des poutres de ponts numériquement (analyse modale) par le biais de la méthode des éléments fins (MEF) en utilisant le logiciel Abaqus. Des tests de flexions sur les poutres sans et avec CFRP ont été réalisés numériquement, avec emplacement optimal des composites proposés.

**Mots clés:** Pont, poutres, composites, comportement, numérique, analyse modale, Abaqus, fréquence.

## Abstract

Shocks and earthquakes are extreme solicitations that civil engineering structures can undergo and whose consequences can be disastrous. The major challenge for researchers is to reduce the vulnerability of these structures to this type of stress. An interesting solution based on the reinforcement of structural elements by bonded composite materials (CFRP) is proposed by several authors although the design rules for the application of composite materials for seismic reinforcement are not yet all clearly established. It is in this perspective that the present work falls under, whose main objective is the quantification of the effect of composite materials of the CFRP type on the behavior of bridge beams numerically (modal analysis) by means of the method of elements. purposes (MEF) using Abaqus software. Bending tests on the beams without and with CFRP were carried out numerically, with optimal placement of the proposed composites.

**Keywords :** Bridge, beams, composites, behavior, numerical, modal analysis, Abaqus, frequency.



# Table des matières

Remerciements.....	iii
Table des matières.....	vi
Liste des abréviations.....	x
Liste des tableaux.....	xi
Liste des figures.....	xii
Introduction Générale.....	2
Chapitre 1 Synthèse bibliographique.....	6
1.1 Généralités sur les ponts.....	6
1.1.1 Aperçu historique.....	6
1.1.2 Conception des ponts.....	16
1.2 Éléments du pont.....	17
1.2.1 Différents types de ponts.....	17
1.2.2 Les éléments du pont.....	19
1.3 Comportement statique et dynamique des ponts.....	20
1.3.1 Essais de chargement statiques.....	20
1.3.2 Essais de chargement dynamiques.....	21
1.3.3 Technique d'analyse modale.....	27
1.4 Techniques de renforcement des ponts.....	29
1.4.1 Le chemisage.....	30
1.4.2 Tôles d'acier collées.....	32
1.4.3 Béton projeté.....	33
1.4.4 Précontrainte additionnelle.....	34
1.4.5 Injection de résine dans les fissures.....	35

1.4.6	Renforcement par tissu de fibres de carbone (TFC) .....	35
1.5	Conclusion.....	37
<b>Chapitre 2 Générations de collage par matériaux composites .....</b>		<b>40</b>
2.1	Matériaux composites.....	40
2.1.1	Principe.....	40
2.1.2	Historique.....	41
2.2	Première application en génie civil .....	42
2.2.1	Première application en Algérie.....	42
2.3	Première génération : collage externe par des fibres de carbone .....	43
2.3.1	Définition de fibre de carbone.....	43
2.3.2	Technique de renforcement.....	43
2.3.3	Mise en œuvre des composites de renfort en génie civil.....	44
2.4	Deuxième génération : collage externe par méthode NSM.....	46
2.5	Troisième génération : Insertion des nano composites (CNTs) .....	47
2.6	Conclusion.....	48
<b>Chapitre 3 Types de dégradation des éléments de pont et renforcement par matériaux composites.....</b>		<b>52</b>
3.1	Types de dégradations des tabliers de ponts.....	52
3.1.1	La carbonatation du béton .....	54
3.1.2	La dégradation du béton par cycles de gel-dégel .....	55
3.1.3	La dégradation par les réactions alcalis-granulats dans les bétons .....	56
3.1.4	Les réactions sulfatiques dans les bétons .....	56
3.1.5	La corrosion des aciers.....	57
3.1.6	L'action des chlorures sur les aciers .....	57
3.2	Types de dégradations des appuis de ponts .....	58
3.2.1	Dégradation du béton avec des armatures apparentes.....	58
3.2.2	Efflorescence .....	59
3.2.3	Ségrégation.....	59
3.2.4	Affouillements.....	59
3.2.5	Epaufures de béton.....	59

3.2.6	Fissuration .....	59
3.2.7	Corrosion des armatures.....	60
3.2.8	Défauts de maçonnerie .....	60
3.3	Technique de renforcement par composites .....	61
3.3.1	Notion de multicouches composites pour la réparation des ouvrages .....	62
3.3.2	Natures et propriétés des fibres et des matrices .....	63
3.3.3	Fabrication des plaques composites .....	65
3.3.4	Différentes techniques de mise en œuvre.....	66
3.4	Suivi des ponts après renforcement par CFRP.....	71
3.5	Comportement dynamique des ponts renforcés.....	73
3.5.1	Test de vibration ambiante .....	74
3.6	Conclusion.....	78
<b>Chapitre 4 Analyse numérique par MEF et choix du logiciel .....</b>		<b>81</b>
4.1	Méthode des éléments finis .....	81
4.1.1	Bref historique.....	82
4.1.2	Étapes générales de la méthode des éléments finis .....	84
4.2	Choix du logiciel .....	91
4.2.1	Abaqus/Standard versus Abaqus/Explicit.....	92
4.3	Présentation du modèle.....	93
4.3.1	Matériaux .....	93
4.4	Conclusion.....	100
<b>Chapitre 5 Cas d'étude : exemple de calcul .....</b>		<b>103</b>
5.1	Description du cas d'étude .....	103
5.2	Géométrie des éléments du pont.....	104
5.3	Maillage.....	108
5.4	Conditions aux limites .....	110
5.5	Modélisation des composites.....	111
5.6	Conclusion.....	113
<b>Chapitre 6 Résultats et discussions.....</b>		<b>116</b>
6.1	Introduction .....	116

6.2	Pont sans renforcement.....	117
6.3	Pont renforcé par le composite Sika Carbodur S1512.....	121
6.3.1	Collage du CFRP sur les parties inférieures des poutres .....	122
6.3.2	Collage du CFRP sur les côtés des poutres .....	124
6.3.3	Collage du CFRP sur les trois faces des poutres .....	127
6.4	Etude comparative .....	130
Conclusion Générale .....		134
Perspective .....		135
Bibliographie .....		138

## Liste des abréviations

BET	Bureau d'Etudes
BTP	Bâtiment et Travaux Publics
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymers
ELS	Etat Limite de Service
ELU	Etat Limit de Ultime
FRP	Fiber Reinforced Polymers
MCA	Matériaux Composites d' Aant-garde
MEF	Méthode des Eléments Finis
PT	Poutre Test
TFC	Tissus de Fibres de Carbone

## Liste des tableaux

Tableau 1-1. Quelques principes pour le choix de la grandeur à mesurer .....	24
Tableau 3-1. Propriétés des fibres .....	64
Tableau 3-2. Caractéristiques mécaniques des résines époxydes .....	64
Tableau 3-3. Propriétés mécaniques des résines polyesters .....	64
Tableau 3-4. Différents types de renforts existants.....	69
Tableau 3-5. Performance du câble composite .....	71
Tableau 4-1. Paramètres du béton .....	95
Tableau 4-2. Propriétés de CarboDur S1512 .....	96
Tableau 4-3. Propriétés de SikaWrap -600 C.....	97
Tableau 5-1. Caractéristiques techniques et matériaux de construction .....	104
Tableau 5-2. Nombre de nœuds et d'éléments pour chaque partie de pont .....	109
Tableau 6-1. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS.....	121
Tableau 6-2. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les parties inférieures .....	123
Tableau 6-3. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les cotés.....	126
Tableau 6-4. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les trois faces des poutres .....	129
Tableau 6-5. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les côtés et les parties inférieures.....	130

## Liste des figures

Figure 1-1. Reconstitution graphique de la Sweet Track de 1800 m de longueur (3806 av. J.-C.) [5]. .....	7
Figure 1-2. (a) Pont de pierre, Guizah (2620 av. J.-C.), (b) Pont Kasarmi, Argolide (1400 av. J.-C.) [5]. .....	8
Figure 1-3. Arc de Volterra, Volterra (IVe siècle av. J.-C.) [5]. .....	8
Figure 1-4. Pont Rodano, Genève (58 av. J.-C.) : (a) vue en plan, (b) plan de la première pile, (c) plate-forme en bois pour la première pile, (d) section de c, (e) section de pile maçonnée [5].	9
Figure 1-5. (a) Pont Saint-Ange, Rome (136 av. J.-C.), (b) Pont Milvio, Rome (Ier siècle av. J.-C.) [5]. .....	9
Figure 1-6. Pont Du Gard aqueduc, Nimes (first century B.C.) [5]. .....	9
Figure 1-7. Vieux pont de Londres, Londres (1209) [5]. .....	10
Figure 1-8. (a) Pont Vecchio, Florence (1345), (b) Pont du Rialto, Venise(1588) [5]. .....	11
Figure 1-9. Pont de Waterloo, Londres (1811) [5]. .....	12
Figure 1-10. (a) Pont de Coalbrookdale, Coalbrookdale (1779), (b) Pont Craigellachie, Écosse (1814) [5]. .....	13
Figure 1-11. (a) Pont de Menai, Pays de Galles (1816). (b) Pont SaintPierre-du-Vauvray (1923) [5]. .....	13
Figure 1-12. (a) Pont de Plougastel, Brest (1930). (b) Pont de Luzancy, Luzancy (1946) [5]. .....	14
Figure 1-13. (a) Pont de Brooklyn, New York (1883). (b) Pont du GoldenGate, San Francisco (1937) [5]. .....	15
Figure 1-14. (a) Pont du Grand Port, Ulsan (2015). (b) Pont de la rivière Providence, Providence (2008) [5]. .....	16
Figure 1-15. (a) Sunniberg Brucke, Klosters (1998). (b) Erasmus Bridge, Rotterdam (2003) [5]. .....	16
Figure 1-16. Pont à poutres. ....	18

Figure 1-17. Schéma d'un pont. ....	19
Figure 1-18. Positions du camion lors des cheminements [8].....	21
Figure 1-19. Capteur triaxial (a) et capteur uniaxial (b) [1].....	25
Figure 1-20. Renforcement par chemisage [16].....	30
Figure 1-21. Projection par voie sèche (a) et par voie humide (b) [20]. ....	33
Figure 1-22. (a) Poutre renforcée par câbles de précontrainte, (b) Câbles de précontraint (b) [21]. .....	34
Figure 1-23. Préparation de fissures avant injection en (a) et l'injection de résine en (b) [22]. ....	35
Figure 1-24. Poteau confiné par TFC en (a) et Poutre renforcée par TFC en (b) [18].....	36
Figure 2-1. Matériaux composite. ....	40
Figure 2-2. Tresse de fibre de carbone. ....	43
Figure 2-3. Collage de tissu carbone [26]. ....	44
Figure 2-4. Renforcement par plats carbone [26]. ....	45
Figure 2-5. Renforcement par collage du TFC [26].....	46
Figure 2-6. Méthode d'application de renforcement structurel NSM [27]. ....	47
Figure 2-7. Procédure de renforcement par NSM [29]. ....	47
Figure 3-1. Percement de la dalle de tablier [31]. ....	53
Figure 3-2. Schéma des différentes formes de dégradations [31]. ....	54
Figure 3-3. Illustration d'une tache due aux dégradations [31]. ....	54
Figure 3-4. Réaction Alcalis-Granulats dans un sommier de pont [31]. ....	56
Figure 3-5. Quelques exemples des dégradations qui touchent les appuis [32].....	58
Figure 3-6. Mécanisme de la corrosion [32]. ....	60
Figure 3-7. Taux de répartition des dégâts selon leurs formes dans les appuis [32].....	61
Figure 3-8. Application de plats métalliques selon le procédé l'Hermite [33]. ....	62
Figure 3-9. Conception du système multicouche [33]. ....	63
Figure 3-10. Différentes armures de renforts textiles unidirectionnels [33]. ....	64
Figure 3-11. Propriétés spécifiques de systèmes composites par rapport à l'acier [33]. ....	65
Figure 3-12. Moulage au sac de tissus préimprégnés [33]. ....	67
Figure 3-13. Confinement de colonnes [33].....	68
Figure 3-14. Procédé par collage de plaques [33]. ....	69
Figure 3-15. Différentes techniques de positionnement des renforts [33]. ....	70

Figure 3-16. Exemple de câble composite [33].....	71
Figure 3-17. (a) Exemple d'une Station (City Shark), (b) Exemple d'un Sismomètre (Lennartz) [1]. .....	74
Figure 3-18. Accélérations avant renforcement en (a), et Accélérations après renforcement en (b) [1].....	76
Figure 3-19. Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C1 au milieu du pont avant et après réparation [1]. .....	77
Figure 4-1. Différents types d'éléments finis simples d'ordre le plus bas avec des nœuds d'angle uniquement et des éléments d'ordre supérieur avec des nœuds intermédiaires .....	86
Figure 4-2. Surfaces de rupture dans le plan déviatorique, correspondant à différentes valeurs de $Kc$ (a) et plusieurs potentiels de flux hyperboliques de Drucker–Prager dans le plan p–q (b) [74]. .....	93
Figure 4-3. Relation contrainte-déformation du béton : (a) compression (b) traction [75]. .....	94
Figure 4-4. Courbe contrainte-déformation pour les armatures en acier. ....	95
Figure 4-5. Loi de séparation par traction bilinéaire en mode mixte d'une interface cohésive [78, 79].....	98
Figure 4-6. Élément tétraédrique à dix nœuds. ....	99
Figure 4-7. Développement d'un modèle d'éléments finis .....	100
Figure 5-1. Vue longitudinale du pont .....	104
Figure 5-2. Coupe transversale des culées .....	105
Figure 5-3. Détail Culée .....	106
Figure 5-4. Coupe transversale des piles.....	107
Figure 5-5. Détail pile .....	107
Figure 5-6. Différentes vues de pont après construction par ABAQUS .....	108
Figure 5-7. Génération du maillage du pont. (a) vue oblique, (b) vue en face .....	109
Figure 5-8. Conditions aux limites.....	111
Figure 5-9. Différents emplacements du CFRP sur les poutres .....	112
Figure 6-1. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration à travers deux vues de projection (gauche : oblique et droite : en face).....	120
Figure 6-2. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont sans renforcement. ....	121

Figure 6-3. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration après renforcement sur les parties inférieures des poutres.....	123
Figure 6-4. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont renforcé sur la partie inférieure des poutres .....	124
Figure 6-5. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration après renforcement sur les côtés des poutres .....	126
Figure 6-6. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont renforcé sur les côtés des poutres.....	127
Figure 6-7. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration après renforcement sur les trois faces des poutres .....	129
Figure 6-8. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont renforcé sur les trois faces des poutres.....	130
Figure 6-9. Courbe des fréquences propres pour les quatre cas traités dans notre étude.....	131



# **Introduction Générale**

# Introduction Générale

La durée de vie moyenne des ponts est estimée à cent ans, mais à cause de plusieurs facteurs, tels que les conditions environnementales agressives, la fatigue des éléments structuraux et de leurs matériaux porteurs, cette durée sera réduite. D'autres facteurs qui sont directement liés à la dégradation de l'état des ponts comme les erreurs de conception et de calcul, des défauts de résistance à l'effort de cisaillement ou de flexion, ou même les chargements excessifs ou répétés. Les ouvrages les plus vulnérables qui nécessitent une attention particulière à travers la surveillance, la maintenance et l'entretien, sont ceux qui se trouvent dans des zones de moyenne ou forte sismicité et aussi les ouvrages anciens [1].

D'une façon générale on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas on distingue : pont route, pont rail, pont canal. Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. La construction d'ouvrages d'art connaît une activité significative à la faveur des programmes initiés pour répondre à des exigences socio-économiques dans notre pays. Ces réalisations témoignent du génie national qui se consacre davantage dans l'art de concevoir et de construire [2].

Le béton armé (RC) est l'un des matériaux de construction les plus courants et les plus populaires dans le monde. La plupart des structures telles que les bâtiments, les ponts, etc. utilisent le béton armé comme principal matériel de construction. Certaines de ces structures ou parties de celles-ci ne remplissent pas leur fonction structurelle dues à des défauts sur le béton causés par de mauvaises pratiques de construction, la corrosion, dommages causés par le feu, dommages accidentels ou détérioration causés par une action environnementale. Alors que certaines

## Introduction Générale

---

structures en béton armé doivent être mises à niveau en raison de la conception et de la construction et en cas d'augmentation de charge ou de dommages induits sur les éléments structuraux par une action sismique ou autre, de plus une augmentation du volume de trafic peut entraîner la mise à niveau du pont. Le remplacement de ces structures déficientes nécessite d'énormes investissements et n'est pas une option attrayante, Par conséquent, le renforcement est devenu le moyen approprié pour améliorer la capacité de charge et prolongeant leur durée de vie. Même si l'efficacité des autres techniques est largement acceptée, les ingénieurs développent une nouvelle technique, meilleure et plus prometteuse, utilisant un polymère renforcé de fibres (FRP), qui est plus avantageuse et qui a gagné en popularité dans le monde entier [3].

Les matériaux polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP) deviennent de plus en plus populaires pour le renforcement des structures en béton armé (RC) en flexion et en cisaillement. L'utilisation de CFRP comme matériau à liaison externe présente plusieurs avantages par rapport à l'acier conventionnel, tels qu'un rapport résistance / poids élevé, une durabilité exceptionnelle dans une variété d'environnements, une facilité et une rapidité d'installation, une flexibilité dans les techniques d'application, une neutralité électromagnétique, excellente propriété de fatigue et faible conductivité thermique. Les plaques ou feuilles de PRF peuvent facilement être collées à l'extérieur des éléments en béton armé en utilisant la procédure de pose humide avec une résine époxy/adhésif. Les feuilles ou plaques de PRF sont généralement collées sur les faces de tension des éléments de flexion pour augmenter leur capacité de flexion, ou sur leurs faces latérales pour augmenter la capacité de cisaillement [4].

Notre travail consiste à faire l'étude de l'influence de la position du collage des composites sur les éléments des structures d'un pont. Pour cela, nous avons utilisé les composites à base de fibres de carbone (CFRP), comme matériaux additifs, avec des emplacements différents au niveau de la partie tendue des poutres du tablier en béton armé. Une analyse par la méthode des éléments finis (MEF) a été élaborée, à l'aide du logiciel Abaqus. Un cas d'étude réel d'un tablier de pont à renforcer, a été pris comme exemple. L'objectif est la détermination des fréquences et modes propres prépondérant et ce, avant et après application des composites CFRP, dans le but de voir le gain apporté par ces composites et l'influence de leur emplacement optimal au niveau des poutres.



# **Chapitre 1**

## **Synthèse bibliographique**

# Chapitre 1

## Synthèse bibliographique

### 1.1 Généralités sur les ponts

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil. L'art de construire les ponts remonte aux temps les plus reculés. Selon toute apparence, le premier pont a été un arbre renversé par le vent et resté fixé en travers d'un cours d'eau ou une arche naturelle, sculptée dans la roche par l'érosion. À mesure que l'homme est parvenu à se créer des outils et des engins de plus en plus perfectionnés, il a dû tout naturellement imiter ce pont primitif, abattre des arbres pour les placer en travers des rivières, après les avoir convenablement façonnés, établir des points d'appui intermédiaires lorsque la largeur du lit l'exigeait et aboutir ainsi, par degrés, à la construction de véritables ponts en charpente tels qu'ils ont été réalisés ultérieurement. De même des ponts en liane ont été construits bien avant le premier arc en maçonnerie. Les éléments porteurs des passerelles suspendues primitives étaient des câbles formés de lianes ou de bambous tressés, attachés à chaque extrémité à des rochers ou des troncs d'arbre.

#### 1.1.1 Aperçu historique

Les structures de pont représentent un défi dans l'environnement bâti : elles sont la cristallisation de forces finalisées pour maintenir quelqu'un dans un lieu inaccessible. Les ponts offrent la connexion la plus appropriée à ce que la nature a divisé par une rivière ou une vallée, quelque chose qui est impossible à atteindre. Le premier pont était un cadeau naturel à l'humanité -

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

probablement un arbre tombé sur une petite rivière - et il a suggéré aux premiers constructeurs préhistoriques qu'il était possible de franchir des obstacles. De cette structure simple, une partie centrale du monde de l'ingénierie structurelle s'est inspirée et s'est perfectionnée au fil des siècles. Dans ce chapitre, une synthèse de l'histoire de la construction des ponts est présentée [5].

### 1.1.1.1 Époque préromaine

Une simple poutre en bois soutenue faite à l'âge paléolithique était probablement la première structure de pont de l'humanité. Au cours de la période mésolithique, un nombre croissant de structures de ponts ont été construits. Par exemple, la Sweet Track, de longueur de 1800 m, a été récemment découverte à Somerset Levels en Grande-Bretagne et remonte au début de la période néolithique (3806 avant J.-C.), selon l'analyse dendrochronologique (Figure.1-1)

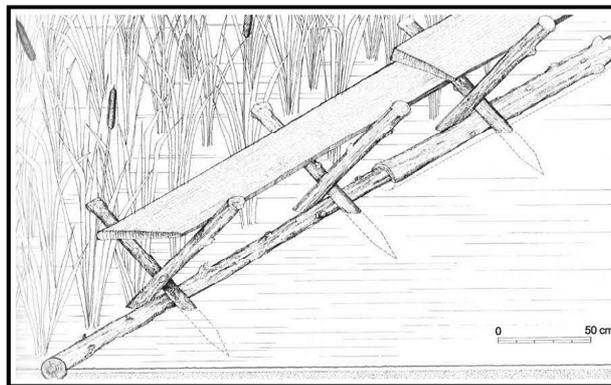
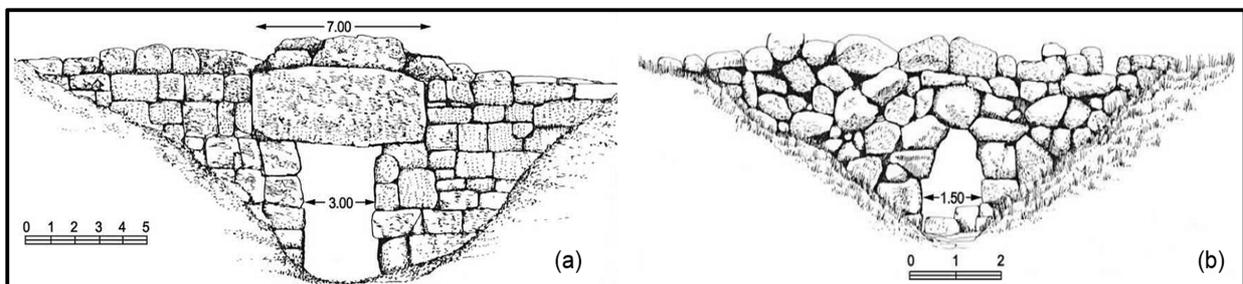


Figure 1-1. Reconstitution graphique de la Sweet Track de 1800 m de longueur (3806 av. J.-C.) [5].

En Égypte, des exemples aussi petits que le pont de pierre de Guizah (2620 av. J.-C.) ont été découverts (Figure.1-2a). Pendant ce temps, en Grèce, le pont Kasarmi à Argolide (1400 av. J.-C.) était l'un des premiers types de ponts Miceneus (Figure.1-2b) [5].



## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

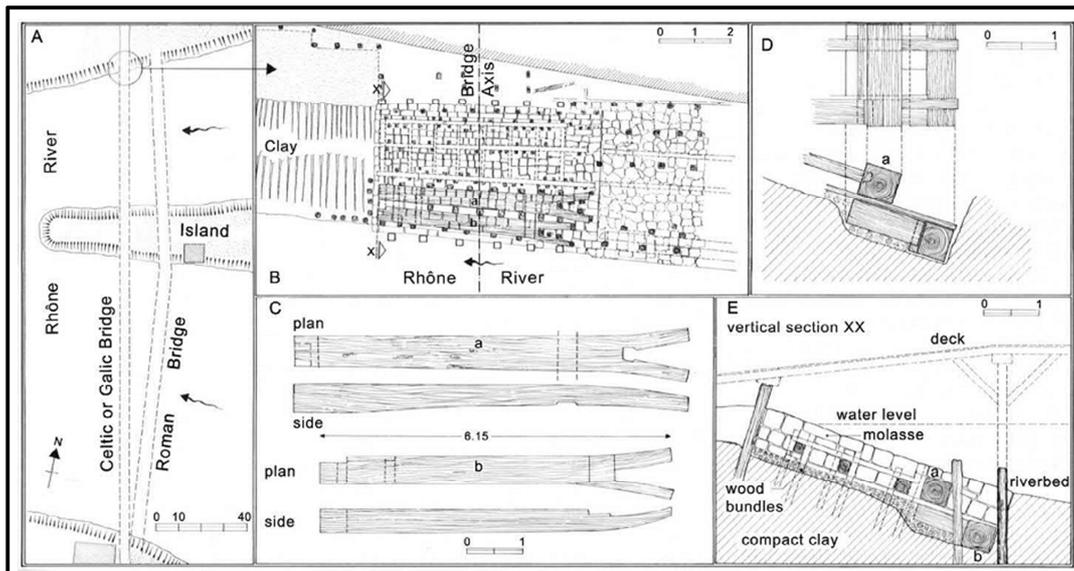
Figure 1-2. (a) Pont de pierre, Guizah (2620 av. J.-C.), (b) Pont Kasarmi, Argolide (1400 av. J.-C.) [5].

C'est une croyance historique commune qu'Etruschi a enseigné aux Romains comment construire des ponts en arc, même s'ils n'ont laissé aucun pont pertinent pour documenter cela. En fait, les Romains l'ont appris grâce à des constructions défensives et hydrauliques telles que l'arc de Volterra (IVe siècle avant J.-C.), qui était certainement un chef-d'œuvre des Étrusques qui a ensuite été modifié par les Romains (Figure.1-3).



Figure 1-3. Arc de Volterra, Volterra (IVe siècle av. J.-C.) [5].

Enfin, quelques structures en bois de la période celtique ont été retrouvées; par exemple, la figure.1-4 montre le pont Rodano à Genève (58 av. J.-C.).



## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Figure 1-4. Pont Rodano, Genève (58 av. J.-C.) : (a) vue en plan, (b) plan de la première pile, (c) plateforme en bois pour la première pile, (d) section de c, (e) section de pile maçonnée [5].

### 1.1.1.2 Époque romaine

Bien que les ponts en bois aient été courants au début, les ponts en pierre (en particulier les ponts en arc) ont de plus en plus dominé jusqu'au Moyen Âge; comme l'a dit Palladio : « Les ponts de pierre ont été construits pour leur plus longue durée de vie et pour glorifier leur constructeur » [6].

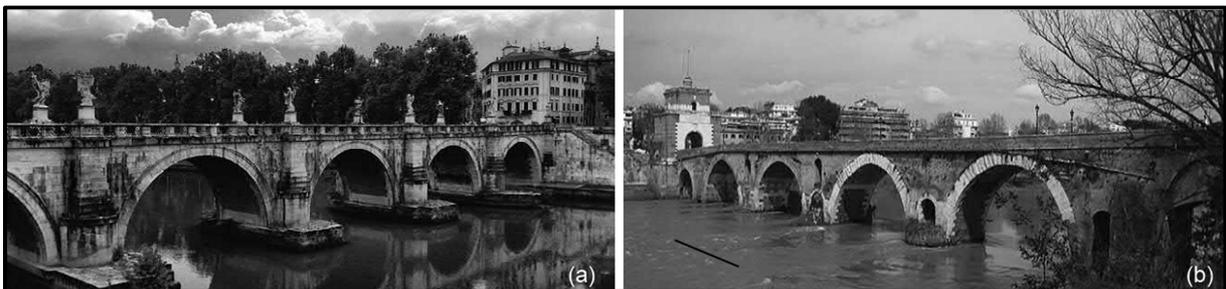


Figure 1-5. (a) Pont Saint-Ange, Rome (136 av. J.-C.), (b) Pont Milvio, Rome (Ier siècle av. J.-C.) [5].

Deux éléments fondamentaux sont à la base de ce développement : le premier était géopolitique, car l'objectif militaire et politique était de croître de plus en plus vite car un empire nécessitait une grande quantité d'infrastructures; le second était technologique, car la découverte et la popularité croissante de la pouzzolane ont fortement impacté les types de construction de ponts. Deux structures notables de cette période sont le Pont Saint-Ange (en l'an 136) et le Pont Milvio (100), tous deux à Rome (Figures 1-5a et 1-5b).

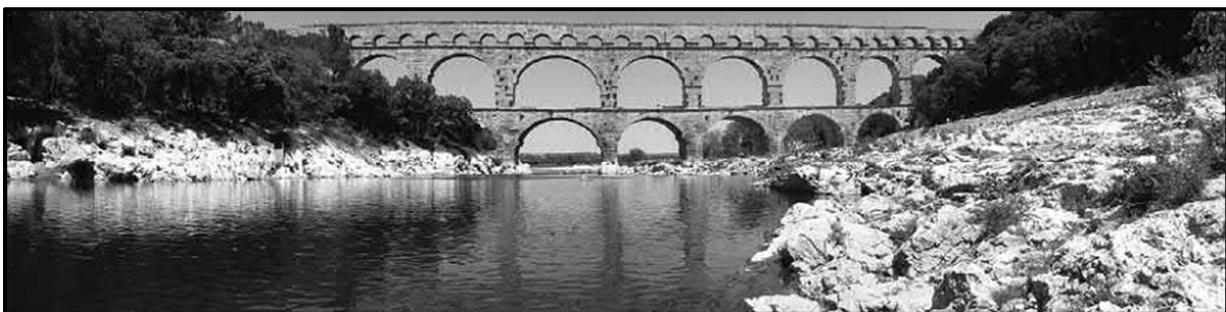


Figure 1-6. Pont Du Gard aqueduct, Nîmes (first century B.C.) [5].

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Un monument survivant de la période Romaine est l'aqueduc du Pont du Gard près de Nîmes dans le sud de la France (1er siècle avant J.-C.), qui mesure 360 m à son point le plus long; il a été construit comme un aqueduc à trois niveaux de plus de 48 m de haut (Figure 1-6).

### 1.1.1.3 Moyen-âge

Au Moyen Âge, l'un des plus importants et des plus anciens était le Old London Bridge (Figure 1-7), achevé en 1209; le pont a été remplacé à la fin du 18ème siècle, ayant été pendant 600 ans avec des magasins et des maisons dessus.

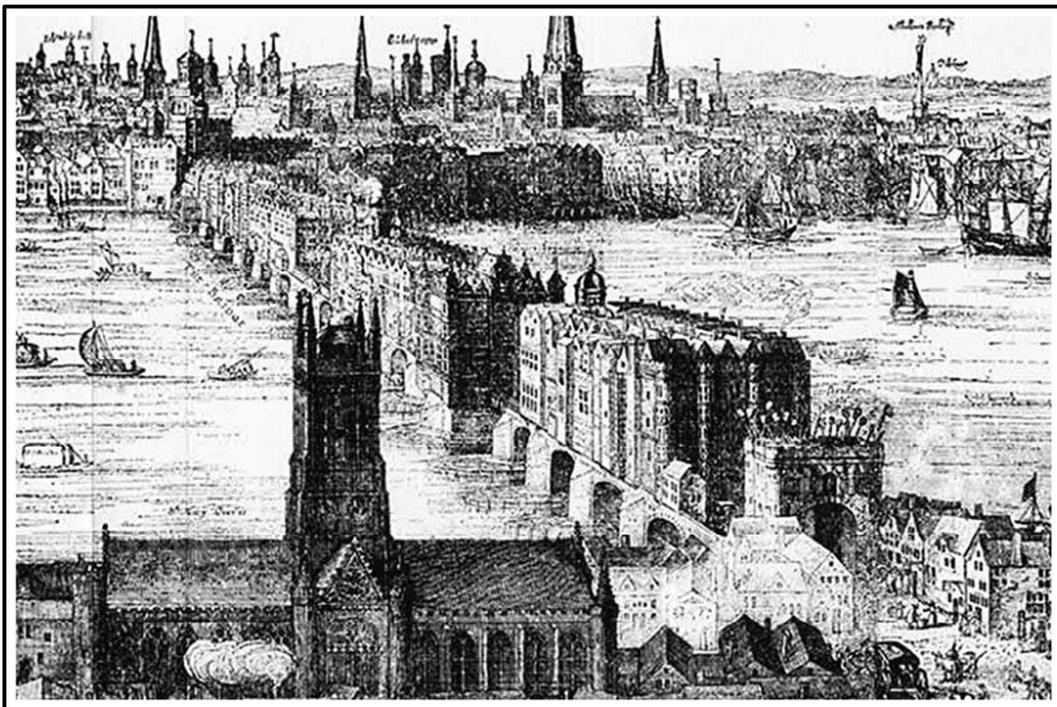


Figure 1-7. Vieux pont de Londres, Londres (1209) [5].

La majorité des ponts habités encore utilisés sont des ponts habités italiens, comme le Ponte Vecchio à Florence (Figure 1-8a).

### 1.1.1.4 La renaissance

Une utilisation raffinée des ponts en arc de pierre est apparue à la Renaissance. La grande variété et la quantité de ponts construits à cette époque ne permettent pas d'en dresser une liste complète. Cependant, quelques chefs-d'œuvre, qui représentent les innovations de l'époque, peuvent être

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

cités. Le premier exemple est le Ponte Rialto habité à Venise (Figure 1-8b), une arche de pierre ornée composée de deux segments d'une portée de 27 m et d'une élévation de 6 m. Le pont actuel a été conçu par Antonio da Ponte, le gagnant d'un concours de conception, qui a surmonté le problème du sol mou et humide en forant des milliers de pieux en bois directement sous chacune des deux culées, sur lesquelles la maçonnerie a été placée dans un tel manière à ce que les joints d'assise des pierres soient perpendiculaires à l'axe de poussée de l'arc [7].



Figure 1-8. (a) Pont Vecchio, Florence (1345), (b) Pont du Rialto, Venise(1588) [5].

Parmi les autres structures notables de cette période, citons le Pont de la Concorde à Paris, conçu par JR Perronet à la fin du XVIIIe siècle; le Waterloo Bridge de Londres (Figure 1-9), conçu par J. Rennie à partir de 1811; et, enfin, le New London Bridge (conçu en 1831).

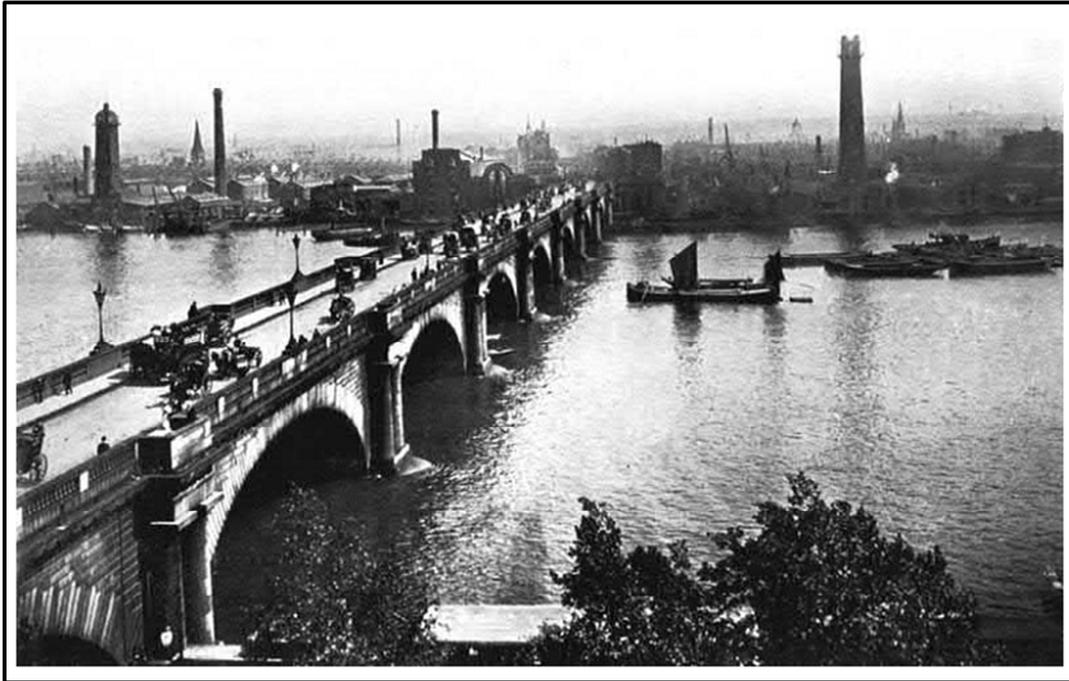
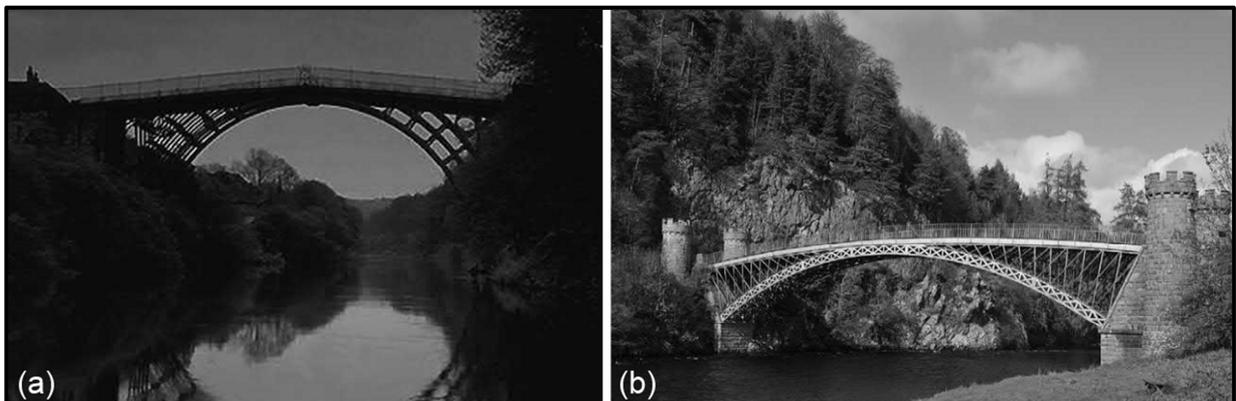


Figure 1-9. Pont de Waterloo, Londres (1811) [5].

### 1.1.1.5 La période de modernité

La révolution industrielle du XVIII<sup>e</sup> siècle a complètement changé l'utilisation des matériaux non seulement dans les bâtiments traditionnels, mais aussi dans les ponts. Le bois et la maçonnerie ont été remplacés par des constructions en fer. Le célèbre pont de Coaldbrookdale, village minier anglais le long de la rivière Severn, fut probablement le premier entièrement construit en fer (ouvert en 1779; Figure 1-10a) : il s'agit d'un pont à une travée composé de pièces de fonte et d'un arc de 30 m de portée presque semi-circulaire.



## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Figure 1-10. (a) Pont de Coalbrookdale, Coalbrookdale (1779), (b) Pont Craigellachie, Écosse (1814) [5].

La grande réputation de ce pont, due à sa forme et à sa robustesse (par exemple, c'était le seul pont qui a survécu avec succès à une inondation désastreuse en 1795), a incité le maître ingénieur Thomas Telford à concevoir un grand nombre de ponts métalliques en arc, y compris le survivant du pont Craigellachie (1814) sur la rivière Spey en Écosse, un arc plat de 45 m composé de deux arcs courbes reliés par un contreventement en X et comportant deux tours en maçonnerie de chaque côté (Figure 1-10b).

Une autre innovation favorisée par l'utilisation du fer dans la construction a été la possibilité de construire des structures plus légères et de nouveaux composants structurels tels que les câbles. La première application structurelle dans un pont fut probablement le pont de Menai (la construction a commencé en 1819, ouvert en 1826), une autre des constructions de Telford (Figure 1-11a), d'une portée de 305 m et d'une travée centrale de 177 m. C'était le pont le plus long du monde à l'époque. En 1893, son tablier en bois a été remplacé par un tablier en acier, et en 1940, les chaînes en fer forgé corrodées ont également été remplacées par de l'acier. En 1999, le tablier routier a été renforcé et en 2005, le pont a été entièrement repeint pour la première fois depuis 1940. Le pont est toujours en service aujourd'hui.

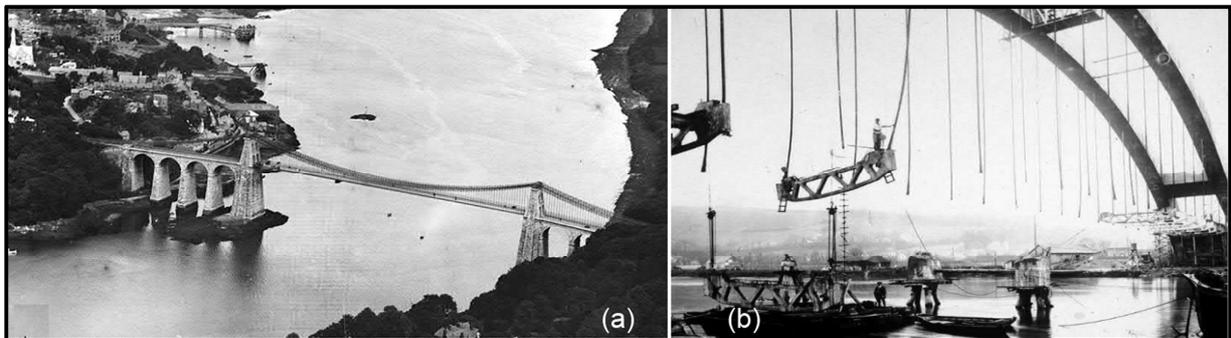


Figure 1-11. (a) Pont de Menai, Pays de Galles (1816). (b) Pont Saint-Pierre-du-Vauvray (1923) [5].

Le premier exemple à grande échelle d'un pont RC est le pont de Châtellerauld (1899), un ouvrage à trois arches avec une travée centrale de 48 m. Par la suite, Emil Morsch a conçu le pont Isar à Grunewald, en Allemagne, en 1904 (avec une portée maximale de 69 m); et Eugène Freyssinet a conçu le pont en arc en arc de Saint-Pierre-du-Vauvray sur la Seine dans le nord de la France (construit en 1922, avec une portée maximale de 131 m; Figure 1-11b); le pont de

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Plougastel (Figure 1-12a) sur l'estuaire de l'Elorn près de Brest, en France (construit en 1930 avec une portée maximale de 176 m), et, enfin, le pont de Sando dans le nord de la Suède (construit en 1943 avec une portée maximale de 260 m).

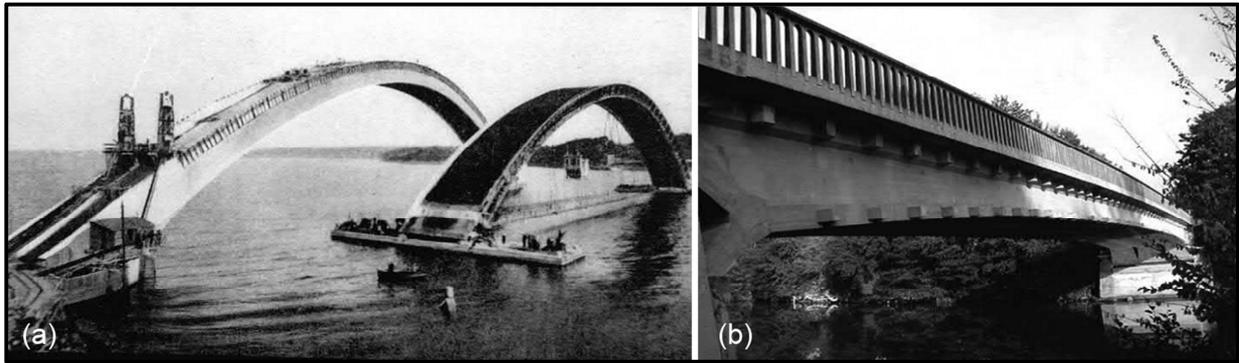


Figure 1-12. (a) Pont de Plougastel, Brest (1930). (b) Pont de Luzancy, Luzancy (1946) [5].

Il est intéressant de noter qu'en 1927, le pont d'Alsleben à Saale a été construit avec des traverses en fer précontraint (conçu par Franz Dischinger), un prédécesseur de la technique de précontrainte actuelle. Et seulement 1 an plus tard, en 1928, Freyssinet brevète la première technologie de précontrainte. Puis d'autres ponts ont été entièrement réalisés en béton armé précontraint, comme le pont de Luzancy (achevé en 1946), d'une portée de 54 m (figure 1.12b). Une grande variété d'innovations apparues à la fin du 20ème siècle, ainsi que l'utilisation du métal et du RC, ont permis d'augmenter la longueur de portée. Cela a conduit aux premiers ponts suspendus; la première de ces structures était le pont de Brooklyn (Figure 1-13a), qui a ouvert ses portes en 1883 et a été conçu par John Roebling et son fils, Washington Roebling.



## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Figure 1-13. (a) Pont de Brooklyn, New York (1883). (b) Pont du Golden Gate, San Francisco (1937) [5].

Ce fut le premier pont suspendu avec des fils d'acier, avec une portée totale de 1596 m et une travée centrale de 486 m. Par la suite, à New York, deux autres ponts ont été construits pour faire face à l'augmentation du trafic : les ponts de Williamsburg et de Manhattan. Le premier, est de 2227 m de longueur, était le plus long du monde en 1903 après son achèvement; le second, d'une longueur de 1762 m, a été achevé en 1910. D'autres structures similaires ont suivi, comme le Golden Gate Bridge (Figure 1-13b), s'étendant sur 2737 m (portée centrale 1280 m) et construit en 1937, et le pont Bronx-Whitestone, s'étendant sur 1150 m (portée centrale 701 m) et ouvert en 1939. Les concepteurs de ces ponts et d'autres ont tiré une puissante leçon de l'effondrement du pont de Tacoma Narrows, qui n'a été détruit que par un vent modéré en 1940, principalement parce que son tablier manquait de rigidité en torsion. En conséquence, la plupart des nouveaux ponts ont été renforcés peu de temps après pour éviter une catastrophe similaire, en ajoutant de nouveaux systèmes de contreventement ou des bretelles inclinées pour former un réseau de câbles.

### 1.1.1.6 Chefs-d'œuvre récents

À l'époque contemporaine, un grand nombre de ponts ont été construits, il n'est donc pas facile de décider quelles structures récentes dans le monde sont les plus innovantes. Cependant, la présence des éléments suivants aide au choix : nouveaux matériaux (plus légers, plus résistants, plus faciles à recycler); de nouvelles méthodes de construction, mises au point pour augmenter la productivité; nouvelles formes structurelles (probablement la tâche la plus fascinante et la plus difficile d'un ingénieur de pont); et enfin, l'élégance, qui est une sorte de synthèse des caractéristiques susmentionnées.



## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Figure 1-14. (a) Pont du Grand Port, Ulsan (2015). (b) Pont de la rivière Providence, Providence (2008) [5].

Pour chacune de ces catégories, un projet a été cité en exemple :

- Utilisation de nouveaux matériaux : Ulsan Grand Harbour Bridge (Figure 1-14a), pour son utilisation innovante de matériaux, tels que les câbles en acier à très haute résistance (1960 MPa).
- Nouvelles méthodes de construction : Providence River Bridge (Figure 1-14b), construit dans une cour puis levé sur place.

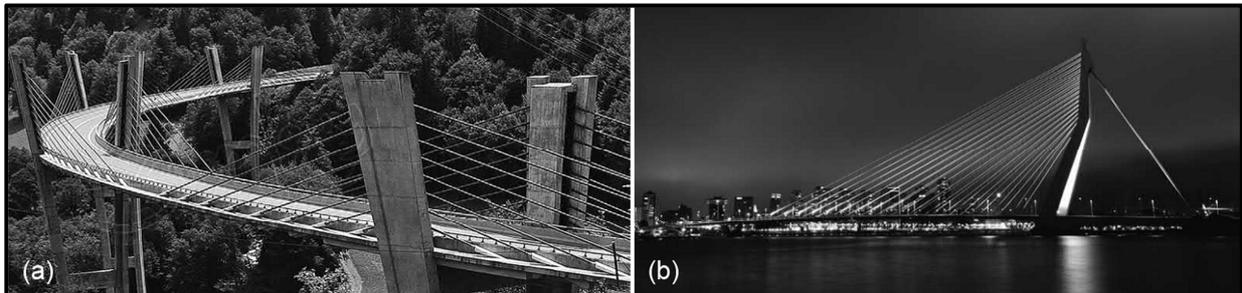


Figure 1-15. (a) Sunniberg Brücke, Klosters (1998). (b) Erasmus Bridge, Rotterdam (2003) [5].

- Forme structurelle innovante : le Sunnibergbrücke (Figure 1-15a), combinant le schéma à haubans avec un plan courbe, et présentant d'étonnantes colonnes bifurquées.
- Élégance : Pont Erasmus (Figure 1-15b), un chef-d'œuvre de construction, sa forme simple reflétant le caractère industriel de Rotterdam.

### 1.1.2 Conception des ponts

Avant de commencer la conception d'un pont, un concept doit être développé, avec la réalisation d'un modèle à l'échelle, comme une simulation de l'aperçu tridimensionnel (3D) de la construction et de toutes les alternatives envisagées. À partir de ce concept initial, certaines considérations paramétriques doivent être effectuées pour estimer les coûts. Pour les projets de grande envergure, l'étape préliminaire comprend des études économiques et financières. Il faut savoir que la majorité des nombreuses variables incluses dans l'étape de conception ne sont pas fixes, car elles dépendent du lieu et du moment précis de la réalisation - par exemple, il n'y a pas

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

de meilleure méthode des éléments finis (MEF). Au contraire, le logiciel FEM le plus adapté à la conception spécifique du pont doit être choisi, et il en va de même pour les codes et les normes, la quantité de ressources humaines et l'instrumentation matérielle requise. Le projet le plus réussi est un mélange parfait de ces différents composants. Certes, un bon projet doit inclure une conscience architecturale, des connaissances en ingénierie structurelle, une expérience professionnelle et une infrastructure informatique solide.

### 1.2 Éléments du pont

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Un pont routier est un pont supportant une route pour les véhicules automobiles, par opposition, par exemple, aux passerelles destinées aux piétons ou aux ponts ferroviaires recevant des lignes de chemin de fer. La construction d'un pont est une entreprise complexe qui requiert des connaissances et une expertise particulières. De nombreux facteurs entrent en jeu, comme les contraintes techniques, les coûts et les impacts environnementaux, au moment de décider du type de pont à construire et des méthodes pour ce faire.

Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois ou, plus récemment, des matériaux composites. Parmi les ponts à poutres en bois, les ponts couverts forment une particularité puisqu'une ossature en bois et un toit recouvrent entièrement l'ouvrage.

#### 1.2.1 Différents types de ponts

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner quatre types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc et les ponts à câbles (de type haubanés ou suspendus) .

### 1.2.1.1 Pont à voûte

Le matériau de construction est la pierre puis béton. La voûte est constituée de pierres rayonnantes, comprimées sous la charge des véhicules empruntant le pont. Les efforts se répartissent sur les piles et sur les culées à chaque extrémité pour résister à la compression (Figure 1-5a).

### 1.2.1.2 Pont à poutres

Un pont à poutres est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en bois, en acier, en béton armé ou précontraint. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion (Figure 1-16).



Figure 1-16. Pont à poutres.

### 1.2.1.3 Pont en arc

Un pont en arc est un pont, à savoir une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, canyon), dont la ligne de la partie inférieure (intrados), est en forme d'arc. Dans ces ponts, l'ensemble des charges permanentes ou temporaires appliquées au pont est repris dans l'arc en compression pour être transféré sur les appuis en rives, les culées (Figure 1-10b).

### 1.2.1.4 Pont à haubans

Les ponts à haubans sont une variété de ponts où le tablier est suspendu par des câbles, eux-mêmes étant soutenus par des pylônes. 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 en fin 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 (Figure 1-15a).

### 1.2.1.5 Pont suspendu

Un pont suspendu à câbles porteurs est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées sur les berges. Contrairement à tous les autres ponts, les ponts suspendus exercent une traction horizontale sur leur point d'appui (Figure 1-14a).

## 1.2.2 Les éléments du pont

Sur la figure 1-17, on représente un pont avec les éléments qui le constituent.

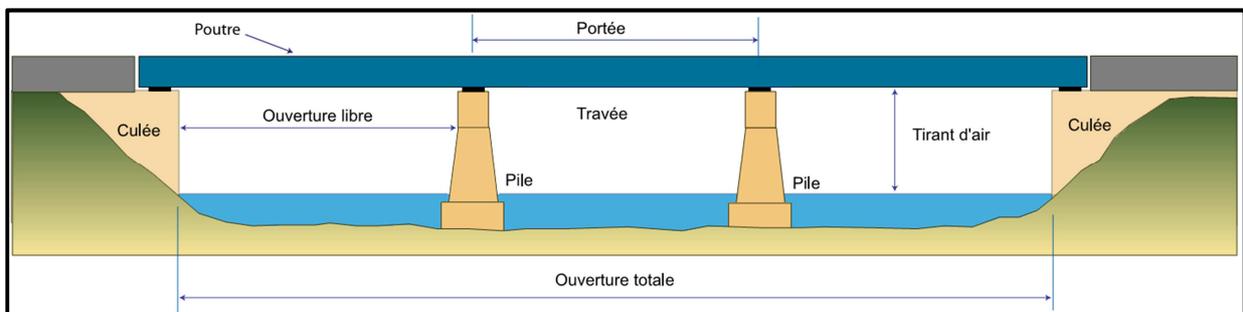


Figure 1-17. Schéma d'un pont.

- **Culée** : Une culée de pont désigne la partie d'un pont située sur la rive, destinée à supporter le poids du tablier.
- **Travée** : Une travée de pont désigne la partie d'un pont comprise entre deux piles ou entre une pile et une culée. Cette notion ne concerne que les ponts à poutres, suspendus ou haubanés. Pour les ponts en arc ou ponts voûtés en maçonnerie, on parlera plutôt d'arches.

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

- **Pile** : Une pile de pont est un ouvrage en maçonnerie destiné à supporter les arches ou le tablier du pont.
- **Tablier** : Le tablier du pont est la partie du pont sur laquelle vont circuler les véhicules.
- **Parapet** : Le parapet est une rambarde destinée à empêcher la chute des piétons ou des véhicules.
- **Portée** : La portée d'un pont désigne la longueur d'une partie d'un pont comprise entre deux piles ou entre une pile et une culée.

### 1.3 Comportement statique et dynamique des ponts

Le vieillissement des ouvrages d'art fait en sorte que leur évaluation structurale doit être de plus en plus précise. De façon générale, une évaluation standard d'un pont routier comporte une inspection visuelle rigoureuse et détaillée et un calcul de la capacité portante effectuée à l'aide d'un modèle numérique bidimensionnel. Cependant, de nombreuses observations dans la littérature ont démontré que, souvent, le comportement réel du pont ne concorde pas avec les résultats obtenus par le modèle numérique [7]. Il existe plusieurs essais et méthodes physiques d'évaluation structurale, in situ, des structures : les essais de chargement statiques ou dynamiques, les méthodes d'auscultation structurelle et l'évaluation dynamiques des structures [8].

#### 1.3.1 Essais de chargement statiques

Afin d'identifier le comportement structural d'un pont, des essais de chargement statique et dynamiques peuvent être effectués sur le tablier de l'ouvrage en question. Les essais sont effectués avec deux camions (camion benne de type « 10 roues ») à trois essieux remplis de sable. Lors des essais de chargement statique, quatre cheminements longitudinaux différents sont empruntés par les véhicules avec neuf positions d'arrêt prédéterminées. La figure 1-18 présente les différents cheminements [9].

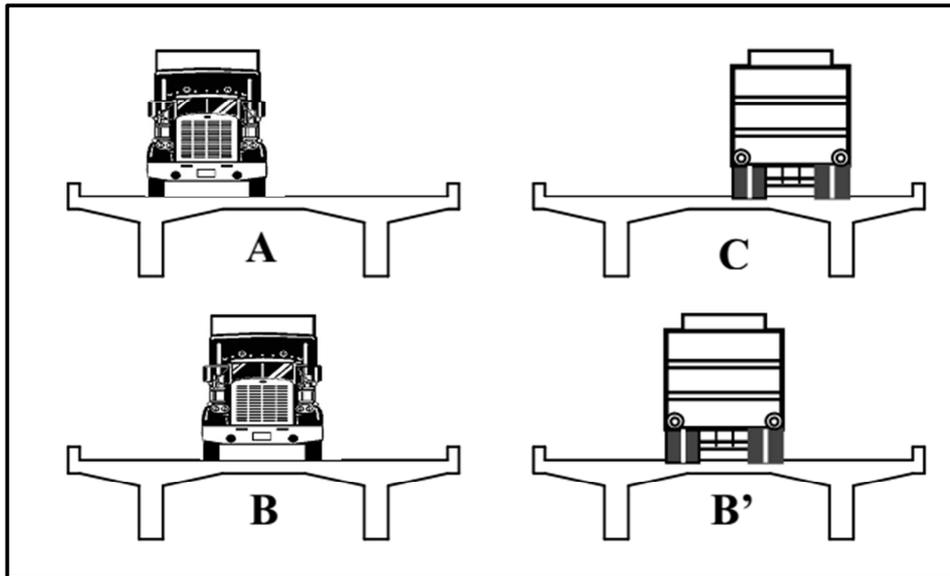


Figure 1-18. Positions du camion lors des cheminements [8].

À savoir que la position d'arrêt se mesure par rapport au premier essieu arrière du véhicule. Les essais sont réalisés en combinant les deux camions à différents cheminements et différentes positions d'arrêt. Les capteurs utilisés pour mesurer les déformations, les déplacements et les rotations durant les essais de chargement sont :

- Quatre jauges en demi-lune ( $\Omega$ ) mesurant les déformations longitudinales des poutres;
- Deux jauges de déformations soudées sur certaines barres d'armature des poutres;
- Deux capteurs de déplacement installés à mi-portée mesurant le déplacement vertical des membrures lors d'une sollicitation;
- Deux inclinomètres mesurant la rotation des poutres près des appuis.

### 1.3.2 Essais de chargement dynamiques

Les essais de chargement dynamiques se réalisent par des camions de même caractéristiques que ceux utilisés dans les essais de chargement statiques, mais avec des vitesses non nulles. En effet, les camions circulent avec des vitesses contrôlées (5, 30 et 50 km/h) suivant les voies de circulation normale sur le pont. Les mesures des amplitudes maximales de déplacements statiques et dynamiques permettent de déterminer, ensuite, le facteur d'amplification dynamique (FAD) de

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

la structure testée lors du passage des camions [1]. Les mesures de vibrations sont effectuées à des fins diverses, mais quatre grands domaines d'application peuvent être définis [8]:

- **Tests de vibration** : Ils jouent un rôle primordial dans la détermination de la résistance d'un composant aux environnements vibratoires susceptibles d'être rencontrés. Ils permettent par exemple d'évaluer les contraintes induites par des sollicitations rapides répétées pour estimer l'endommagement par fatigue de certaines pièces de ponts, ou de calibrer des coefficients de majoration dynamiques.
- **Analyse structurale** : Elle constitue une méthode efficace se basant sur les mesures de vibrations pour déterminer le comportement dynamique d'un ouvrage. Il s'agit alors de construire un modèle mécanique de la structure à partir des essais ou de comparer prédictions numériques et réponses mesurées. Ce second cas doit conduire à une meilleure compréhension du fonctionnement de la structure, à une meilleure définition des marges de sécurité, à des hypothèses moins restrictives, et à une réduction des coefficients de sécurité.
- **Surveillance et Diagnostic** : Sont utilisés pour signaler un comportement structural anormal. Intuitivement, des modifications, en tant que conséquence d'une dégradation, des paramètres dynamiques (masse, rigidité, amortissement) doivent conduire à des changements du comportement vibratoire.
- **Mesures de confort** : Concerne les mesures de vibrations transmises à l'homme par la vibration des structures. Dans ce cas, il s'agit de comparer les niveaux de vibration mesurés à des seuils acceptables dits de confort.

L'utilisation de l'évaluation dynamique comme technique de surveillance et de diagnostic mérite une attention particulière. Les techniques actuelles de diagnostic se répartissent en plusieurs catégories, mais sont pour la plupart des méthodes locales (comme la détection acoustique, les ultrasons...). Toutes ces techniques nécessitent que la partie de la structure à inspecter soit accessible, mais aussi, que les zones endommagées soient a priori connues. Ces procédures ne sont cependant pas exemptes de limitations :

- difficulté d'inspecter certaines parties inaccessibles des ouvrages.

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

- qualité du diagnostic fortement dépendante de l'expérience et de la qualification du personnel.
- résultats d'inspection à caractère local, ce qui empêche toute généralisation.
- obligation d'inspecter sur un nombre de points importants afin d'obtenir une bonne représentation de l'état de l'ouvrage.

Une évaluation dynamique ne revêt cependant tout son intérêt que lorsque l'instrumentation et les techniques d'acquisition utilisées sont appropriées et cohérentes avec les objectifs des essais vibratoires. Les méthodes d'analyse les plus sophistiquées et les plus performantes resteront toujours en échec devant des données de médiocre qualité. Il est donc important de comprendre les principes fondamentaux impliqués par la réalisation d'essais vibratoires. Pour être efficace et pertinente, la mise en œuvre d'essais vibratoires doit être précédée :

- du choix des conditions d'essais, notamment de la source d'excitation.
- du choix des données à acquérir sur une bande de fréquence donnée.
- de la définition du nombre et de la localisation des capteurs.
- de l'acquisition et du traitement des données.
- de l'étude de l'influence des conditions environnementales.

### 1.3.2.1 Test vibratoire sur les structures de ponts

Il faudrait adopter un programme détaillé de tests dynamiques pour s'assurer que l'information obtenue est la plus pertinente. On peut le résumer en trois étapes :

- **Étape 1** : Elle consiste en général à définir l'objectif des essais et les grandeurs physiques recherchées (déplacement, accélération, contrainte...)
- **Étape 2** : préciser les facteurs non liés à l'équipement qui influenceront le choix de l'instrumentation et des techniques de mesure. Il s'agit notamment de la qualification du personnel, des coûts, du temps disponible pour les essais, du planning, et des méthodes disponibles pour l'analyse des données, et la validation et la présentation des résultats.
- **Étape 3** : estimer les facteurs importants qui conditionneront le choix de l'équipement. Il est conseillé dans ce cas de faire précéder ou de compléter cette étape par une étude préliminaire afin d'obtenir l'ordre de grandeur des valeurs qui seront mesurées.

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Tableau 1-1. Quelques principes pour le choix de la grandeur à mesurer

Grandeur à mesurer	Principes pour le choix
Accélération	-Analyse de vibrations de base à haute fréquence. -Analyse de forces
Vitesse	-Analyse de vibration à moyenne fréquence -Analyse de vibrations en corrélation avec un bruit acoustique -Analyse de vibrations où le spectre est plus uniforme que pour le déplacement ou l'accélération.
Déplacement	-Analyse à basse fréquence -Amplitude de déplacement importante -Déplacement donnant une indication sur les niveaux des contraintes -Analyse de mouvements relatifs
Déformation	-Analyse à basse fréquence -Variation significative des contraintes

### 1.3.2.2 Paramètres de l'essai vibratoire

Il est important de rappeler que chaque structure possède une série de modes de vibration définies par quatre paramètres : la fréquence propre  $f$ , le mode propre ou déformée modale  $\Phi$ , le coefficient d'amortissement  $\xi$ , et la masse généralisée  $m$  (ou alternativement la rigidité généralisée  $k$ ). Ces paramètres peuvent dans certains cas varier avec l'amplitude du déplacement. Les paramètres les plus simples à mesurer sont les fréquences propres, notamment avec les analyseurs de spectre aujourd'hui disponibles. Les amortissements et les déformées modales sont plus difficiles à mesurer et la détermination des masses généralisées requiert la mesure de l'excitation (vibration). Cependant, tous ces paramètres sont essentiels si l'on souhaite disposer d'un modèle expérimentale qui simule la réponse dynamique de la structure.

#### 1.3.2.2.1 Choix des paramètres

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Le choix du paramètre à mesurer peut reposer sur la règle de platitude qui consiste à retenir le paramètre pour lequel le spectre est le plus uniforme possible. Quelques principes de sélection sont présentés dans le tableau 1-1 [8].

### 1.3.2.2.2 Fixation des capteurs

Le choix de la fixation dépend de nombreux facteurs et, afin de mesurer des vibrations avec précision, il est donc essentiel de s'assurer que les gammes fréquentielles et dynamiques ne sont pas limitées par un mauvais montage, que la masse additionnelle du support n'altère pas les caractéristiques vibratoires de l'élément de structure, et que les points de mesure sont repérés avec précision pour assurer la répétabilité des mesures. Le choix du montage peut affecter chacune de ces conditions [10]. L'indice principal des capteurs pour vibration des structures de génie civil est d'abord le range des fréquences mesurables. Pour des ponts, viaducs ou bâtiments, les fréquences naturelles importantes sont de type fréquences basses. C'est-à-dire de moins de 100 Hz [1].

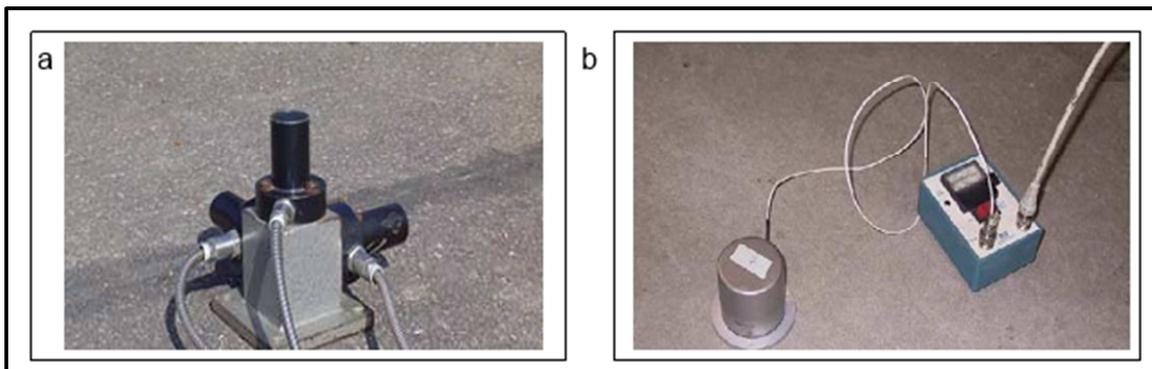


Figure 1-19. Capteur triaxial (a) et capteur uniaxial (b) [1].

Les modes structuraux principaux sont souvent les premiers cinq à huit modes. Donc, il faut chercher les capteurs de range convenable. Le deuxième indice est la sensibilité des capteurs. C'est le rapport du signal électrique à la grandeur mécanique du capteur. Le poids des capteurs est aussi important dans ce cas. Car il faut assurer une attache parfaite des capteurs à la structure. Les capteurs de poids lourd peuvent être disposés directement sur une surface plane. Les plus légers sont mieux attachés par une plaque en acier fixée à la structure (Figure 1-19).

### 1.3.2.2.3 Etalonnage

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

Les systèmes d'acquisition moderne en dynamique des structures n'ont réellement débuté qu'avec l'apparition des accéléromètres dans les années 1950. Ces derniers sont aujourd'hui les capteurs le plus couramment employés dans les mesures de vibration bien que d'autres dispositifs puissent être utilisés (géophones pour les vitesses, voire jauges de déformation pour les contraintes et même GPS très récemment). Les accéléromètres incluent aujourd'hui un conditionnement du signal analogique/numérique et des séries de mesure de plusieurs capteurs peuvent être traités en temps réel par les systèmes d'acquisition. La conversion analogique / numérique repose sur deux éléments qui définissent la performance du conditionnement : l'échantillonnage et la quantification. Ils conditionnent l'estimation des fréquences, des déphasages et des amplitudes. On distingue deux niveaux d'étalonnage, Le premier concerne l'étalonnage des capteurs proprement dit et le second niveau d'étalonnage se réfère souvent à la notion d'étalonnage global.

### 1.3.2.2.4 Choix d'une source d'excitation

Les sources d'excitation peuvent être classées de plusieurs manières. Dans la pratique des essais dynamiques, il faut séparer les excitations dites de choc ou d'impact des excitations dites vibratoires. Dans le premier type, il y a l'application répétitive d'efforts sur un nombre assez important de périodes naturelles de la structure. Les chocs ou impacts sont par contre caractérisés par des événements transitoires de courte période (de la milliseconde à la minute). A cette différence de durée d'application de l'effort, s'ajoute également une différence sur l'amplitude. On dénomme souvent les excitations dynamiques par choc ou impact, excitations impulsionnelles ou transitoires [11, 12]. Les excitations vibratoires sont appelées excitations forcées. La catégorie des excitations forcées englobe des excitations très différentes :

- *excitation périodique* : une force harmonique est appliquée au moyen d'un actionneur. Ce dernier peut être hydrodynamique, électromécanique, mécanique – comme un exciteur à masse excentrée – ou simplement un pendule inversé attaché au tablier de l'ouvrage.
- *excitation à large bande* : des actionneurs hydrauliques ou électromécaniques sont utilisés afin d'exciter la structure sur une bande de fréquences assez large. Les signaux d'excitation peuvent être des bruits blancs ou des signaux multiharmoniques. De même

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

que pour l'excitation périodique, ce type d'excitation est défini par l'expérimentateur et est donc contrôlable.

- *excitation ambiante* : l'excitation assurant la mise en vibration de l'ouvrage provient du trafic ou du vent. Cette excitation ne peut ni être contrôlée ni être mesurée avec confiance. Elle reste donc le plus souvent indéterminée ou connue au travers de quelques statistiques.

### 1.3.2.2.5 Type de mesure

Le nombre de capteurs et le niveau de détail de l'information recherchée est conditionné par le choix de l'étude d'un élément de structure ou de l'ouvrage dans son ensemble. La mesure de réponse vibratoire d'un élément de structure nécessite un programme spécifique d'installation de l'instrumentation. En particulier, si des dispositifs d'excitation spécifiques ou de montage de capteurs doivent être mis en œuvre, il est indispensable de s'assurer qu'ils ne modifient par le comportement de l'élément. Cela concerne les éléments de structure particulièrement souples.

### 1.3.2.2.6 Plan d'instrumentation

Une fois le choix des capteurs effectué, le nombre et leur position doivent être déterminés au mieux pour répondre aux objectifs finaux de l'évaluation dynamique. Une connaissance, même imparfaite des modes propres de la structure, permettra de choisir au mieux l'implantation des capteurs en évitant notamment les nœuds de vibration. Intuitivement, un maillage fin de capteurs conduira à une description améliorée des déformées propres de l'ouvrage. Cependant, d'un point de vue pratique, le recours à un maillage fin implique la mise en place d'un grand nombre de capteurs et un système d'acquisition autorisant le transfert d'une grande quantité d'information vers un système de stockage de grande capacité.

## 1.3.3 Technique d'analyse modale

La Transformée de Fourier Rapide constitue l'algorithme de base de l'estimation des fonctions de transfert dans les systèmes modernes d'acquisition. L'analyse fréquentielle permet ainsi de générer des densités spectrales et des fonctions de transfert. Ces fonctions sont alors utilisées pour extraire les paramètres modaux du système.

### 1.3.3.1 Méthode du peak-picking

Le point fort de cette méthode réside dans sa simplicité d'utilisation à cause de l'intégration du calcul de spectres dans la majorité des logiciels de calcul. Les diagrammes amplitude/fréquence des signaux acquis fournis par ces fonctions présentent des pics qui correspondent en général aux fréquences de résonance de la structure étudiée [11]. L'amortissement peut être estimé par la technique de la demi-puissance.

### 1.3.3.2 Identification des fonctions de transfert

Cette technique consiste à mesurer les fonctions de transfert du système en un ou plusieurs points de mesure dans le domaine fréquentiel. L'excitation peut être à bande étroite, à large bande, déterministe ou aléatoire, mais elle doit être mesurée. La méthode est donc applicable seulement aux essais sous excitation contrôlée. Une fois les fonctions de transfert déterminées, une procédure d'identification est appliquée pour extraire les caractéristiques modales (fréquences, coefficients d'amortissement, déformées propres).

### 1.3.3.3 Méthode à exponentielles complexes amorties

Ce sont des techniques d'identification formulées pour analyser la réponse transitoire d'un système ou d'une structure soumis à une action de lâcher (relâchement brusque de la condition initiale). Elles peuvent être néanmoins utilisées pour l'analyse des réponses impulsionnelles. Dans ce dernier cas, par construction des réponses impulsionnelles, ces techniques permettent d'estimer des modes directement utilisables pour calculer les rigidités et masses généralisées. Trois formes de méthodes sont les plus couramment utilisées [11]:

- *Ibrahim Time-Domain method*
- *Polyreference time-domain method*
- *Eigensystem Realisation Algorithm method*

### 1.3.3.4 Méthodes d'identification entrée/sortie

Il s'agit de méthodes dont l'objectif est l'identification directe d'un modèle caractérisant le système dynamique pour un couple d'entrées (excitations) et de sorties (réponses) donné. Deux méthodes peuvent être décrites de cette manière [13]:

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

- *Méthodes de type ARMA*
- *Méthode des matrices structurales réduites*

### 1.3.3.5 Méthodes d'identification sortie seule

La méthode d'Ibrahim peut s'appliquer aux fonctions d'autocorrélation des signaux de mesure, car ce sont des fonctions exponentiellement amorties dans le temps. L'estimation des fonctions d'autocorrélation est très consommatrice en temps de calcul notamment s'il y a plusieurs points de mesures synchrones. Pour réduire ces temps de calcul, les autocorrélations ne sont calculées que sur des tronçons de signaux et non sur la totalité du signal. Ces tronçons sont choisis en fonction de paramètres ou conditions dites de déclenchement (par exemple, le dépassement d'un certain seuil). Ces approximations sont appelées fonctions de décrétement aléatoire. Il est possible d'estimer l'erreur commise par ces fonctions par rapport aux autocorrélations exactes. Cette technique permet de réduire considérablement les temps de calcul (et les séquences d'acquisition) tout en conservant une très bonne qualité d'estimation des paramètres modaux [14].

### 1.3.3.6 Méthodes récursives

Les méthodes précédentes impliquent qu'un ensemble de données (entrées/sorties ou entrées seules) soit collecté et que, en conséquence, cet ensemble de données serve à construire un modèle. Une telle procédure est appelée identification directe. Cependant le modèle peut être utilisé pour prendre des décisions en ligne durant l'acquisition des données ou suivre une évolution du comportement dynamique. Il est alors nécessaire que l'identification du modèle infère dans l'acquisition des données. Le modèle est alors mis à jour à chaque instant où de nouvelles mesures deviennent disponibles. Cette mise à jour ne peut être réalisée que par des méthodes récursives temporelles dont les noms changent suivant le domaine d'application : méthodes récursives d'identification en théorie du contrôle, méthodes adaptatives en traitement du signal, estimation séquentielle de paramètres en statistiques [13].

## 1.4 Techniques de renforcement des ponts

La réalisation d'ouvrages d'art (ponts, barrages hydroélectriques ...) exige investissements et logistique importants, or le passage du temps laisse des traces sur ces structures : le vieillissement

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

entraîne une dégradation des propriétés mécaniques, physiques et chimiques des matériaux. En outre, des changements nécessaires dans l'évolution des besoins nécessitent modifications ou renforcements de la structure. Ces réparations, renforcements, ou rénovations d'ouvrages représentent une part importante des marchés du génie civil actuel (environ 70%). Par ailleurs l'Algérie possède de nombreux ouvrages qu'il convient de préserver le plus longtemps possible. Les choix économiques actuels des sociétés industrielles sont orientés vers la sauvegarde et la réparation des structures existantes, alliant importance économique, patrimoniale et durabilité. Les causes qui conduisent à un renfort structurel sont aussi nombreuses que le nombre de structures elles-mêmes, chaque cas doit être considéré comme un cas particulier [15].

### 1.4.1 Le chemisage

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifiée par l'expérience, il consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle. La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy [16].



Figure 1-20. Renforcement par chemisage [16].

#### 1.4.1.1 Mise en place des armatures complémentaires

A cette étape des travaux, un contrôle du diamètre résiduel des armatures les plus fortement attaquées sera effectué (à l'aide d'un pied à coulisse par exemple). Les armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement, ou des systèmes explicites de fixation

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

(cheville, tiges collées), afin de restituer la section initiale, avec une tolérance de 5%, en tenant compte des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et des armatures de couture. Dans le cas de soudure, celle-ci devra être effectuée, selon les normes en vigueur, après que la soudabilité de l'acier ait été vérifiée [17].

### **1.4.1.2 Protection des armatures**

La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface de celles qui sont dégagées: un produit assurant une protection vis-à-vis de la corrosion. Ce traitement n'est réellement nécessaire que si, pour des raisons techniques, l'enrobage final ne peut pas avoir la valeur prévue dans les règlements, pour un environnement donné. Il est également fonction de la nature du produit de reconstitution du parement. On devra également s'assurer de la compatibilité avec les traitements ultérieurs (électriques notamment). Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation [18].

### **1.4.1.3 Adhérence entre les deux bétons**

L'adhérence représente la résistance au cisaillement, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait. Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton. La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05 mm [17].

### **1.4.1.4 Réfection des bétons**

La réfection des bétons consiste à rétablir l'enrobage des armatures par la mise en œuvre d'un mortier riche. Ce dernier doit respecter les critères :

- De la tenue d'aplomb de l'élément.
- D'une résistance mécanique supérieure ou égale au béton support.
- D'adhérence supérieure ou égale à la cohésion du support,
- D'imperméabilité à l'eau et aux agents agressifs,

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

- D'un coefficient de dilatation thermique équivalent au béton support.
- D'une bonne protection d'aciers.

Ces critères sont assurés par l'utilisation de mortiers à base de résine pour améliorer les propriétés de l'apport, surtout lorsqu'il réagit dans la partie de l'interface où il y a plusieurs phénomènes tels que: l'influence du retrait en terme de glissement sur l'interface du béton initial et le béton nouveau [18].

### 1.4.1.5 Avantages et inconvénients de chemisage en béton armé

#### Avantages :

- Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés.
- Main d'œuvre peu qualifiée.

#### Inconvénients :

- Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.
- Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.
- Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée des travaux qui est généralement longue.
- Transport des matériaux.
- Nécessité de coffrages.
- Mise en œuvre souvent difficile.

### 1.4.2 Tôles d'acier collées

Ce type de renforcement consiste à pallier les insuffisances locales ou globales des structures en béton par des tôles d'acier, collées en surface du béton. Cette surface de béton doit subir avant tout, une préparation soignée ayant pour objet d'éliminer de la surface toutes les parties peu adhérentes et de supprimer les imperfections locales afin de la rendre la plus plane possible [19].

#### 1.4.2.1 Avantages et inconvénients

##### Avantages :

- il n'exige que des interventions mineures sur la structure
- il est d'un emploi souple

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

- les renforts sont peu encombrants

### Inconvénients :

- sensibilité de l'acier à l'oxydation (il demande donc une protection et un entretien soigné)
- impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles, même sous faible épaisseur (solicitation le long d'une face)
- nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif)
- nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage

### 1.4.3 Béton projeté

La méthode de renforcement par béton projeté est destinée aux cas de dégradation important dans les surfaces de l'ouvrage, elle est basé sur l'augmentation de volume de l'élément par un béton ayant des caractéristiques spécifiques plus que leur homogénéité est très élevée pour permettre de le lancer à une grande vitesse à l'aide d'un compresseur d'air. Il existe deux techniques principales de projection:

#### 1.4.3.1 Procédé par voie sèche

L'introduction de l'eau est au niveau de la lance (Figure 1-21(a)). La vitesse des éléments du mélange à la sortie de la lance est de l'ordre de 100 m/s. elle décroît plus rapidement pour les éléments de faible masse (eau- fines -ciment) que pour les gros granulats.

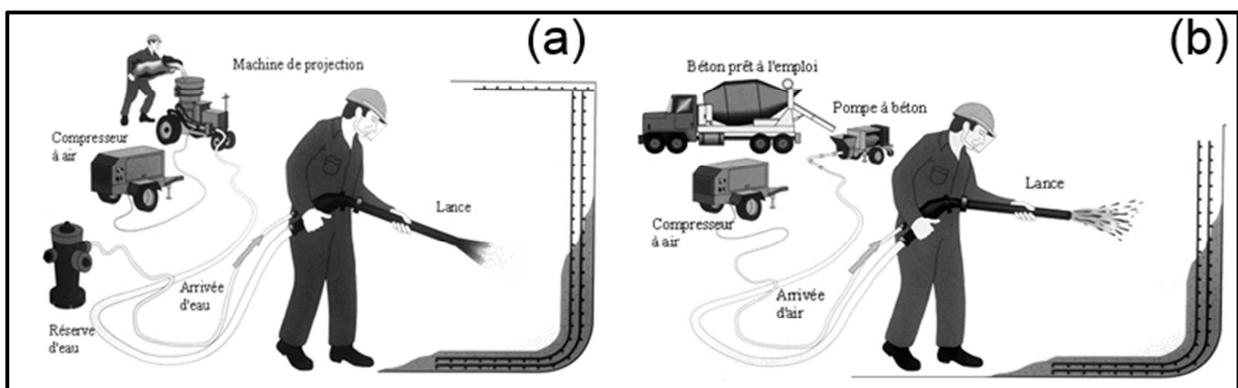


Figure 1-21. Projection par voie sèche (a) et par voie humide (b) [20].

### 1.4.3.2 Procédé par voie humide

L'introduction de l'eau et au niveau de la mélange de béton (Figure 1-21(b)). La vitesse de transport et de projection est inférieure à 1m/s, nettement plus faible que dans le cas d'une projection à voie sèche. Le mélange ayant sa composition définitive au passage de la lance, il n'y a pas de surdosage dans la zone de contact avec la surface d'application.

Dans les deux cas, on projette le béton contre la surface à bétonner à l'aide d'un jet d'air sous pression. Dans le procédé par voie sèche, l'eau est ajoutée en bout de lance alors que dans le procédé par voie humide, elle est mélangée en totalité lors de la fabrication du béton en centrale. La projection pneumatique est une technique de mise en place. Elle est très utilisée pour la réalisation de travaux miniers et souterrains, pour la réparation des ouvrages détériorés, stabilité de talus, etc. [20].

### 1.4.4 Précontrainte additionnelle

Cette technique consiste à renforcer une structure à l'aide de câbles de précontrainte ou de torons gainés graissés généralement disposés à l'extérieur du béton. La précontrainte additionnelle va introduire dans la structure des sollicitations complémentaires, qui vont compenser les défauts de dimensionnement ou de conception ou des efforts supplémentaires, que doit supporter la structure suite à des modifications des conditions de chargement ou d'utilisation [21].

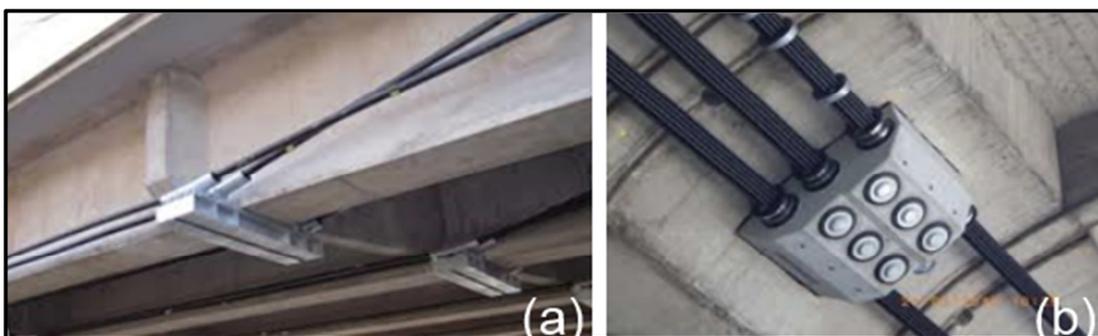


Figure 1-22. (a) Poutre renforcée par câbles de précontrainte, (b) Câbles de précontraint (b) [21].

### 1.4.5 Injection de résine dans les fissures

Les éléments en béton, endommagés dont les fissures sont stables et qui ont une largeur comprise entre 0.2 mm et 2 mm peuvent être réparés par la technique d'injection de résine. Il est bien entendu que le béton des zones fissurées n'est ni disloqué ni écrasé. Les éléments dont les fissures dépassent 2 mm de large peuvent être réparés par injection de mortier époxydique. Les travaux d'injection se font en deux étapes : la préparation des fissures, et l'injection proprement dite [22].

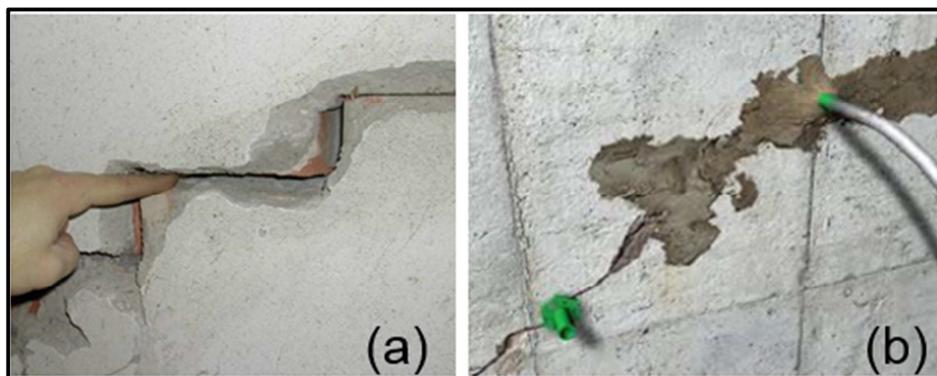


Figure 1-23. Préparation de fissures avant injection en (a) et l'injection de résine en (b) [22].

### 1.4.6 Renforcement par tissu de fibres de carbone (TFC)

#### 1.4.6.1 Système TFC

Le procédé TFC est un procédé breveté de renforcement structural par collage d'armatures additionnelles à base de fibres de carbone. Le procédé est basé sur le principe d'un placage de matériau résistant aux efforts de traction et judicieusement collé sur les zones tendues de la pièce à renforcer pour en augmenter les performances de fonctionnement. Le procédé TFC a essentiellement un rôle de renforcement structural aux efforts engendrés par les effets de flexion comme d'efforts tranchants [18]. Le TFC est un composite à base de fibres de carbone matricées dans un liant synthétique appliqué à froid dans le but d'être intégré par adhérence au support pour former le complément d'armature de renforcement désiré. Le composite ainsi obtenu rivalise par ses caractéristiques mécaniques avec les meilleurs aciers sans avoir les inconvénients des effets de la corrosion. Les avantages de fabriquer le composite directement sur le support sont de

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

pouvoir mouler la forme exacte de la pièce à renforcer, de ne pas manier de plaques lourdes ou encombrantes, de ne pas avoir d'autre interface de collage avec le support que la matrice même du composite. Par sa simplicité de mise en œuvre, l'absence de pression à exercer durant la pose et le durcissement de la colle, fait du TFC est un système de renforcement économique [23].

### 1.4.6.2 Composite TFC

On appelle composite TFC, l'ensemble du tissu matricé dans la résine de synthèse. Le composite obtenu par fabrication in situ est constitué d'environ 40% de tissu et 60% de résine. Ces proportions peuvent varier à l'exécution dans une fourchette de plus ou moins 7% selon les conditions d'application sur le chantier (température ambiante, surface spécifique du support etc.) [18]. L'application des composite TFC dans le domaine de génie civil est presque dans tous les ouvrages en béton armé et en tous les éléments structuraux : poutres, voiles, poteaux, dalle, etc.

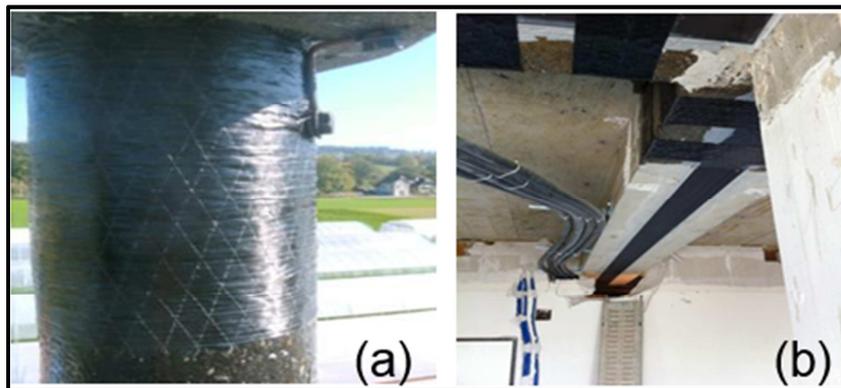


Figure 1-24. Poteau confiné par TFC en (a) et Poutre renforcée par TFC en (b) [18].

Le renforcement par le composites TFC aient une grande avantage de flexibilité en s'adaptant au formes des éléments renforcé les plus complexes et pour leur propriétés mécaniques et physique très légèreté par rapport aux autre matériaux comme l'acier, plus que leur facilités de mise en œuvre sur site. On point de vu de ces avantages permet de choisir les matériaux composites comme méthode de réparation et renforcement des ouvrages en béton, l'application de TFC ou lamelles en PRFC (polymère renforcé en fibres de carbone) est une chois intéressante comme une méthode de renforcement conventionnelle. Pour ce but le choix de réparation ou renforcement

## Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

---

d'un ouvrage par matériaux composites PFRC (Polymère Renforcé en Fibre de Carbone) est considérée comme une étude intéressante.

### 1.5 Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons commencé par un aperçu historique basé sur une synthèse de l'histoire de la construction des ponts à travers les ères suivi par une présentation des éléments du pont. Ensuite, le comportement statique et dynamique des ponts a été abordé afin d'identifier le comportement structural d'un pont. Nous avons terminé le présent chapitre par une présentation des différentes techniques de renforcement des ponts.



# **Chapitre 2**

## **Génération de collage par matériaux composites**

## Chapitre 2

### Générations de collage par matériaux composites

#### 2.1 Matériaux composites

##### 2.1.1 Principe

Un matériau composite peut être défini d'une manière générale comme l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux distincts, l'assemblage constitué ayant des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs. On appelle maintenant de façon courante "matériaux composites" des arrangements de fibres, les renforts qui sont noyés dans une matrice (Figure 2-1) dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible. La matrice assure la cohésion et l'orientation des fibres, elle permet également de transmettre les sollicitations auxquelles sont soumises les pièces. Les matériaux ainsi obtenus sont très hétérogènes et anisotropes [24].

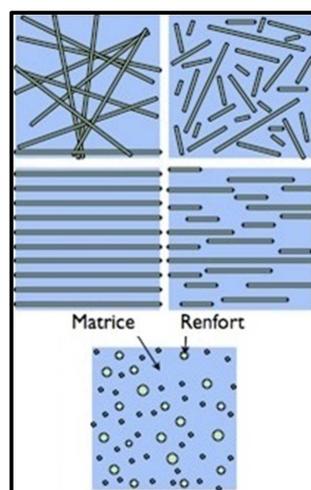


Figure 2-1. Matériaux composite.

## Chapitre 2 : Générations de collage par matériaux composites

---

Les matériaux composites sont couramment employés pour la réparation, et donc la mise en sécurité d'ouvrages d'art (ponts, tunnels, etc.). Ils peuvent également être utilisés dès lors qu'il s'agit d'adapter les structures existantes à l'évolution des besoins d'utilisation de leurs gestionnaires ou à de nouvelles réglementations. « Initialement, leur emploi était réservé à pallier un éventuel déficit de ferrailage dans les structures en béton armé. Ils sont désormais souvent utilisés pour augmenter la quantité d'armatures passives de structures en béton précontraint.

### 2.1.2 Historique

Depuis une dizaine d'année, une alternative est proposée : il s'agit de renforcer ou de réparer les ouvrages en béton par des matériaux composites à matrice organique collés extérieurement sur des structures dégradées. Les matériaux composites, en particulier à base de fibres de carbone, de part leur rigidité spécifique, présentent un grand intérêt pour la réparation. De plus, malgré leur prix élevé, ils présentent un avantage économique car ils peuvent être mis en œuvre directement sur les structures par moulage au contact, procédé appelé aussi polymérisation in-situ ou stratification directe. Ceci permet de réduire considérablement les coûts liés à la manipulation des matériaux ainsi que les problèmes liés aux interruptions des activités des ouvrages réparés [25]. Dès 1980, plusieurs chercheurs ont développé les techniques d'utilisation appropriées au nouveau matériau. Mais, c'est depuis 1990 que l'emploi des composites connaît sa véritable croissance comme méthode de réhabilitation. Les composites couramment utilisés sont à base de fibres de carbone ou de fibres de verre. Le Japon est le premier pays avoir utilisé les composites dans le génie civil. Ce dernier est connu par une région particulièrement touchée par les tremblements de terre et regroupe plus de 1000 îles ainsi que les phénomènes de corrosion saline souvent observés. Un programme national de mise en conformité parasismique des bâtiments et des ouvrages d'art a été élaboré dans ce pays (premier consommateur de fibres de carbone) dans les secteurs du bâtiment et des ouvrages d'art [1]. Aux Etats-Unis les recherches ont été élaborées dans le sens d'application de polymères à base de fibres de carbone, sur des éléments structuraux, juste après la deuxième guerre mondiale à la fin des années 1940. La première application fut en décembre 1996 sur la structure du pont à Russell (Kansas), puis sur le pont d'autoroute à Butler (Ohio) à la même année et le pont Foulk à Delaware (Californie) en 1997. Au Canada, des études ont été menées pour renforcer extérieurement des ponts anciens corrodés ou ne pouvant

## Chapitre 2 : Générations de collage par matériaux composites

---

supporter l'augmentation des surcharges d'exploitation. A partir du début des années 1990, de nombreuses universités (Alberta, Laval, Manitoba, Royal Military College, Sherbrooke, Queen's, Waterloo.) commencèrent à travailler sur les renforcements et les frettages des piles de ponts et des colonnes de bâtiments [1].

### 2.2 Première application en génie civil

C'est au début des années soixante qu'est apparu en Afrique du Sud le premier cas d'ouvrage renforcé par collage de tôles en acier afin de remplacer des aciers accidentellement omis. Toutefois, cette technique présente quelques inconvénients liés à l'acier vu son poids propre important et sa vulnérabilité à la corrosion. Pour pallier à ces désavantages, les recherches dans plusieurs pays, se sont orientées vers des matériaux composites polymères à base de fibres, pour lesquels les problèmes de corrosion et de poids ne se posent pas. Outre ces avantages, ces matériaux composites, en particulier à base de fibres de carbone, de leur rigidité spécifique, présentent un grand intérêt pour la réparation. De plus, malgré leur prix élevé ils présentent un avantage économique car ils peuvent être mis en œuvre directement sur les structures par moulage au contact. Ceci permet de réduire considérablement les coûts liés à la manipulation des matériaux, ainsi que les problèmes liés aux interruptions de trafic [1].

#### 2.2.1 Première application en Algérie

Cette technique a été utilisée pour la première fois en 1998 sur un pont routier. Un grand nombre d'ouvrages d'art a été renforcé par des lamelles et tissus de fibre de carbone de SIKA et FREYSSINET, citons par exemple le pont routier voûté Sidi Rached, l'ouvrage rail PK 459 sur oued Bill Braguet à Constantine, le pont blanc d'El Harrach et le pont d'Ighezer Amokrane à Bejaia-RN26. Pont Laubart RN24 à environ 20Km de Bejaia en février 2006, et pont oued oumazer (Tipaza-2005/2006)

### 2.3 Première génération : collage externe par des fibres de carbone

#### 2.3.1 Définition de fibre de carbone

C'est la fibre la plus utilisée dans les applications de hautes performances. Elle est obtenue par carbonisation de la fibre de PAN (Polyacrylonitrile). Selon la température de combustion, on distingue deux types de fibres :

- fibres haute résistance (HR) : pour une combustion de 1000 à 1500 °C ;
- fibres haut module (HM) : pour une température de combustion de 1800 à 2000 °C.

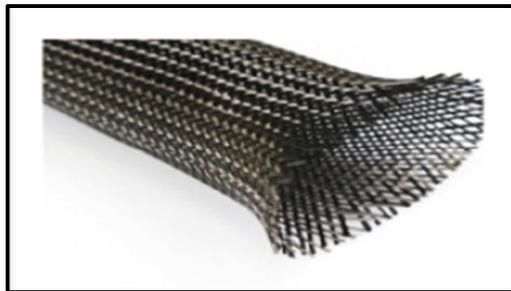


Figure 2-2. Tresse de fibre de carbone.

#### 2.3.2 Technique de renforcement

Depuis les années 1960, le développement du collage de plaques métalliques en surface du béton leur permet de travailler comme des armatures extérieures. Malgré l'efficacité de cette méthode, l'apparition des contraintes comme la corrosion, masses, difficulté au collage a freiné l'utilisation pour les grandes surfaces du béton. A cet effet, une attention particulière doit être portée sur les conditions d'ancrages de celui-ci afin d'assurer une continuité entre les éléments et d'éviter les risques de délaminage. Le processus consiste à renforcer les fibres en enveloppant un élément de tôles de composite de fibres est donc considéré comme un atout majeur et une potentialité importante qui doit passer généralement par les étapes suivantes [26] :

- Inspecter la condition de surface de l'élément de structure à renforcer.
- Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxyde et du mortier à résine Époxydique.
- Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules à main et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.

## Chapitre 2 : Générations de collage par matériaux composites

---

- Appliquer une couche d'apprêt puis du mastic de vitrier afin d'assurer l'adhérence des feuilles de fibres.
- Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
- Appliquer les feuilles de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
- Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les feuilles auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
- Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées.



Figure 2-3. Collage de tissu carbone [26].

### 2.3.3 Mise en œuvre des composites de renfort en génie civil

Si leurs avantages sont de proposer une mise en œuvre relativement aisée, et de ne pas impacter la conception architecturale de l'édifice, la principale problématique de ces méthodes de renforcement réside dans la difficulté de les dimensionner et d'en prédire l'impact sur le comportement dynamique de la construction. L'avancement dans les recherches dans Le collage de composites à matrice polymère et fibres techniques (FRP) aux entreprises chargées de sa fabrication de développer un procédé de renforcement à base de tissu fibre de carbone ou son utilisation s'est largement appliquer en Amérique du Nord, et en Europe. Les composites utilisés actuellement en renforcement extérieur de béton aux ouvrages sont disponibles sous deux formes différentes :

### 2.3.3.1 Collage de plats consolidés

Ces matériaux composites carbone/époxy ont l'avantage sur les plats métalliques d'être beaucoup plus légers. Toutefois la technique de pose ne permet que difficilement de maîtriser l'épaisseur de la colle.

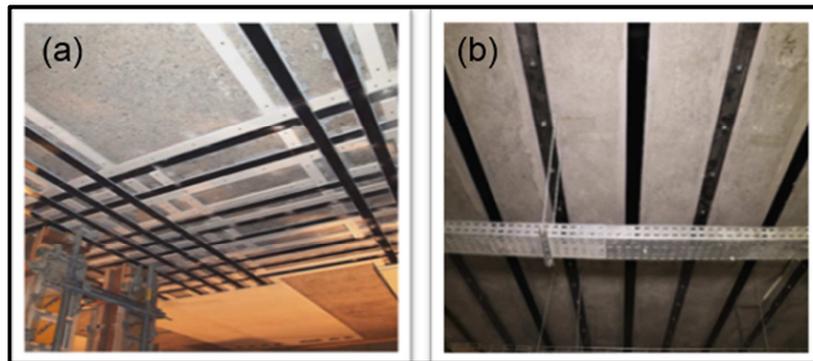


Figure 2-4. Renforcement par plats carbone [26].

### 2.3.3.2 Stratification au contact

Des tissus secs de fibres de renfort souples sont imprégnés directement sur le site lors de l'application sur la structure au moyen d'une colle liquide durcissant à température ambiante. La zone à renforcer est au préalable induit d'une couche de résine primaire liquide. Après marouflage, une dernière couche de résine de fermeture peut être appliquée comme protection supplémentaire avec le milieu extérieur et améliorer la durabilité du composite.

Dans cette technique une même résine est souvent à la fois matrice du composite et l'adhésif assurant la liaison entre le composite et le support béton. L'encollage sur site se fait généralement à la main, même si certains essais d'automatisation d'enrobage de colonne ont déjà été effectués. De plus, la seule interface de collage avec le support étant la matrice même du composite, cette technique de pose ne génère pas de concentration de cisaillement pouvant provoquer des amorces de décollement dans les zones de faible épaisseur de résine. Actuellement les PRF sont utilisés comme renforcement extérieur de structures en béton dans principalement trois cas d'application : la flexion, l'effort tranchant (cisaillement) et le confinement [26].



Figure 2-5. Renforcement par collage du TFC [26].

### 2.4 Deuxième génération : collage externe par méthode NSM

L'utilisation du procédé EBR (EBR : External Bonded Reinforcement) dans le cas des poutres conduit dans certaines situations à une rupture prématurée par décollement aux extrémités du renfort composite. Ce délaminage est dû à la présence d'une importante contrainte de cisaillement dans la colle. Pour y remédier, une nouvelle technique de renforcement nommée Near Surface Mounted (NSM) a été utilisée ces dernières années. Elle consiste à l'insertion de bandes de polymères renforcées de fibres de carbone (CFRP) dans des gravures effectuées préalablement dans le béton d'enrobage des surfaces tendues, remplies de résines époxydiques pour fixation [27].

Le renforcement des structures en béton armé à l'aide de la méthode des polymères renforcés de fibres (FRP) montés près de la surface (NSM) a attiré l'attention du monde entier, en raison de son efficacité de liaison plus élevée et de sa meilleure durabilité par rapport aux traditionnelles méthodes de renforcement FRP à liaison externe (EB) [28].

Cette technique a pour avantage de procurer une résistance considérable au problème de la corrosion, le poids des PRF est inférieur à celui des barres d'acier, ces PRF peuvent être facilement transportés et traités dans les travaux de renforcement. En outre, cette méthode offre une meilleure protection des matériaux en PRF contre les dommages environnants, cela pourrait augmenter l'adhérence entre le béton et les renforts en PRF et donc les efforts seront transférés aux substrats béton et entre eux plus efficacement que la méthode EBR. Dans la plupart des

## Chapitre 2 : Générations de collage par matériaux composites

applications sur le terrain en NSM-PRF, l'armature en CFRP a été utilisée pour renforcer les structures en béton, elle a été principalement utilisée pour renforcer la maçonnerie et les structures en bois [29].

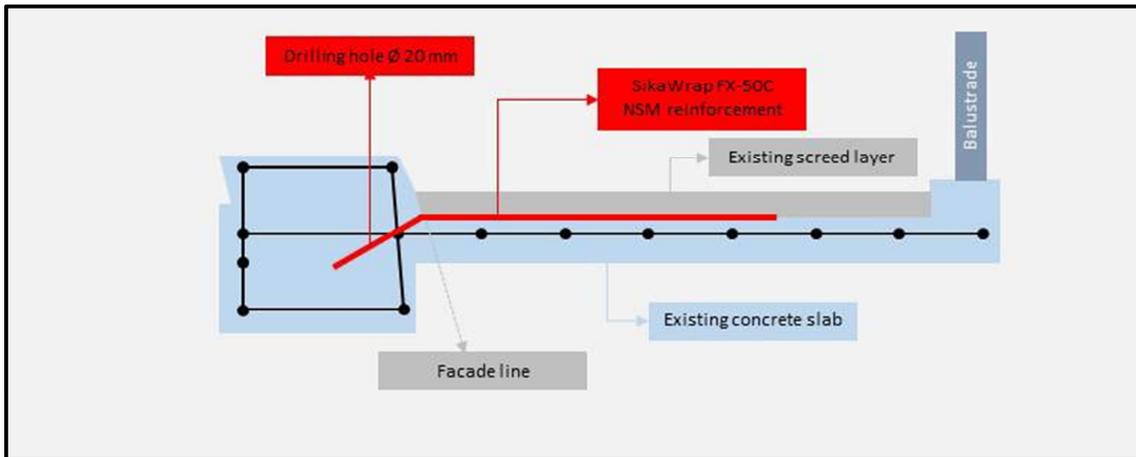


Figure 2-6. Méthode d'application de renforcement structurel NSM [27].

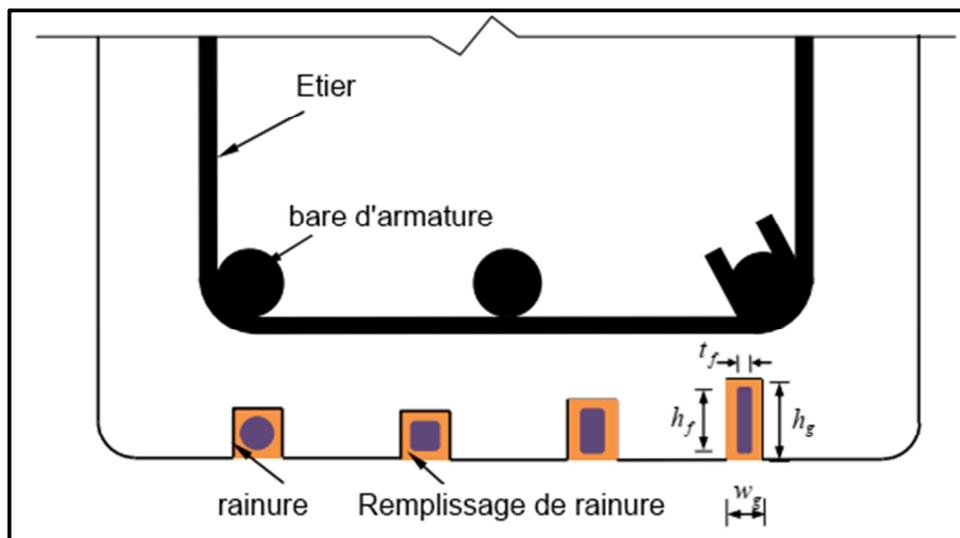


Figure 2-7. Procédure de renforcement par NSM [29].

### 2.5 Troisième génération : Insertion des nano composites (CNTs)

Cette 3<sup>ème</sup> génération de nano composites a suscité un grand intérêt dans le domaine de génie civil car elle présente une augmentation exceptionnelle dans les propriétés des résines (interface) par rapport à la première et la deuxième génération des matériaux composites (composite classique,

## Chapitre 2 : Générations de collage par matériaux composites

---

leur différence réside dans la taille des composants (matrice ou renfort) et dans le fait que certaines propriétés spécifiques n'apparaissent qu'à l'échelle du nanomètre. Les CNTs sont de longs cylindres d'atomes de carbone liés par covalence qui possèdent des propriétés électroniques et mécaniques extraordinaires. Il existe deux types de base de CNTs : les nanotubes de carbone à paroi unique (SWCNT) qui sont la structure cylindrique fondamentale et les nanotubes de carbone à parois multiples (MWCNT) qui sont constitués de cylindres coaxiaux, ayant un espacement inter couche proche de celui de la distance inter couche dans le graphite (0,34 nm). Ces structures cylindriques ne mesurent que quelques nanomètres de diamètre, mais le cylindre peut mesurer des dizaines de microns de long, la plupart des extrémités étant coiffées d'une moitié de molécule de fullerène. Il a été découvert pour la première fois par M. Endo en 1978, dans le cadre de son doctorat. Il travaille à l'Université d'Orléans en France, mais un véritable intérêt pour les NTC a commencé lorsqu'Iijima (1991) l'a signalé pour la première fois en 1991. Le domaine prospère après cela et les premiers composites polymères utilisant des NTC comme charge ont été rapportés par Ajayan et al (1994) [30].

L'utilisation de matrice de type polymère thermoplastique fait également l'objet de travaux de recherches. Cependant, ces études demeurent limitées par rapport aux thermodurcissables, notamment du fait de leurs champs d'applications moins vastes. La particularité des nanocomposites polymère-CNT réside dans la finalité multifonctionnelle du matériau obtenu, du fait des propriétés intrinsèques des CNTs. En effet, l'ajout de CNTs dans une matrice polymère lui confère en plus de la rigidité mécanique, des augmentations significatives de conductivités électrique et thermique [20].

### 2.6 Conclusion

Le collage par matériaux composites a connu plusieurs générations dont la première est le collage externe par des fibres de carbone, leurs avantages sont de proposer une mise en œuvre relativement aisée, et de ne pas impacter la conception architecturale de l'édifice. La deuxième génération concerne le collage externe par méthode NSM (Near Surface Mounted), Cette technique a pour avantage de procurer une résistance considérable au problème de la corrosion, le poids des PRF est inférieur à celui des barres d'acier, ces PRF peuvent être facilement transportés

## Chapitre 2 : Générations de collage par matériaux composites

---

et traités dans les travaux de renforcement. Enfin, la troisième génération concerne l'insertion des nano composites (CNTs), elle présente une augmentation exceptionnelle dans les propriétés des résines (interface) par rapport à la première et la deuxième génération des matériaux composites.



## **Chapitre 3**

# **Types de dégradation des éléments de pont et renforcement par matériaux composites**

## Chapitre 3

### Types de dégradation des éléments de pont et renforcement par matériaux composites

Les ponts en béton armé étant constitués essentiellement de deux matériaux : le béton et l'acier (armatures actif ou passif). Le béton dans son environnement, subit de nombreuses agressions physiques, mécaniques et chimiques qui engendrent sa dégradation. La dégradation du béton peut se définir comme la perte de sa performance qui se manifeste par la détérioration, la déformation ou le changement de ces propriétés suivant plusieurs causes

#### 3.1 Types de dégradations des tabliers de ponts

La dégradation des dalles de tablier de ponts est une synergie de pathologies simples dont les effets peuvent entraîner le percement du tablier. Le béton n'est pas un matériau aussi durable qu'on pourrait le penser. Au contraire, il est attaqué par de nombreuses pathologies, pouvant réduire considérablement la durabilité d'un ouvrage d'art si le béton atteint n'est pas traité efficacement et durablement.



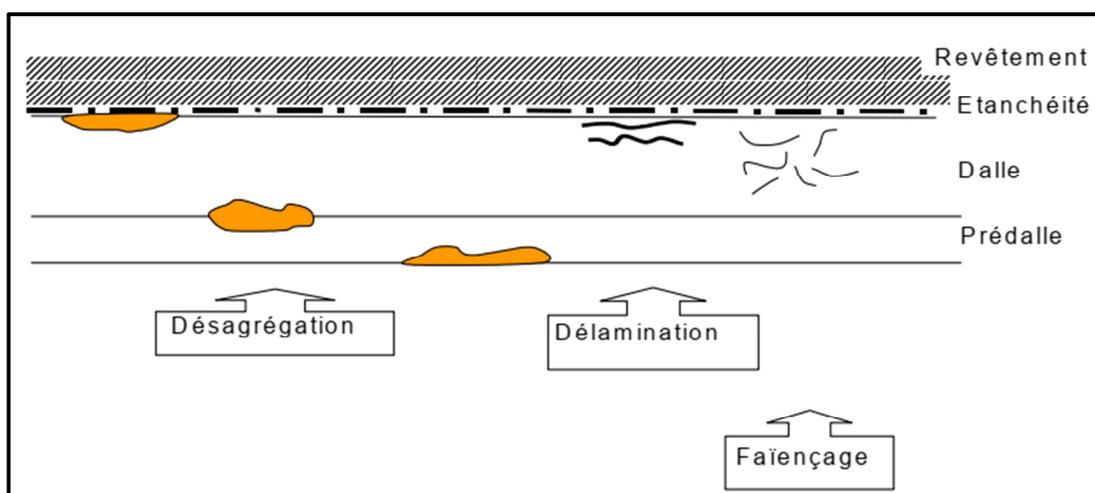
## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

Figure 3-1. Percement de la dalle de tablier [31].

La figure 3-1 montre comment certaines situations peuvent mener à des percements dans la dalle de tablier de ponts et pire, il arrive même dans certains cas que l'on doive procéder à la destruction de ponts n'ayant qu'une trentaine d'années car ces derniers sont dans un état ne leur permettant plus de reprendre correctement les sollicitations pour lesquels ils étaient dimensionnés. Une nouvelle forme de dégradation du béton est apparue sur certains ponts. Elle concerne principalement les ponts à poutres. Ces dernières sont soit en béton armé soit en béton précontraint, l'épaisseur de la dalle est classiquement de 18 cm. Ces dalles sont normalement protégées par une chape d'étanchéité (asphalte coulé ou membranes préfabriquées et, depuis peu, résines). Le processus qui, à terme, peut conduire au percement du tablier, peut présenter différentes formes qui sont décrites ci-après et visualisées à la figure 3-2.

- Microfissuration multidirectionnelle du béton ou faïençage qui affecte toute l'épaisseur de la dalle, ce cas toutefois rarement rencontré.
- Délamination du béton : le béton se dégrade en feuillets de quelques millimètres d'épaisseur, essentiellement en face supérieure de la dalle.
- Dégradation du béton en face supérieure, parfois à l'interface, dalle/prédalle, et plus rarement en face intérieure du tablier : seul subsiste le squelette granulaire.

Le processus évolue généralement du haut vers le bas de la dalle.



## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

Figure 3-2. Schéma des différentes formes de dégradations [31].

Ces défauts s'accompagnent très souvent de la présence en face intérieure du tablier, de taches grises plus ou moins foncées, persistantes quelque soient les conditions d'humidité. On peut les observer sur la figure 3-3.



Figure 3-3. Illustration d'une tache due aux dégradations [31].

Deux autres signes indicateurs de la présence possible du phénomène sont :

- I. La remontée de fines particules de ciment au travers du revêtement.
- II. La formation de nids de poule dans le revêtement.

La dégradation de dalles de tablier de ponts étant une pathologie complexe faisant intervenir un grand nombre de pathologies simples dans un ordre encore inconnu, il est nécessaire pour bien comprendre le pourrissement d'expliquer chacune de ces pathologies simples séparément. L'importance pour une structure est sa pérennité face aux sollicitations et aux conditions d'environnement auxquelles elle est soumise. Cette importance introduit la notion de durabilité du béton qui est influencée par divers facteurs.

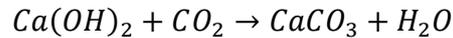
### 3.1.1 La carbonatation du béton

Le pouvoir passivant du béton provient du fait que la chaux légèrement soluble confère à l'eau interstitielle du béton un pH de 12.5 environ. Ce pH élevé provoque à la périphérie des aciers noyés dans le béton la formation d'un film d'oxyde complexe qui empêche toute corrosion. Mais

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

la chaux contenue dans le béton réagit selon la réaction suivante pour former du carbonate de calcium :



Cette réaction ne se déroule qu'en milieu aqueux. Avant tout, il faut que le  $CO_2$  se dissolve dans l'eau des pores, cette dissolution est une des principales cause qui entraîne une chute de pH et donc de la perte de passivation des armatures. Pour cette chute de pH, le  $Ca(OH)_2$  entre également en solution. Les deux produits réagissent et il y a précipitation de carbonate de calcium. Pour que le processus se poursuive, il faut un apport de dioxyde de carbone frais.

### 3.1.2 La dégradation du béton par cycles de gel-dégel

Les dégâts provoqués aux bétons par le gel se caractérisent par une fissuration interne. Si le béton ne présente pas une résistance en traction suffisante, il y aura, après un certain nombre de cycles gel-dégel, une dégradation du matériau. Les effets du gel sur le béton dépendent de différents paramètres :

- La quantité d'eau contenue dans le béton.
- La dimension des pores.
- L'âge du béton.
- Les migrations d'humidité.
- La vitesse de refroidissement.
- La gélivité des granulats

Le rapport eau/ciment est un facteur déterminant pour éviter les dégâts dus aux cycles de gel-dégel. Plus ce rapport est faible :

- Plus la quantité d'eau susceptible de geler est faible.
- Plus le point de congélation est bas.
- Plus le transport d'humidité est lent et difficile.
- Plus les pressions engendrées sont basses.
- Plus le béton est résistant.

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

L'expérience démontre qu'un béton résiste bien au gel lorsque son rapport eau/ciment ne dépasse pas 0.5.

### 3.1.3 La dégradation par les réactions alcalis-granulats dans les bétons

Les réactions alcalis-granulats sont des phénomènes se produisant dans certains bétons. Leur présence se traduit généralement par l'apparition d'une mosaïque de fissure (faïençage). Ce sont des réactions qui se produisent entre certaines formes de silice amorphe ou mal cristallisé et des alcalis. Le produit de cette réaction est un gel de silicates alcalins fortement expansif. Cette réaction peut, dans des cas limites, conduire à la rupture des armatures du béton. Si les réactions alcalis-granulats n'entraînent pas toujours de graves désordres, des structures ont dû être démolies suite à un état de fissuration trop avancé. Les dégradations peuvent évoluer rapidement ou, au contraire, progresser lentement durant des années. Actuellement, la cinétique des réactions alcalis-granulats est loin d'être totalement expliquée.



Figure 3-4. Réaction Alcalis-Granulats dans un sommet de pont [31].

### 3.1.4 Les réactions sulfatiques dans les bétons

Les réactions sulfatiques regroupent l'ensemble des réactions qui impliquent des sulfates  $SO_4^{2-}$ . Ceux-ci peuvent provenir du milieu extérieur mais aussi du béton lui-même. Ces réactions sulfatiques sont principalement responsables de la formation de deux composés : l'ettringite et la thaumasite. L'ettringite secondaire présente un caractère fortement expansif qui va provoquer la fissuration du béton durci. La thaumasite est nettement moins gonflante que l'ettringite. Par

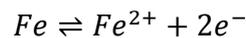
## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

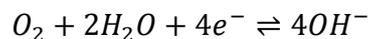
contre elle se forme au détriment de la tobermorite (qui donne de la résistance à la pâte de ciment) et des granulats de calcaire. Il en résulte donc une décomposition du béton.

### 3.1.5 La corrosion des aciers

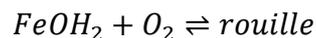
La corrosion des aciers dans le béton armé est une des causes principales de dégradation des structures. En effet, la formation de rouille expansive (jusqu'à 800% de gonflement) provoque l'apparition de fissures, puis le décollement et la chute de plaques de béton, mettant les armatures à nu. La corrosion ou la rouille de fer, composant principal de l'acier, est un processus électrochimique complexe. Lorsqu'on place de l'acier dans une solution aqueuse, une réaction d'équilibre s'installe



Cet équilibre est rompu en présence d'oxygène dissous dans le milieu aqueux. En effet, l'oxygène se transforme en hydroxyles ( $OH^{-}$ ) et utilise à cette fin les électrons qui se libèrent lorsque le fer entre en solution



Les hydroxyles réagissent avec les ions de fer et forment l'hydroxyde de fer ( $Fe(OH)_2$ ) qui se précipite et se transforme, par réaction avec l'oxygène, en oxyde de fer (rouille).



De ce qui précède, il découle que deux conditions doivent être remplies pour que l'acier rouille, à savoir une présence d'eau et une présence d'oxygène.

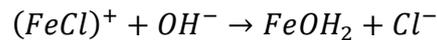
### 3.1.6 L'action des chlorures sur les aciers

Les chlorures contenus dans le béton sont, soit fixés par certaines liaisons chimiques et physiques, soit libres. Une partie des ions  $Cl^{-}$  fixés peut cependant devenir libres. Si ces ions libres atteignent les armatures, il y a risque de corrosion de l'acier même si celle-ci se trouve dans un béton non carbonaté. En effet, le pH du béton nécessaire à la passivation de ses armatures est d'autant plus élevé que la teneur en ions  $Cl^{-}$  est importante. L'hydroxyde de fer ( $Fe(OH)_2$ )

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

est stable en milieu basique et il contribue à protéger l'armature en formant une couche passive. Cependant lorsqu'ils sont présents, les ions chlorures performent cette couche passive, par formation d'un complexe de type  $(FeCl)^+$ . Il se développe alors un processus de corrosion locale dont le chlorure agit comme catalyseur en ce sens qu'il est régénéré suivant la réaction



Le chlorure régénéré peut participer de nouveau à la corrosion. La corrosion due aux chlorures provoque des piqûres caractéristiques dans l'acier. Cette corrosion est beaucoup plus rapide et plus locale que la corrosion normale.

### 3.2 Types de dégradations des appuis de ponts

D'après l'analyse des données de dégradation collectées à partir des rapport établis sur des ponts étudiés récemment dans le travail de [32], nous pouvons constater que les dégradations touchent les éléments porteurs les plus exposés à l'environnement de l'ouvrage et agents extérieurs, chose qui explique que les appuis (culée et piles) sont les plus affectés par les dégradations avec un pourcentage de 70.58% ensuite les dalles avec un taux de 64.70% des éléments, les autres éléments enregistre des pourcentages plus faibles.



Figure 3-5. Quelques exemples des dégradations qui touchent les appuis [32].

#### 3.2.1 Dégradation du béton avec des armatures apparentes

Un béton trop faiblement dosé en ciment, mal vibré, présentera un aspect défectueux : nids d'abeilles, faïençage, fissures superficielles, trous laissant les armatures apparentes.

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

### **3.2.2 Efflorescence**

L'efflorescence est le résultat de l'hydrolyse des composants de la pâte de ciment dans le béton. L'efflorescence est indiquée par la présence des dépôts blancs sur le béton, le plus souvent sur le dessous des ponts et viaducs et indique que l'eau utilisée dans le processus de mélange de béton a été contaminé.

### **3.2.3 Ségrégation**

Variation dans la répartition des éléments du béton, se traduisant par des concentrations différentes des composants du béton. Une ségrégation dans la masse de l'ouvrage conduit à un affaiblissement de sa résistance et une diminution de son étanchéité.

### **3.2.4 Affouillements**

Se manifestent autour des appuis de pont implanté dans un cours d'eau et surviennent lorsque la vitesse d'écoulement de l'eau qui entoure une fondation est élevée, l'eau écoulée se compose d'un mélange bi-phasique comporte une phase liquide et une phase solide (transport solide). L'action de l'eau est tellement violente qu'elle est capable de dénuder (déchaussé) un massif de fondation et de rendre une construction instable, des ouvrages en entier sont emportés ou détériorés et les remblais d'accès en général sans protection sont affouillés, créant des points de coupure sur des axes névralgiques.

### **3.2.5 Epaufures de béton**

Elles correspondent à un éclatement du béton avec chute de fragments, laissant souvent les armatures apparentes. Les épaufures sont généralement la suite logique d'un écaillage ou elles ont provoqué par des ondes de choc.

### **3.2.6 Fissuration**

En général, une fissure est considérée comme une discontinuité dans le champ de déplacement à travers laquelle les contraintes de traction sont nulles ou diminuent en fonction de

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

l'ouverture de cette même fissure (hypothèse de Griffith 1920). La fissuration peut se produire par compression, traction, cisaillement, aussi bien sous chargement statique qu'en fatigue, sous l'effet des charges permanente ou des surcharges ou lors du déplacement des charges.

### 3.2.7 Corrosion des armatures

La corrosion métallique est un phénomène d'attaque progressive de la matière placée dans un milieu favorable à cette attaque. C'est une réaction chimique ou électrochimique entre un métal, et son environnement qui entraîne une dégradation du matériau et de ses propriétés.

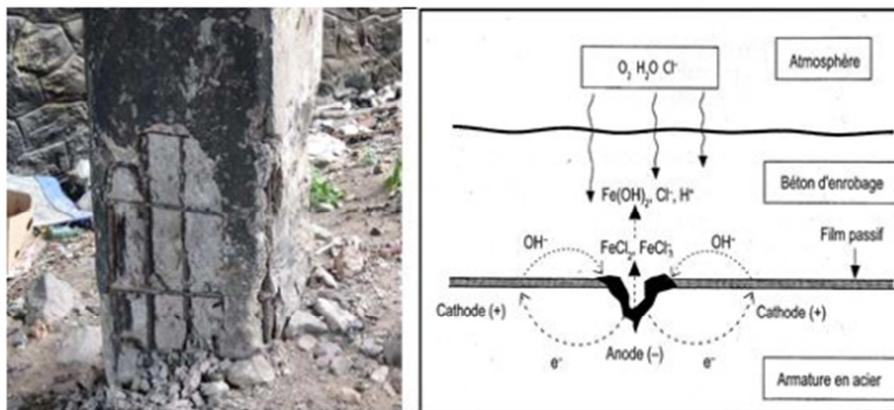


Figure 3-6. Mécanisme de la corrosion [32].

Parmi les désordres engendrés par la corrosion, on peut citer : fissuration à l'endroit des armatures, décollement de béton, éclat et épaufrures de béton. La corrosion des armatures dans le béton agit ou s'accélère en fonction des paramètres concernant l'acier et le béton ainsi que des propriétés existantes à leur interface comme nous l'avons cité précédemment.

### 3.2.8 Défauts de maçonnerie

Ce type de désordres peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution. Dans le premier cas, les causes de fissuration et de dégradation de la structure sont généralement induites par de graves erreurs dans la vérification de la stabilité de l'ouvrage et des conditions de résistance ou, plus simplement, par la prise en considération d'hypothèses erronées au niveau des conditions de chargement,

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

d'environnement, de fonctionnement de l'ouvrage. Ces erreurs sont à l'origine, généralement, d'un mauvais dimensionnement des sections et d'une disposition non satisfaisante des armatures qui se traduisent par des localisations de fissures ou des ruptures non acceptables. De nombreux ponts présentent des désordres induits par des mauvais dimensionnements vis-à-vis des résistances en flexion et à l'effort tranchant [32]. La figure 3-7 montre le pourcentage des dégradations selon leurs formes dans les appuis.

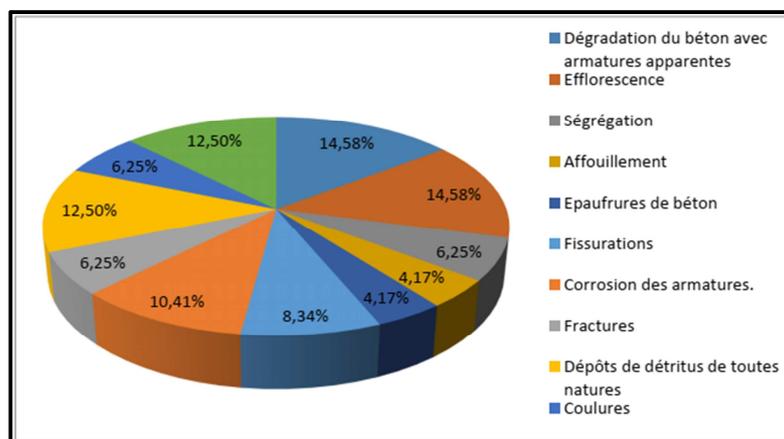


Figure 3-7. Taux de répartition des dégâts selon leurs formes dans les appuis [32].

### 3.3 Technique de renforcement par composites

Différentes technologies de réparation et de maintenance des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années. Le traitement du béton peut faire l'objet d'opérations de ragréage par application de couches de peinture ou de mortier hydraulique ou polymérique après traitement de la poutre dégradée. Les zones fissurées font l'objet d'injection de polymères. Les différentes techniques de renforcement structurel correspondent soit à la projection de béton fibré ou non fibré, soit au collage de tôles d'acier suivant le procédé l'Hermitte, soit à l'application d'une précontrainte additionnelle par câbles métalliques ou composites. Dans le cas du collage de plats métalliques, les principaux problèmes d'ordre technologique concernent :

- la mise en flexion locale des tôles au voisinage des fissures recouvertes ;
- la répartition des efforts entre tôles dans le cas d'un empilement ;

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

- la répartition des déformations entre les aciers passifs internes à la structure et les aciers collés extérieurement.

Par ailleurs, le poids propre des tôles et leur rigidité spécifiques rendent difficiles les conditions d'application in situ (figure 3-8). En conséquence, dès 1990, au Japon, est apparue une technique de réparation qui substitue, aux tôles métalliques, des feuillets composites moins lourds, plus performants mécaniquement et plus faciles à mettre en œuvre.

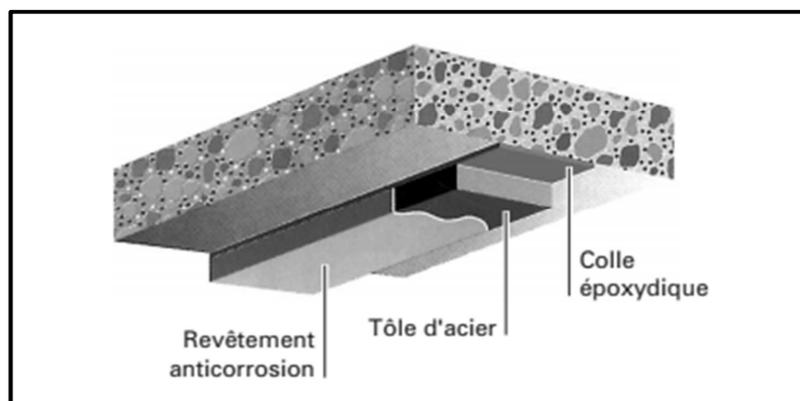


Figure 3-8. Application de plats métalliques selon le procédé l'Hermite [33].

### 3.3.1 Notion de multicouches composites pour la réparation des ouvrages

Comme le montre la figure 3-9, la conception du système multicouche composite a pour objectif de remplir plusieurs fonctions :

- rendre sain l'état de surface de la couche support (béton) en cherchant à éliminer les fissures, soit par injection de polymère, soit par application d'un produit (mortier) de ragréage ;
- éliminer les défauts géométriques (planéité, effet d'angles) de la surface à réparer pour minimiser les problèmes ultérieurs de délaminage ou de décollement ;
- appliquer une couche de polymère (primaire) entre le support et le composite pour améliorer l'adhérence ;
- appliquer un nombre de couches de matériaux composites (fibres-polymère) suffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage ;

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

- appliquer une couche de finition (Gel-Coat, protection) pour assurer une bonne tenue à la corrosion et aux ultraviolets ;
- procéder à un placage de feuilles de placoplâtre ou à la projection de couches à fort taux de charges minérales pour améliorer la tenue au feu et en température du système.

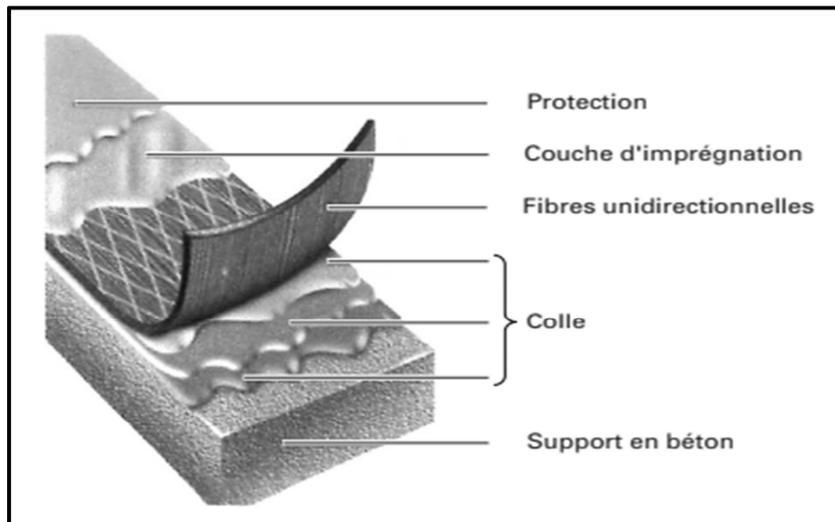


Figure 3-9. Conception du système multicouche [33].

### 3.3.2 Natures et propriétés des fibres et des matrices

Les matériaux composites mis en œuvre pour assurer le renforcement des structures correspondent essentiellement à la combinaison de fibres de renforts (carbone haut module, carbone haute résistance, aramide haute résistance, aramide haut module, verre E) avec des matrices soit époxydes soit vinylester, soit polyester. Les tissus techniques sont essentiellement des nappes unidirectionnelles ou des toiles ou taffetas (figure 3-10).

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

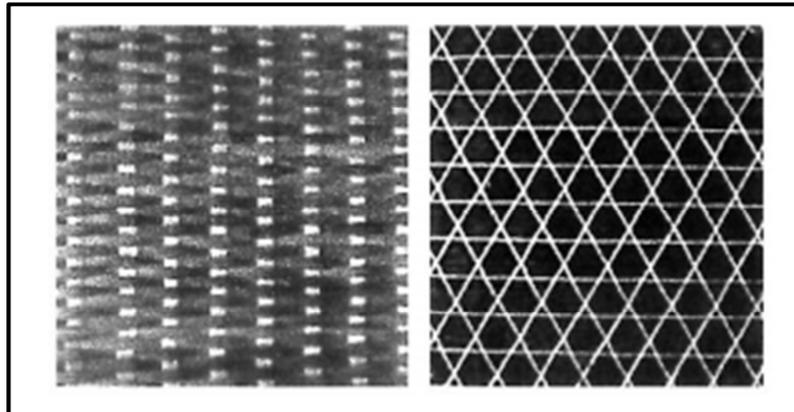


Figure 3-10. Différentes armures de renforts textiles unidirectionnels [33].

Les tableaux 3-1, 3-2 et 3-3 donnent un ordre de grandeur des caractéristiques de composants et des composites traditionnellement mis en œuvre

Tableau 3-1. Propriétés des fibres

Filament	Diamètre (μm)	Densité	Résistance à la traction (MPa)	Module de traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Température de fusion (°C)
Verre E	3 à 30	2.54	3400	73000	4.5	850
Verre D	3 à 30	2.14	2500	55000	4.5	-
Verre R	3 à 30	2.48	4400	86000	5.2	990
Carbone HR	8	1.78	3500	200000	1	2500
Carbone HM	8	1.8	2200	400000	0.5	2500
Aramide HR	12	1.45	3100	70000	4	480
Aramide HM	12	1.45	3100	130000	2	480

Tableau 3-2. Caractéristiques mécaniques des résines époxydes

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1.5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Energie de rupture au choc kJ/m <sup>2</sup>	7 à 10

Tableau 3-3. Propriétés mécaniques des résines polyesters

Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	1200
Module d'élasticité en traction (GPa)	2.8 à 3.5
Contrainte à la rupture en traction (MPa)	50 à 80

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

Allongement à la rupture en traction (%)	2 à 5
Résistance au cisaillement (MPa)	10 à 20

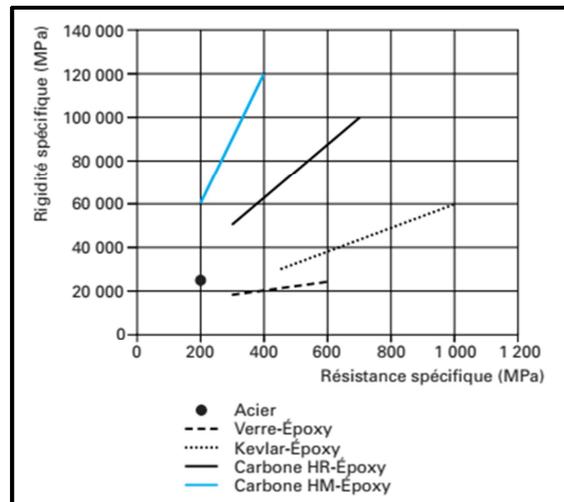


Figure 3-11. Propriétés spécifiques de systèmes composites par rapport à l'acier [33].

### 3.3.3 Fabrication des plaques composites

Les couches de renforts sont appliquées sur une plaque plane rigide et imprégnées manuellement avec de la résine liquide formulée suivant les recommandations du fournisseur pour polymériser en fonction du temps dans les mêmes conditions d'environnement que celles du chantier. Les couches de renforts, découpées aux dimensions de la plaque, sont positionnées dans les directions de stratification choisies pour la réparation. La résine thermodurcissable est formulée suivant les instructions du fournisseur et de l'applicateur. Les agents de démoulage peuvent être appliqués sur le moule pour la fabrication des plaques d'essais. La dimension recommandée est de 600 mm × 600 mm pour permettre le découpage d'éprouvettes pour les essais de traction, flexion et cisaillement dans les deux directions parallèles aux bords de la plaque. L'épaisseur devra être comprise entre 2 et 10 mm.

### **3.3.4 Différentes techniques de mise en œuvre**

#### **3.3.4.1 Mise en œuvre par moulage au sac**

Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme avec un contrôle des conditions de mise en œuvre et donc un niveau de performance instantané et différé important. Après avoir ragréé la surface de béton (injection de fissure, sablage, application d'un mortier polymère), les couches de tissus préimprégnés pour la réparation sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer. Une couverture chauffante est ensuite appliquée sur la surface des tissus et une enveloppe étanche raccordée à une pompe à vide permettent d'appliquer une pression externe pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation (figure 3-12).

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

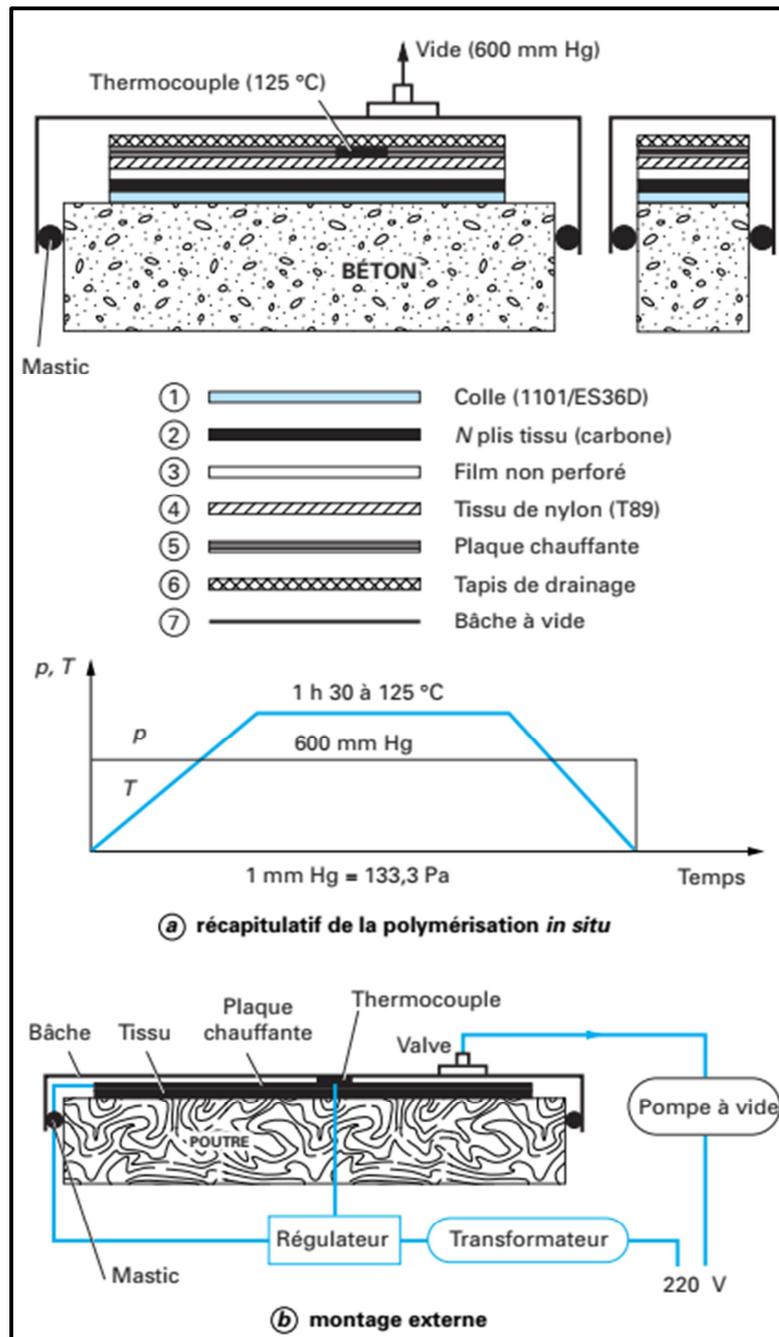


Figure 3-12. Moulage au sac de tissus préimprégnés [33].

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

### 3.3.4.2 Mise en œuvre par stratification directe

En utilisant des matériaux qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe, en respectant les étapes suivantes :

- traitement de surface du béton (ponçage, sablage) ;
- application d'une couche primaire d'imprégnation ;
- découpe des lés de tissus ;
- dépose des tissus ;
- imprégnation et débullage des renforts ;
- application d'une couche de protection (Gel-Coat).

Ce procédé présente l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée, mais le renforcement acquiert toute sa résistance au bout d'une semaine, et le contrôle de la qualité de l'application doit être soigné suivant les conditions de mise en œuvre (figure 3-13).

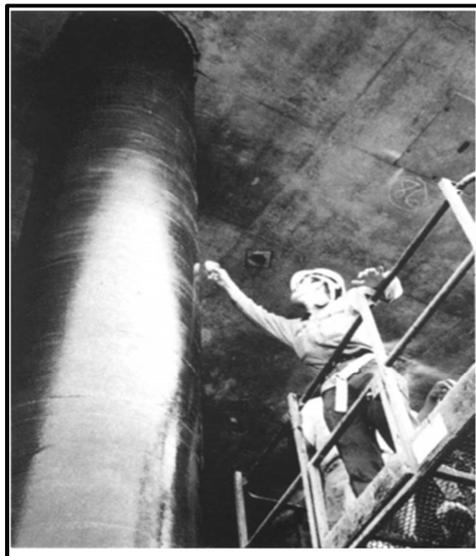


Figure 3-13. Confinement de colonnes [33].

### 3.3.4.3 Collage de plaques composites

Cette méthode se caractérise par le placage de plaques de composite, collées sur la surface par des colles époxydes. Les plaques sont en carbone ou en verre époxy et fabriquées par pultrusion. Ces plaques peuvent être mises en prétension grâce à de nouvelles techniques de mise en œuvre.

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

Les plaques sont des composites avec des fibres unidirectionnelles d'une épaisseur de 1,5 mm et d'une largeur de 150 mm en général. Le procédé de collage est le suivant (figure 3-14) :

- nettoyage à l'acétone de la face de collage de la plaque ;
- traitement de la surface à réparer par sablage, par eau sous pression et meulage ;
- nettoyage de la surface par un dépoussiérage ;
- application du polymère époxyde sur la plaque de composite ;
- pressage de la plaque sur la surface, enlèvement de l'excédent de colle ;
- application d'une pression à l'aide d'un sac à vide ou de moyens mécaniques jusqu'à complète polymérisation du polymère.

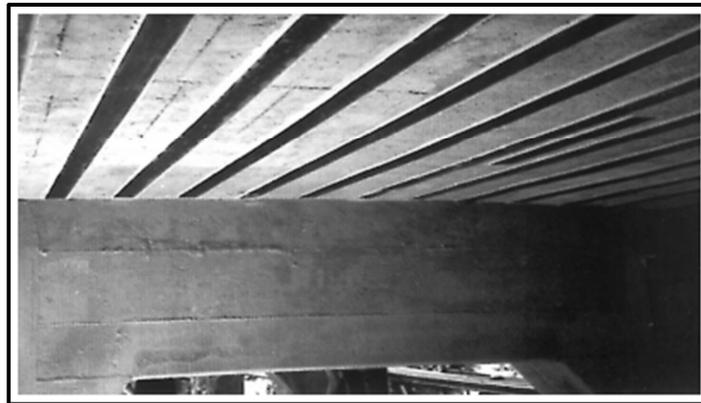


Figure 3-14. Procédé par collage de plaques [33].

Nous présentons dans le tableau 3-4 les différentes formulations de matériaux, les techniques de mise en œuvre ainsi que les principales recommandations de pose.

Tableau 3-4. Différents types de renforts existants

Nom du produit	Type de renforcement			Nature de renforcement	
	Plaque collée	Moulage au contact	Stratification direct	Carbone-époxyde	Verre-époxyde
Carbonex		X		X	
Fibre force		X		X	
Mbrace		X		X	X
Replark		X		X	
Rocc		X		X	
Sika Carbodur	X			X	
TFC		X		X	

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

---

Tyfo S		X		X	X
Tonen		X		X	X
Hexel fyfe			X	X	

### 3.3.4.4 Positionnement des renforts suivant la localisation des zones endommagées

Dans le cas des poutres en flexion, les différents modes de renforcement vis-à-vis des zones tendues et cisailées sont visualisés (figure 3-15). La performance de ce type de réparation est particulièrement dépendante de critères de non-décollement des composites en extrémité de recouvrement. Ces points doivent être particulièrement vérifiés dans les procédures de calcul et de dimensionnement.

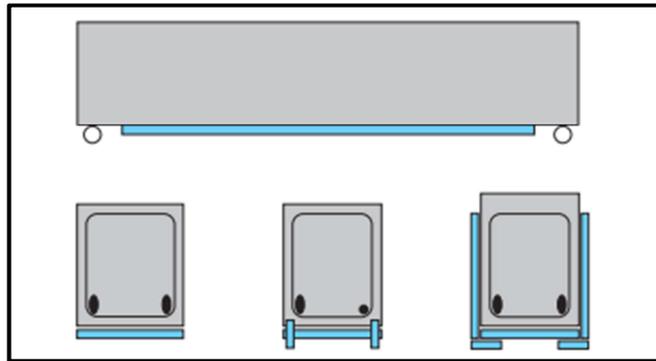


Figure 3-15. Différentes techniques de positionnement des renforts [33].

D'un point de vue technologique, il est possible de réaliser des opérations supplémentaires de stratification (verrous) ou d'avoir recours à des compléments d'ancrage par des systèmes classiques de type mécanique. Dans tous les cas d'applications, il est impératif de savoir caractériser les performances de l'interface béton-composite pour juger de la fiabilité et de la durabilité de la réparation.

### 3.3.4.5 Technique de renforcement par précontrainte additionnelle

Dans ce cas, en substitution des câbles métalliques, des joncs pultrudés carbone-époxyde et verre-époxyde sont utilisés (figure 3-16). Les principaux intérêts technologiques qui justifient l'utilisation de composites portent d'une part sur le gain de poids (de l'ordre de 4) et, d'autre part,

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

sur les très bonnes performances en fatigue et en fluage des renforts unidirectionnels et sur le fait que les pertes de précontrainte peuvent être minimisées (tableau 3-5).

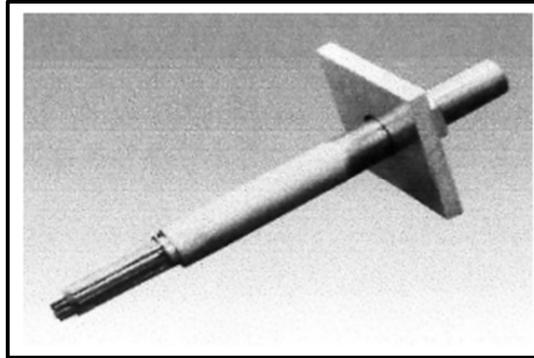


Figure 3-16. Exemple de câble composite [33].

Tableau 3-5. Performance du câble composite

Caractéristiques	Spécifications
Matrice	Epoxyde
Fibre de carbone (%)	65
Module d'Young (GPa)	147
Résistance à la rupture (MPa)	2250
Allongement à la rupture (%)	1.5
Densité	1.6
Pourcentage de relaxation (%)	2 à 3
Coefficient de dilatation thermique ( $^{\circ}\text{C}^{-1}$ )	$6.8 \times 10^{-6}$

### 3.4 Suivi des ponts après renforcement par CFRP

Parmi la deuxième famille des méthodes d'évaluation non destructives des ouvrages en béton, celles appelées "méthodes d'auscultation structurelles". Ces méthodes peuvent être : Globales (topométrie, déformations globales), qui donnent un aperçu global sur la structure, Semi-globales, telle que la courburemétrie, les méthodes locales (extensométrie, fissurométrie, contraintes), ou bien les méthodes de mesure de forces (réactions d'appui, précontrainte, câbles, etc). Les techniques d'auscultation diffèrent suivant la nature des désordres constatés, mais les choix sont guidés par l'idée que l'on peut se faire des causes probables de la pathologie constatée. Une auscultation efficace doit permettre d'apprécier la qualité des matériaux en place et de caractériser le mode de fonctionnement actuel de la structure. L'évaluation des matériaux

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

s'appuie à la fois sur des études et analyses sur prélèvements et sur des méthodes physiques d'examen en place.

Les moyens permettant de caractériser le fonctionnement de la structure sont aussi très variés, et il est souvent nécessaire d'en associer plusieurs lors d'une même intervention. Il s'agit principalement de mesures topographiques ou géométriques (évolution du nivellement, mesure de déformation générale ou de déplacement sous chargement), de mesures directes de forces ou de mesures locales de fonctionnement [34].

Le but de l'auscultation structurelle des ouvrages est d'offrir un conseil et des moyens d'investigation permettant de diagnostiquer l'état d'une structure, de façon à ensuite prendre les mesures adéquates dans les domaines suivants :

- Les essais de charge statiques et dynamiques permettent de connaître précisément le comportement d'une structure. La comparaison avec les caractéristiques d'autres ouvrages similaires et avec le comportement calculé par l'ingénieur permettent de tirer les enseignements précieux pour le maître de l'ouvrage.
- Les mesures de vibrations permettent d'évaluer l'impact d'une machine, convoi ou du trafic sur une structure ;
- Les mesures à long terme sont un des points forts de l'équipe d'auscultation des ouvrages. Plus d'une dizaine d'années d'expérience dans ce domaine, avec notamment la mise au point d'un système de pots hydrostatiques, ainsi que le suivi à long terme d'une dizaine de ponts font que ce domaine est particulièrement bien maîtrisé.
- Le domaine en plein développement des structures intelligentes prendra sans doute une importance croissante à l'avenir. C'est dans ce but qu'un système novateur de mesure des déformations en continu par le moyen d'inclinomètres est en développement. Les premières mesures effectuées démontrent la faisabilité d'un tel système.

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

- La recherche est également un point fort de l'équipe d'auscultation des ouvrages. Cela tant pour le développement de méthodes d'investigation ou de mesure que pour l'interprétation des résultats d'essais acquis au cours de nombreuses années [35].

### 3.5 Comportement dynamique des ponts renforcés

De nos jours, les analyses modales opérationnelles (AMO) sont très populaires dans le domaine de génie civil, car les tests ne sont pas chers, sont rapides et n'interfèrent pas avec les opérations régulières de la structure. Les paramètres modaux sont représentatifs du comportement actuel de la structure sous ses conditions standards sans le besoin de vibrations supplémentaires. Les vibrations présentes naturellement dans la structure sont causées par la charge ambiante opérationnelle qui est causée par le vent, le trafic des alentours ou les activités humaines. De plus, ses sortes de vibrations minuscules trouvées dans les conditions opérationnelles exigent l'utilisation de capteurs ultra-sensibles et d'une chaîne de mesures de haute performance. Le but des AMOS est d'estimer les propriétés dynamiques des systèmes linéaires et invariants dans les temps uniquement basés sur les données de la réponse dynamique. Ainsi, les charges environnementales et opérationnelles inconnues jouent un rôle fondamental dans le test et l'analyse modale subséquente. Bien que l'excitation environnementale soit avantageuse lors des tests de grandes structures, l'acquisition et surtout le traitement des données exige l'attention supplémentaire pour effectuer un test de vibrations ambiantes pertinent et précis.

Il y a un grand nombre d'algorithmes pour former une analyse modale compréhensive qui fonctionnent dans des domaines spécifiques comme le domaine de temps, le domaine de fréquences et la combinaison des deux. Dans le domaine de fréquences, la technique la plus commune est la Décomposition du Domaine de Fréquences (DDF) qui est capable d'extraire la fréquence naturelle et la forme des modes de la structure. La technique DDF renforcée (ou DDFR) est une version plus développée de la méthode qui peut identifier davantage les ratios d'amortissement. Les recherches démontrent que les modes fermés, le faible rapport signal à bruit est dur à détecter avec les méthodes de DDF. Par conséquent, l'application d'une méthode robuste dans le domaine du temps est nécessaire pour détecter les modes peu importe leurs

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

caractéristiques. La méthode robuste la plus commune dans le domaine du temps s'appelle l'Indentification de Sous-espaces Stochastique (ISS).

### 3.5.1 Test de vibration ambiante

L'évaluation des paramètres dynamiques de l'ouvrage par les essais de vibrations ambiantes ont été menés comme suit :

- Choix du modèle et vérification de la conformité des plans de génie civil ;
- Prise en compte des caractéristiques mécaniques des matériaux ;
- Enregistrement de la réponse de la structure aux vibrations ambiantes ;
- Traitement des enregistrements et détermination des fréquences propres de la structure ;
- Analyse modale du modèle d'éléments finis dans le but d'optimiser les schémas d'instrumentation des essais de vibrations ambiantes en se basant sur l'identification des formes modales analytiques.

Afin d'effectuer les vibrations ambiantes, on a procédé à des enregistrements de bruits de fond à l'aide d'une station d'enregistrement, en plus de sismomètres. La station peut enregistrer simultanément les signaux des capteurs utilisés. Les capteurs sont équipés de 3 composantes : une composante verticale, et deux composantes horizontales perpendiculaires entre elles.

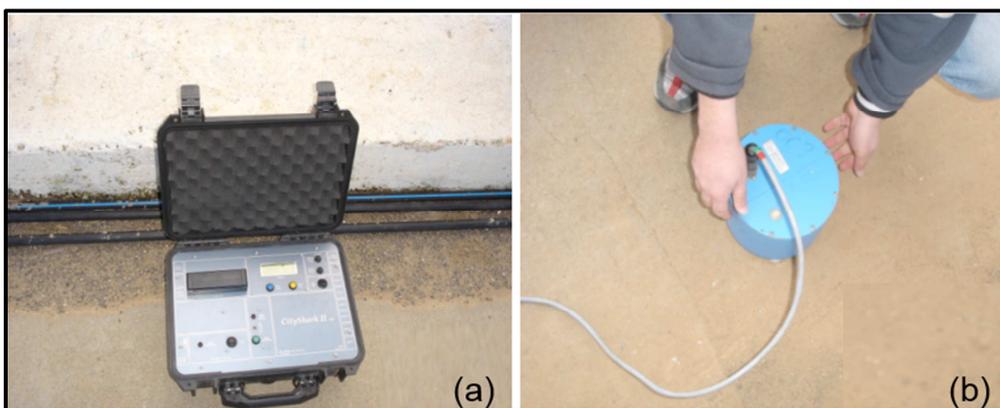


Figure 3-17. (a) Exemple d'une Station (City Shark), (b) Exemple d'un Sismomètre (Lennartz) [1].

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

Les mesures des fréquences propres sont effectuées sur le pont avant et après application des fibres de carbone lors de sa réparation. L'objet de ce test dynamique est de déterminer les modes de vibration les plus prépondérantes d'une part et de voir l'influence des composites plaqués sur les poutres pour le comportement du pont d'autre part.

L'emplacement des sismomètres se fait en générale sur la base des résultats qu'on trouve (positions plus défavorables), après une modélisation du pont. ABDESSEMED [1] dans son travail de thèse en 2011 a procédé comme suit : il a placé tout d'abord deux sismomètres C1 et C2 sur les deux trottoirs et à l'axe transversal du pont, puis il a placé deux autres sismomètres C3 et C4 distants de six mètres des deux premiers.

Les résultats expérimentaux trouvés se distinguent de deux aspects, aspect accélération-temps, et aspect fréquence-amplitude. Par le biais de ces résultats, on aura une réponse sur l'influence du renforcement par matériaux composites de la structure sur son comportement dynamique vis-à-vis de sa fréquence et son amplitude de vibration.

### **3.5.1.1 Diagrammes Accélérations-Temps**

Les capteurs de référence (C1 ou C2) donnent les valeurs les plus défavorables dans leurs trois directions. La figure 3-18 donne les accélérations et les fréquences records avant et après réparation de l'ouvrage.

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

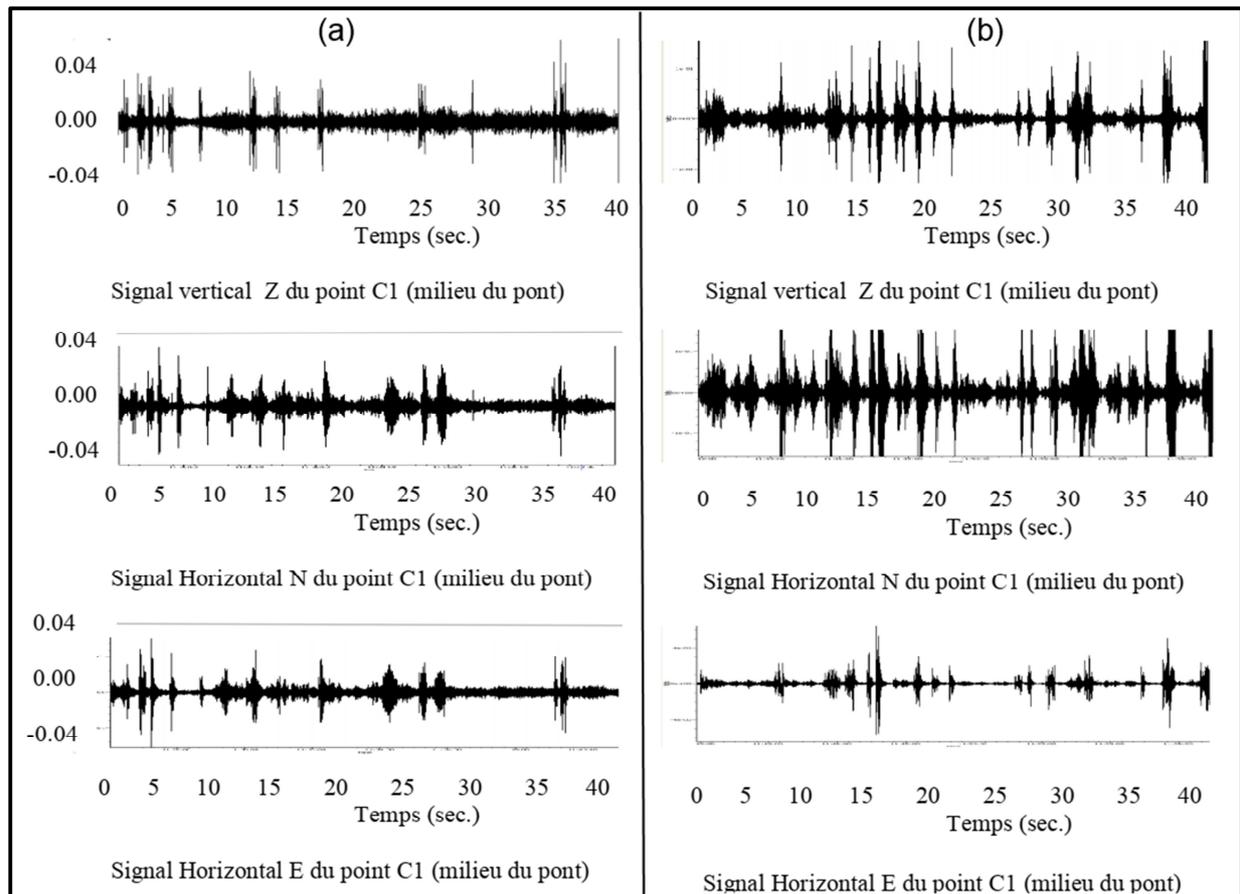


Figure 3-18. Accélérations avant renforcement en (a), et Accélérations après renforcement en (b) [1]

Les signaux verticaux et horizontaux des vibrations des ouvrages, avant et après leur réhabilitation, par matériaux composites CFRP, donnent toujours une nette réduction des amplitudes des vibrations, et par conséquent un amortissement de l'ouvrage, c'est l'une des caractéristiques fondamentales des fibres de carbone CFRP. Cependant, lorsque la réhabilitation de la structure est alternée par un ajout de matière (chemisage) plus un renforcement additif par CFRP, la variation par excès de la masse sur cette structure donne une augmentation des amplitudes de résonance allant de 7.5 jusqu'au 33%.

### 3.5.1.2 Diagrammes Amplitude-fréquence

Les variations des valeurs des fréquences propres prépondérantes avant et après réparation sont légères d'après la figure 3-19 concernant les cas les plus défavorables des résultats trouvées. Cette figure montre, pour le capteur C1, que le mode de vibration horizontal (E) est prépondérant avant réparation, tandis que pour celui après réparation le mode de vibration horizontal (N) est le prépondérant.

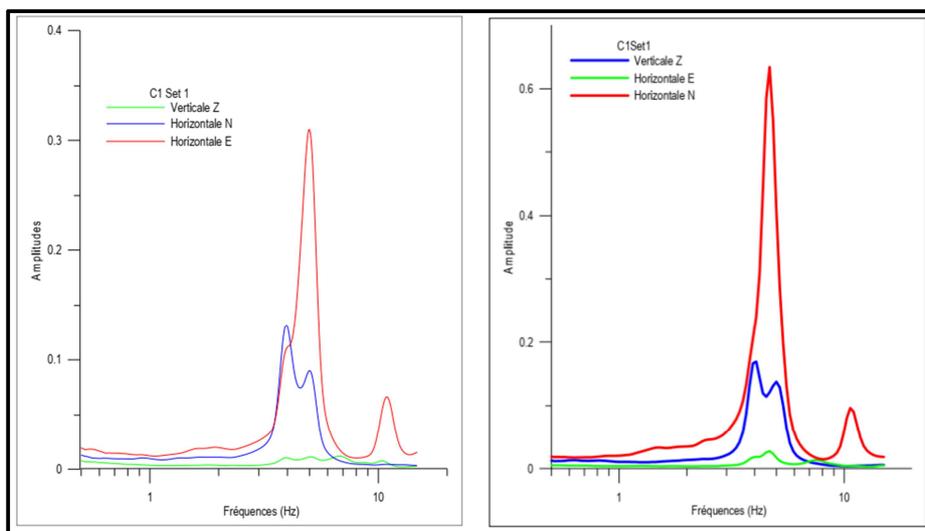


Figure 3-19. Fréquences verticale (Z) et horizontales (N) et (E) du capteur C1 au milieu du pont avant et après réparation [1].

Pour les trois autres capteurs, nous invitons le lecteur à consulter le travail de ABDESSEMED [1] qui donne plus de détails et d'explication sur le test dynamique réalisé in-situ.

En réalité, les matériaux composites à base de fibres de carbone collés influent par excès sur les fréquences propres des modes prépondérants des ouvrages d'art en béton renforcés, avec des pourcentages allant jusqu'à 8%, et cela est due éventuellement à la variation de la rigidité  $k$  de la structure (puisque'il y a une proportionnalité entre les fréquences propres  $f$  et la rigidité  $k$ ) [36, 37]. Tandis que les ponts endommagés puis réhabilités par ajout de béton tels que le chemisage donnent, pendant leur évaluation des fréquences qui varient selon le mode de vibration. En effet des lectures approfondies montrent que la fréquence du pont diminue après sa réparation pour le

## Chapitre 3 : Types de dégradations de pont et renforcement par matériaux composites

---

mode de fléchissements verticaux (Z) (l'augmentation de la masse du pont diminue la fréquence  $f$ ), tandis que les modes horizontaux (X et Y) et mode de torsion influent directement et proportionnellement par rapport à la fréquence de la structure [38].

### 3.6 Conclusion

Nous avons consacré ce chapitre à la présentation des différents types de dégradations qui touchent les tabliers et les appuis de pont, car le béton et l'acier dans leur environnement, subissent de nombreuses agressions physiques, mécaniques et chimiques qui engendrent leur dégradation. Chose qui nous mène à utiliser des techniques de renforcement par composites, et l'ouvrage sera l'objet de suivi après renforcement par CFRP comme dans notre cas d'étude. Nous avons aussi présenté le comportement dynamique de ponts renforcés à travers les tests de vibration ambiante.



## **Chapitre 4**

# **Analyse numérique par MEF et choix du logiciel**

## Chapitre 4

### Analyse numérique par MEF et choix du logiciel

Dans ce chapitre, nous présentons en détail une description sommaire de la procédure de modélisation en 3D par éléments finis linéaire sous ABAQUS des poutres en béton armé renforcées par des plaques en composite de type CFRP. Nous abordons les lois de comportement des différents matériaux contribuant au renforcement de notre poutre soumise à une flexion à quatre points. Le CFRP est orienté parallèlement à l'axe de l'élément (axialement), son collage sur une ou plusieurs faces d'un élément joue un rôle similaire à celui d'armatures longitudinales supplémentaires.

#### 4.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique pour résoudre des problèmes d'ingénierie et de physique mathématique. Les problèmes typiques d'intérêt en ingénierie et en physique mathématique qui peuvent être résolus par l'utilisation de la méthode des éléments finis comprennent l'analyse structurelle, le transfert de chaleur, l'écoulement des fluides, le transport de masse et le potentiel électromagnétique. Pour les problèmes impliquant des géométries, des chargements et des propriétés de matériaux complexes, il n'est généralement pas possible d'obtenir des solutions mathématiques analytiques. Les solutions analytiques sont celles données par une expression mathématique qui donne les valeurs des quantités inconnues souhaitées à n'importe quel endroit dans un corps et sont donc valables pour un nombre infini d'endroits dans le corps. Ces solutions analytiques nécessitent généralement la solution d'équations différentielles ordinaires ou partielles, qui, en raison des géométries, des chargements et des propriétés des matériaux compliqués, ne sont généralement pas disponibles. Par conséquent, nous devons nous appuyer sur des méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis, pour des

solutions acceptables. La formulation par éléments finis du problème aboutit à un système d'équations algébriques simultanées pour la solution, plutôt que d'exiger la solution d'équations différentielles. Ces méthodes numériques donnent des valeurs approximatives des inconnues à des nombres discrets de points dans le continuum. Par conséquent, ce processus de modélisation d'un corps en le divisant en un système équivalent de corps ou d'unités plus petits (éléments finis) interconnectés en des points communs à deux ou plusieurs éléments (points nodaux ou nœuds) et/ou lignes de délimitation et/ou surfaces est appelé discrétisation. Dans la méthode des éléments finis, au lieu de résoudre le problème pour le corps entier en une seule opération, nous formulons les équations pour chaque élément fini et les combinons pour obtenir la solution du corps entier. En bref, la solution aux problèmes structurels se réfère généralement à la détermination des déplacements à chaque nœud et des contraintes au sein de chaque élément constituant la structure soumise aux charges appliquées. Dans les problèmes non structurels, les inconnues nodales peuvent, par exemple, être des températures ou des pressions de fluide dues à des flux thermiques ou fluides.

### 4.1.1 Bref historique

Cette section présente un bref historique de la méthode des éléments finis telle qu'appliquée aux domaines structurels et non structurels de l'ingénierie et à la physique mathématique. Les références citées ici sont destinées à compléter cette courte introduction au contexte historique. Le développement moderne de la méthode des éléments finis a commencé dans les années 1940 dans le domaine de l'ingénierie des structures avec les travaux de Hrennikoff [39] en 1941 et McHenry [40] en 1943, qui ont utilisé un réseau d'éléments linéaires (unidimensionnels) (barres et poutres) pour la solution des contraintes dans les solides continus. Dans un article publié en 1943 mais peu reconnu depuis de nombreuses années, Courant [41] propose de mettre en place la solution des contraintes sous une forme variationnelle. Puis il a introduit des fonctions d'interpolation (ou de forme) par morceaux sur des sous-régions triangulaires constituant la région entière comme méthode pour obtenir des solutions numériques approximatives. En 1947, Levy [42] a développé la méthode de la flexibilité ou de la force et, en 1953, ses travaux [43] ont suggéré qu'une autre méthode (la méthode de la rigidité ou du déplacement) pourrait être une alternative prometteuse pour l'analyse des structures d'aéronefs statiquement redondantes.

## Chapitre 4 : Analyse numérique par MEF et choix du logiciel

---

Cependant, ses équations étaient difficiles à résoudre à la main et la méthode n'est devenue populaire qu'avec l'avènement de l'ordinateur numérique à grande vitesse. En 1954, Argyris et Kelsey [44, 45] ont développé des méthodes d'analyse structurale matricielle utilisant des principes énergétiques. Ce développement a illustré le rôle important que les principes énergétiques joueraient dans la méthode des éléments finis.

Le premier traitement des éléments bidimensionnels a été réalisé par Turner et al. [46] en 1956. Ils ont identifié des matrices de rigidité pour les éléments de treillis, les éléments de poutre et les éléments triangulaires et rectangulaires bidimensionnels en contrainte plane et ont décrit la procédure communément appelée méthode de rigidité directe pour obtenir la matrice de rigidité totale de la structure. Parallèlement au développement de l'ordinateur numérique à grande vitesse au début des années 1950, les travaux de Turner et al. [46] ont incité à développer davantage les équations de rigidité des éléments finis exprimées en notation matricielle. L'expression élément fini a été introduite par Clough [47] en 1960 lorsque des éléments triangulaires et rectangulaires ont été utilisés pour l'analyse des contraintes planes. Une matrice de rigidité des éléments de flexion d'une plaque plate rectangulaire a été développée par Melosh [48] en 1961. Cela a été suivi par le développement de la matrice de rigidité des éléments de flexion d'une coque incurvée pour les coques axisymétriques et les récipients sous pression par Grafton et Strome [49] en 1963. L'extension de la méthode des éléments finis aux problèmes tridimensionnels avec le développement d'une matrice de rigidité tétraédrique a été réalisée par Martin [50] en 1961, par Gallagher et al. [51] en 1962, et par Melosh [52] en 1963. Des éléments tridimensionnels supplémentaires ont été étudiés par Argyris [53] en 1964. Le cas particulier des solides axisymétriques a été considéré par Clough et Rashid [54] et Wilson [55] en 1965. La plupart des travaux sur les éléments finis jusqu'au début des années 1960 traitaient des petites déformations et des petits déplacements, du comportement élastique des matériaux et des chargements statiques. Cependant, les grandes déformations et l'analyse thermique ont été prises en compte par Turner et al. [56] en 1960 et les non-linéarités matérielles de Gallagher et al. [51] en 1962, alors que les problèmes de flambement ont été initialement traités par Gallagher et Padlog [57] en 1963. Zienkiewicz et al. [58] ont étendu la méthode aux problèmes de viscoélasticité en 1968. En 1965, Archer [59] a considéré l'analyse dynamique dans le développement de la matrice de masse

cohérente, qui est applicable à l'analyse des systèmes à masse distribuée tels que les barres et les poutres dans l'analyse structurelle. Avec la réalisation de Melosh [52] en 1963 que la méthode des éléments finis pouvait être établie en termes de formulation variationnelle, elle a commencé à être utilisée pour résoudre des applications non structurelles. Les problèmes de terrain, tels que la détermination de la torsion d'un arbre, l'écoulement des fluides et la conduction de la chaleur, ont été résolus par Zienkiewicz et Cheung [60] en 1965, Martin [61] en 1968 et Wilson et Nickel [62] en 1966.

Une extension supplémentaire de la méthode a été rendue possible par l'adaptation des méthodes résiduelles pondérées, d'abord par Szabo et Lee [63] en 1969 pour établir les équations d'élasticité précédemment connues utilisées en analyse structurelle, puis par Zienkiewicz et Parekh [64] en 1970 pour les problèmes de champs transitoires. Il a alors été reconnu que lorsque les formulations directes et les formulations variationnelles sont difficiles ou impossibles à utiliser, la méthode des résidus pondérés peut parfois être appropriée. Par exemple, en 1977, Lyness et al. [65] ont appliqué la méthode des résidus pondérés à la détermination du champ magnétique. En 1976, Belytschko [66, 67] a examiné les problèmes associés au comportement dynamique non linéaire en grands déplacements et a amélioré les techniques numériques pour résoudre les systèmes d'équations résultants. Depuis le début des années 1950 jusqu'à nos jours, d'énormes progrès ont été réalisés dans l'application de la méthode des éléments finis pour résoudre des problèmes d'ingénierie complexes. Les ingénieurs, mathématiciens et autres scientifiques continueront sans aucun doute à développer de nouvelles applications. Pour une bibliographie complète sur la méthode des éléments finis, consulter les travaux de Kardestuncer [68], Clough [69] ou Noor [70].

### **4.1.2 Étapes générales de la méthode des éléments finis**

Nous présentons maintenant les étapes, ainsi que les explications nécessaires utilisées dans la formulation de la méthode des éléments finis et la résolution d'un problème structurel. Le but de la présentation de ces étapes générales maintenant est d'exposer la procédure généralement suivie dans une formulation d'éléments finis d'un problème. Il faut savoir que l'analyste doit prendre des décisions concernant la division de la structure ou du continuum en éléments finis et la sélection

du ou des types d'éléments à utiliser dans l'analyse (étape 1), les types de charges à appliquer et les types de conditions aux limites. Les autres étapes, 2 à 7, sont réalisées automatiquement par un programme informatique.

### 4.1.2.1 Etape 1 : Discrétiser et sélectionner les types d'éléments

L'étape 1 consiste à diviser le corps en un système équivalent d'éléments finis avec des nœuds associés et à choisir le type d'élément le plus approprié pour modéliser au plus près le comportement physique réel. Le nombre total d'éléments utilisés et leur variation de taille et de type dans un corps donné sont principalement des questions de jugement technique. Les éléments doivent être suffisamment petits pour donner des résultats utilisables et suffisamment grands pour réduire l'effort de calcul. Les petits éléments (et éventuellement des éléments d'ordre supérieur) sont généralement souhaitables lorsque les résultats changent rapidement, comme lorsque des changements de géométrie se produisent; de grands éléments peuvent être utilisés lorsque les résultats sont relativement constants. Le corps discrétisé ou maillage est souvent créé avec des programmes de génération de maillage ou des programmes de préprocesseur disponibles pour l'utilisateur. Le choix des éléments utilisés dans une analyse par éléments finis dépend de la composition physique du corps dans des conditions de charge réelles et de la proximité du comportement réel que l'analyste souhaite que les résultats soient. Le jugement concernant la pertinence des idéalizations à une, deux ou trois dimensions est nécessaire. De plus, le choix de l'élément le plus approprié pour un problème particulier est l'une des tâches majeures qui doit être effectuée par le concepteur/analyste. Les éléments couramment utilisés dans la pratique sont illustrés à la figure 4-1.

Les éléments de ligne principaux (Figure 4-1(a)) sont constitués d'éléments de barre (ou treillis) et de poutre. Ils ont une section transversale mais sont généralement représentés par des segments de ligne. En général, la section transversale à l'intérieur de l'élément peut varier. Ces éléments sont souvent utilisés pour modéliser des treillis et des structures d'ossature. L'élément de ligne le plus simple (appelé élément linéaire) a deux nœuds, un à chaque extrémité, bien que les éléments d'ordre supérieur ayant trois nœuds (Figure 4-1(a)) ou plus (appelés éléments quadratiques, cubiques, etc.) aussi existent. Les éléments de base bidimensionnels (ou plans) (Figure 4-1(b)) sont chargés par des forces dans leur propre plan (conditions de contraintes ou de déformations

## Chapitre 4 : Analyse numérique par MEF et choix du logiciel

planes). Ce sont des éléments triangulaires ou quadrilatères. Les éléments bidimensionnels les plus simples ont uniquement des nœuds d'angle (éléments linéaires) avec des côtés droits ou des frontières, bien qu'il existe également des éléments d'ordre supérieur, généralement avec des nœuds médians (Figure 4-1(b)) (appelés éléments quadratiques) et côtés courbés. Les éléments peuvent avoir des épaisseurs variables partout ou être constantes. Ils sont souvent utilisés pour modéliser un large éventail de problèmes d'ingénierie.

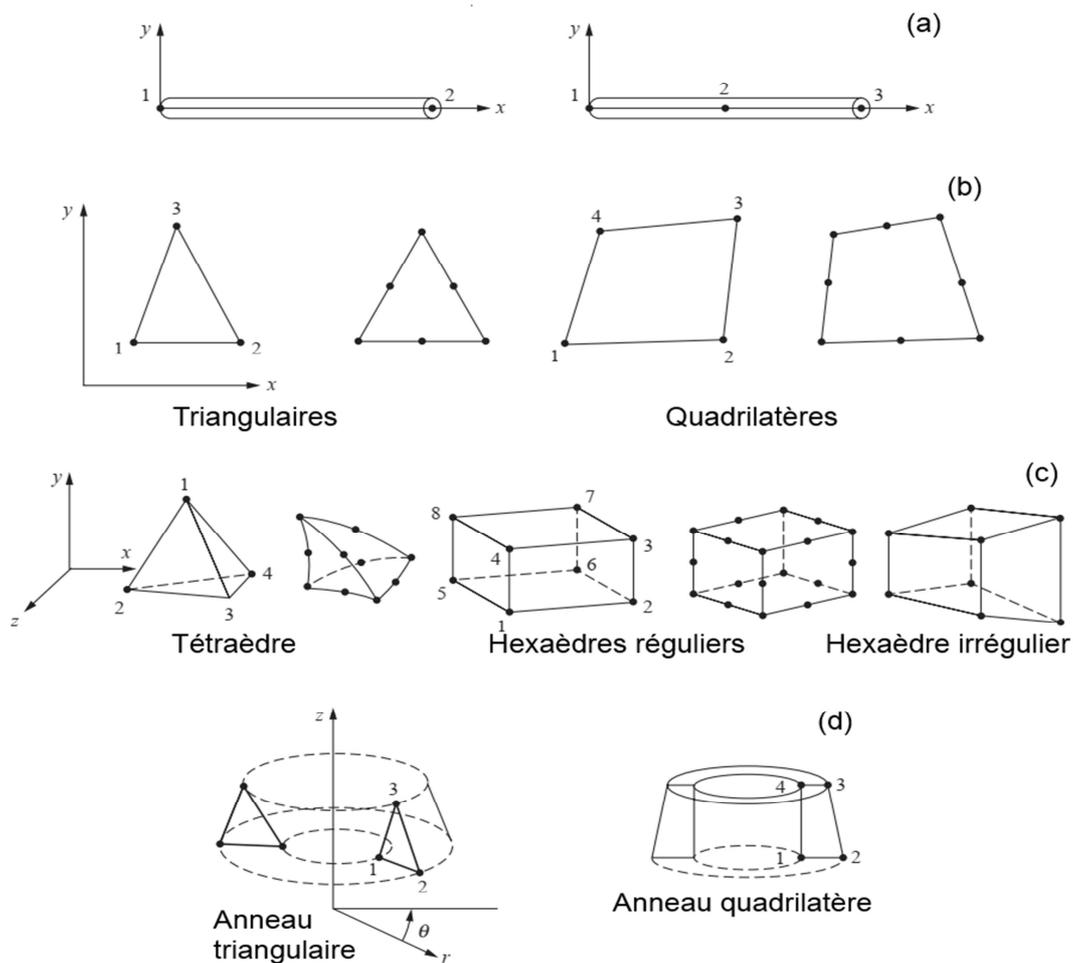


Figure 4-1. Différents types d'éléments finis simples d'ordre le plus bas avec des nœuds d'angle uniquement et des éléments d'ordre supérieur avec des nœuds intermédiaires .

Les éléments tridimensionnels les plus courants (Figure 4-1(c)) sont les éléments tétraédriques et hexaédriques ; ils sont utilisés lorsqu'il devient nécessaire d'effectuer une analyse tridimensionnelle des contraintes. Les éléments tridimensionnels de base ont des nœuds d'angle

uniquement et des côtés droits, tandis que les éléments d'ordre supérieur avec des nœuds médians ont des surfaces courbées pour leurs côtés. L'élément axisymétrique (Figure 4-1(d)) est développé en faisant tourner un triangle ou un quadrilatère autour d'un axe fixe situé dans le plan de l'élément sur 360°. Cet élément peut être utilisé lorsque la géométrie et le chargement du problème sont axisymétriques.

### 4.1.2.2 Etape 2 : Sélection d'une fonction de déplacement

L'étape 2 consiste à choisir une fonction de déplacement dans chaque élément. La fonction est définie dans l'élément à l'aide des valeurs nodales de l'élément. Les polynômes linéaires, quadratiques et cubiques sont des fonctions fréquemment utilisées car ils sont simples à utiliser dans la formulation d'éléments finis. Cependant, les séries trigonométriques peuvent également être utilisées. Pour un élément bidimensionnel, la fonction de déplacement est une fonction des coordonnées dans son plan (par exemple, le plan x-y). Les fonctions sont exprimées en termes d'inconnues nodales (dans le problème bidimensionnel, en termes d'une composante x et d'une composante y). La même fonction de déplacement générale peut être utilisée à plusieurs reprises pour chaque élément. Par conséquent, la méthode des éléments finis est celle dans laquelle une quantité continue, telle que le déplacement dans tout le corps, est approximée par un modèle discret composé d'un ensemble de fonctions continues par morceaux définies dans chaque domaine fini ou élément fini.

### 4.1.2.3 Etape 3 : Définir les relations déformation-déplacement et contrainte-déformation

Les relations déformation/déplacement et contrainte/déformation sont nécessaires pour dériver les équations de chaque élément fini. Dans le cas d'une déformation unidimensionnelle, disons dans la direction  $x$ , nous avons une déformation  $\varepsilon_x$  liée au déplacement  $u$  par

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} \quad (4-1)$$

pour les petites déformations. De plus, les contraintes doivent être reliées aux déformations par l'intermédiaire de la loi contrainte/déformation - généralement appelée loi de comportement. La capacité à définir avec précision le comportement du matériau est la plus importante pour obtenir

des résultats acceptables. La plus simple des lois contrainte/déformation, la loi de Hooke, qui est souvent utilisée dans l'analyse des contraintes, est donnée par

$$\sigma_x = E \varepsilon_x \quad (4-2)$$

où  $\sigma_x$  est la contrainte dans la direction  $x$  et  $E$  est le module d'élasticité.

### 4.1.2.4 Etape 4 : Identifier les éléments de la matrice de rigidité et les équations

Initialement, le développement des matrices de rigidité des éléments et des équations des éléments était basé sur le concept des coefficients d'influence de la rigidité, ce qui présuppose une formation en analyse structurelle. Nous présentons maintenant des méthodes alternatives qui ne nécessitent pas ce contexte particulier.

#### Méthode d'équilibre direct ou de rigidité

Selon cette méthode, la matrice de rigidité et les équations d'éléments reliant les forces nodales aux déplacements nodaux sont obtenues en utilisant les conditions d'équilibre des forces pour un élément de base, ainsi que les relations force/déformation. Étant donné que cette méthode est plus facilement adaptable aux éléments linéaires ou unidimensionnels.

#### Méthodes de travail ou d'énergie

Pour développer la matrice de rigidité et les équations pour les éléments bidimensionnels et tridimensionnels, il est beaucoup plus facile d'appliquer une méthode de travail ou d'énergie [71]. Le principe du travail virtuel (utilisant des déplacements virtuels), le principe de l'énergie potentielle minimale et le théorème de Castigliano sont des méthodes fréquemment utilisées dans le but d'établir les équations d'éléments. Le principe du travail virtuel est applicable à tout comportement de matériau, tandis que le principe de l'énergie potentielle minimale et le théorème de Castigliano ne sont applicables qu'aux matériaux élastiques. De plus, le principe du travail virtuel peut être utilisé même lorsqu'une fonction potentielle n'existe pas. Cependant, les trois principes donnent des équations d'éléments identiques pour les matériaux élastiques linéaires ; ainsi, la méthode à utiliser pour ce type de matériau dans l'analyse structurelle est en grande partie une question de commodité et de préférence personnelle. Dans le but d'étendre la méthode des éléments finis en dehors du domaine de l'analyse des contraintes structurelles, une

fonctionnelle (une fonction d'une autre fonction ou une fonction qui prend des fonctions comme argument) analogue à celle à utiliser avec le principe de l'énergie potentielle minimale est tout à fait utile pour identifier la matrice de rigidité des éléments et les équations. Par exemple, laissant  $\pi$  dénoter la fonctionnelle et  $f(x, y)$  désigne une fonction  $f$  de deux variables  $x$  et  $y$ , on a alors  $\pi = \pi(f(x, y))$ , où  $\pi$  est une fonction de la fonction  $f$ . Une forme plus générale d'une fonctionnelle dépendant de deux variables indépendantes  $u(x, y)$  et  $v(x, y)$ , où les variables indépendantes sont  $x$  et  $y$  en coordonnées cartésiennes, est donnée par

$$\pi = \iint F(x, y, u, v, u_x, u_y, v_x, v_y, u_{xx}, \dots, v_{yy}) dx dy \quad (4-3)$$

où la virgule précédant les indices  $x$  et  $y$  indique une différenciation par rapport à  $x$  ou  $y$ , c'est-à-dire,  $u_x = \frac{\partial u}{\partial x}$ , etc.

### Méthodes des résidus pondérés

Les méthodes des résidus pondérés sont utiles pour développer les équations des éléments ; la méthode de Galerkin est particulièrement populaire. Ces méthodes donnent les mêmes résultats que les méthodes énergétiques partout où les méthodes énergétiques sont applicables. Ils sont particulièrement utiles lorsqu'une fonction telle que l'énergie potentielle n'est pas facilement disponible. Les méthodes des résidus pondérés permettent d'appliquer directement la méthode des éléments finis à toute équation différentielle. L'utilisation de l'une des méthodes décrites ci-dessus produira les équations pour décrire le comportement d'un élément. Ces équations sont écrites commodément sous forme matricielle comme

$$\begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \vdots \\ f_n \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \cdots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \cdots & k_{2n} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & \cdots & k_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & k_{n3} & \cdots & k_{nn} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ \vdots \\ d_n \end{Bmatrix} \quad (4-4)$$

Où  $\mathbf{f}$  est le vecteur des forces nodales des éléments,  $[k]$  est la matrice de rigidité des éléments (normalement carrée et symétrique) et  $\mathbf{d}$  est le vecteur des déplacements généralisés,  $n$ . Ici, les déplacements généralisés peuvent inclure des quantités telles que les déplacements réels, les pentes ou même les courbures.

### 4.1.2.5 Etape 5 : Assembler les équations d'éléments pour obtenir les équations globales ou totales et introduire des conditions aux limites

Dans cette étape, les équations d'équilibre nodal des éléments individuels générées à l'étape 4 sont assemblées dans les équations d'équilibre nodal globales. Une autre méthode de superposition plus directe (appelée méthode de rigidité directe), dont la base est l'équilibre des forces nodales, peut être utilisée pour obtenir les équations globales pour l'ensemble de la structure. Implicite dans la méthode de rigidité directe est le concept de continuité, ou de compatibilité, qui exige que la structure reste ensemble et qu'aucune déchirure ne se produise à l'intérieur de la structure. L'équation finale assemblée ou globale écrite sous forme matricielle est

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (4-5)$$

où  $F$  est le vecteur des forces nodales globales,  $[K]$  est la matrice de rigidité globale ou totale de la structure (pour la plupart des problèmes, la matrice de rigidité globale est carrée et symétrique) et  $d$  est maintenant le vecteur des déplacements généralisés. On peut montrer qu'à ce stade, la matrice de rigidité globale  $K$  est une matrice singulière car son déterminant est égal à zéro. Pour supprimer ce problème de singularité, nous devons invoquer certaines conditions aux limites (ou contraintes ou supports) afin que la structure reste en place au lieu de se déplacer comme un corps rigide. À ce stade, il suffit de noter que l'invocation de conditions aux limites ou d'appui entraîne une modification de l'équation globale. Nous soulignons également que les charges connues appliquées ont été prises en compte dans la matrice de force globale  $F$ .

### 4.1.2.6 Etape 6 : Résoudre les déplacements généralisés

L'équation précédente, modifiée pour tenir compte des conditions aux limites, est un ensemble d'équations algébriques simultanées qui peuvent être écrites sous forme de matrice développée comme

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & \cdots & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & \cdots & K_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{n3} & \cdots & K_{nn} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ \vdots \\ d_n \end{Bmatrix} \quad (4-6)$$

où maintenant  $n$  est le nombre total de degrés de liberté nodaux inconnus de la structure. Ces équations peuvent être résolues en utilisant une méthode d'élimination (comme la méthode de Gauss) ou une méthode itérative (comme la méthode de Gauss-Seidel).

### **4.1.2.7 Etape 7 : Résoudre les déformations et les contraintes des éléments**

Pour le problème d'analyse des contraintes structurelles, des quantités secondaires importantes de déformation et de contrainte (ou de moment et de force de cisaillement) peuvent être obtenues car elles peuvent être exprimées directement en termes de déplacements déterminés à l'étape 6. Relations typiques entre déformation et déplacement et entre contrainte et la déformation, comme les deux premières équations pour les contraintes unidimensionnelles données à l'étape 3 peuvent être utilisées.

### **4.1.2.8 Etape 8 : Interpréter les résultats**

L'objectif final est d'interpréter et d'analyser les résultats pour les utiliser dans le processus de conception/analyse. La détermination des emplacements dans la structure où se produisent de grandes déformations et de grandes contraintes est généralement importante pour prendre des décisions de conception/analyse. Les programmes informatiques du post-processeur aident l'utilisateur à interpréter les résultats en les affichant sous forme graphique.

## **4.2 Choix du logiciel**

Dans la modélisation de la structure par la méthode des éléments finis, il existe actuellement plusieurs logiciels commerciaux : ABAQUS, ANSYS... Le logiciel d'éléments finis idéal avait été défini comme un logiciel qui permettrait une modélisation rapide et aisée d'un problème, allant du simple au complexe. Il est important d'indiquer que l'utilisateur a une idée novatrice de ce qui pourrait être fait, notamment sur le choix du maillage et du type d'éléments qu'il convient d'adapter au problème : le logiciel ne couvre pas tout pour les utilisateurs, à leur tour, doit toujours s'attendre à des solutions approximatives. Nous avons le logiciel Abaqus pour modéliser les poutres RC renforcées par des matériaux composites. Le logiciel Abaqus est composé de deux sous-produits : Abaqus/Standard et Abaqus/explicit. Les avantages d'Abaqus sont la rapidité du

prétraitement, la possibilité de répartir les éléments surfaciques ou les barres comme certains éléments encastrés dans les éléments solides du béton.

### **4.2.1 Abaqus/Standard versus Abaqus/Explicit**

Le choix du sous-produit dépend de la nature du problème statique ou dynamique et de sa complexité. En général, ABAQUS/Standard utilise la méthode implicite qui s'adapte au problème statique. Tandis que l'Abaqus/Explicit utilise la méthode explicite qui s'adapte au problème dynamique ou quasi-statique. Abaqus/Standard utilise une innovation d'arrangement qui est parfaite pour les reprises statiques et dynamiques à basse vitesse où des arrangements de contraintes extrêmement précis sont essentiels. Il est concevable d'examiner un modèle à la fois dans le temps et dans le domaine de la récurrence. Abaqus/Standard est renforcé à l'intérieur de l'Abaqus/CAE affichant l'environnement pour toutes les pré- et post-préparations normales requises. Abaqus/Explicit est un produit d'analyse par éléments finis pour simuler les événements dynamiques transitoires brefs particulièrement bien adaptés tels que l'impact balistique et la résistance aux chocs automobiles. La capacité Abaqus/Explicit est de gérer efficacement le comportement de non-linéarité, par exemple le contact qui le rend extrêmement pour certains cas quasi-statiques, telles que l'écrasement lent des dispositifs absorbant l'énergie et le laminage du métal chaud. Abaqus/Explicit est conçu pour les environnements de production. C'est pourquoi l'efficacité, la facilité d'utilisation et la fiabilité sont les éléments clés de son ingénierie. L'Abaqus/Explicit est pris en charge à l'intérieur de l'Abaqus/CAE requis pour tous les pré- et post-traitements courants requis. À tout moment, les résultats d'une exécution Abaqus/Explicit peuvent être utilisés comme conditions de départ pour la poursuite dans Abaqus/Standard. Il est probable qu'un examen qui commence en Abaqus/Standard puisse se poursuivre en Abaqus/Explicit. L'adaptabilité donnée par cette combinaison permet à Abaqus/Explicit d'être connecté aux parties de l'analyse où une réaction rapide, non linéaire et transitoire a une influence déterminante sur la solution. Alors qu'Abaqus/Standard peut être lié aux parties de l'examen qui sont appropriées à un système d'arrangement compris, par exemple, des examens d'éléments statiques à faible vitesse ou de transport d'état cohérent.

## 4.3 Présentation du modèle

### 4.3.1 Matériaux

#### 4.3.1.1 Béton

Le modèle de plasticité de l'endommagement du béton (CDP) est utilisé pour identifier le comportement du béton. Le modèle suppose qu'il existe deux principaux types de ruptures du béton : fissuration en traction et écrasement en compression. Pour le module d'élasticité du béton, cette valeur peut être déterminée par l'équation de l'Eurocode comme suit :

$$E_{cm} = 22 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (4-7)$$

$$\sigma_c = f_{cm} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] \quad \text{if } \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \leq 1 \quad (4-8)$$

$$\sigma_c = f_{cm} \left[ 1 - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - 1 \right)^2 \right] \quad \text{if } \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \geq 1 \quad (4-9)$$

Le modèle CDP utilisé dans Abaqus est la modification de l'hypothèse Drucker-Prager. La surface d'écoulement (F) est basée sur la fonction d'écoulement donnée par [72] qui est définie par les deux invariants de contrainte. La géométrie est définie dans le plan de déviation à l'aide d'un paramètre d'entrée  $K_c$  (Figure 4-2). La valeur par défaut recommandée dans Abaqus est égale à ( $K_c = 2/3$ ) et donne des résultats fiables [73].

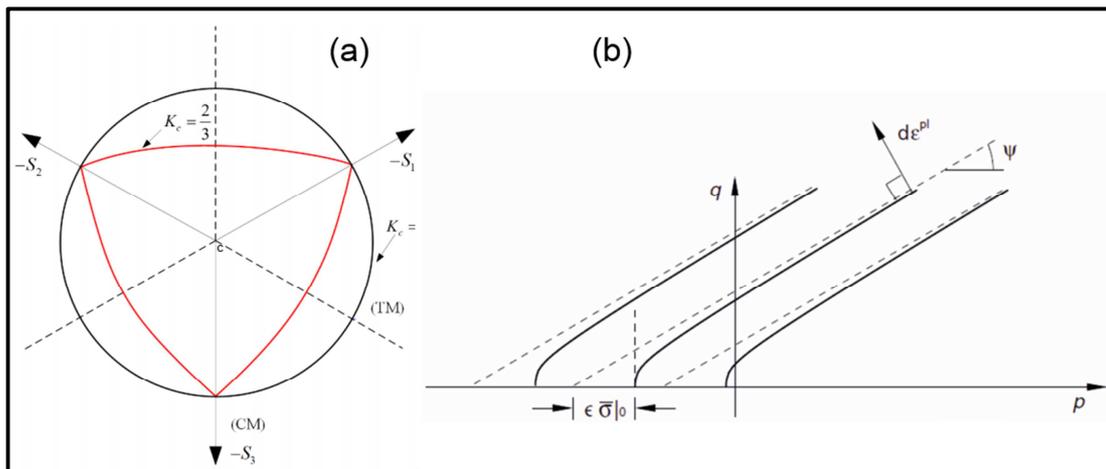


Figure 4-2. Surfaces de rupture dans le plan déviatorique, correspondant à différentes valeurs de  $K_c$  (a) et plusieurs potentiels de flux hyperboliques de Drucker-Prager dans le plan  $p$ - $q$  (b) [74].

## Chapitre 4 : Analyse numérique par MEF et choix du logiciel

Le paramètre  $f_{b0}/f_{c0}$  qui définit la forme de la surface (F) représente le rapport de la résistance en compression biaxiale et de la résistance en compression uniaxiale. Dans cette étude, la valeur  $\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = 1.16$  selon la préconisation en [73]. La relation contrainte-déformation du béton dans le modèle CDP illustré à la figure 4-3.

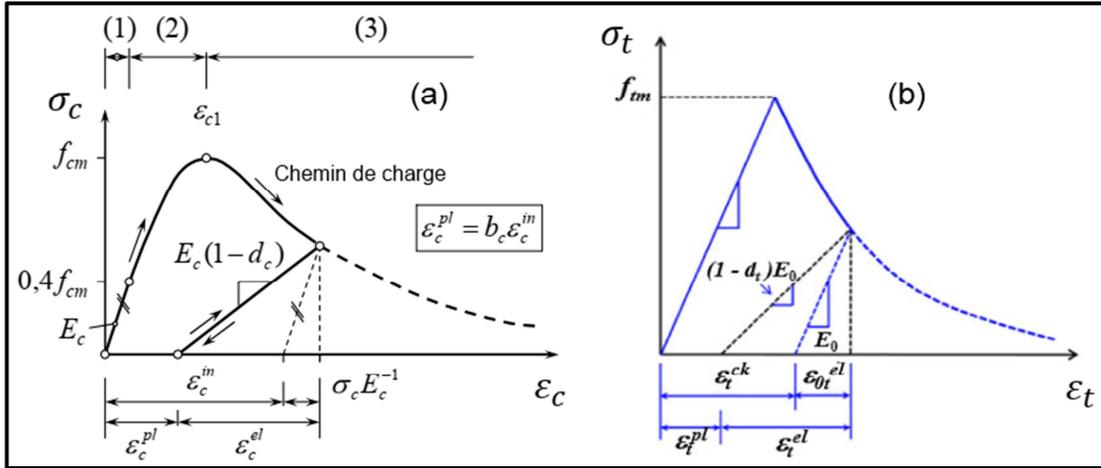


Figure 4-3. Relation contrainte-déformation du béton : (a) compression (b) traction [75].

L'évolution de l'endommagement dû à la compression du béton est liée à la déformation plastique qui est déterminée par la déformation inélastique

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \sigma_c E_c^{-1} \quad (4-10)$$

en utilisant un facteur constant  $b_c$  égal  $0 < b_c \leq 1$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left( \frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (4-11)$$

La valeur de  $b_c$  qui est choisie est égale à  $b_c = 0.7$  [76].

De manière similaire, le paramètre d'endommagement en traction du béton  $b_t$  dépend de la déformation plastique  $\varepsilon_t^{pl}$  et la valeur du paramètre est  $b_t = 0.1$ . Par conséquent, dans la phase de déchargement toutes les courbes de déchargement sont censées revenir approximativement à l'origine, il ne reste que des déformations plastiques microscopiques après déchargement [77].

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_t^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \left( \frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad (4-12)$$

Le tableau suivant regroupe les paramètres du béton

Tableau 4-1. Paramètres du béton

Angle de dilatation	36
Excentricité	0.1
Rapport de résistance biaxiale et uniaxiale en compression	$\frac{f_{b0}}{f_{c0}} = 1.16$
$K_c$	0.667
Paramètre de viscosité	0.01

#### 4.3.1.2 Acier

Le comportement de l'acier dans le modèle numérique est supposé élasto-plastique et identique à la traction comme à la compression. Le module d'Young et la limite d'élasticité sont présentés sur la figure 4-4. Ces valeurs sont utilisées dans le modèle de la méthode des éléments finis. Pour le coefficient de Poisson, une valeur de 0.3 est utilisée. L'interface entre le béton et l'acier est considérée comme parfaite.

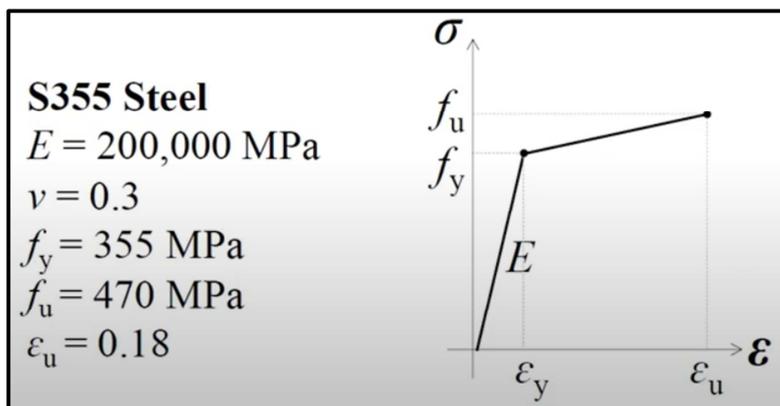


Figure 4-4. Courbe contrainte-déformation pour les armatures en acier.

### 4.3.1.3 Composite

Pour modéliser le comportement du matériau composite, celui-ci est considéré comme un matériau isotrope élastique linéaire jusqu'à rupture. Le type de composite utilisé pour renforcer les poutres est la fibre de carbone bidirectionnelle ou unidirectionnelle.

#### 4.3.1.3.1 Renforcement par lamelle

Le renforcement en flexion d'éléments de pont par CFRP est réalisé en collant des lamelles Sika CarboDur en surface des zones tendues du béton armé, c'est pour ça dans notre cas nous utilisant lamelle Sika CarboDur aux dessous des poutres de pont.

##### 4.3.1.3.1.1 Lamelle Sika Carbodur S1512

Les Sika® CarboDur® S sont des CFRP pultrudés, à base de fibres de carbone noyées dans une matrice époxydique. Ils se présentent sous forme de lamelles préfabriquées en usine, et sont conçus pour le renforcement des structures en béton armé, en béton précontraint, en bois, en maçonnerie, en métal. Les lamelles de Sika® CarboDur® S sont collées sur la structure à renforcer. Les caractéristiques utilisées dans les dimensionnements des lamelles sont basées sur le traitement statistique des valeurs obtenues lors du contrôle qualité permanent assuré en usine.

Tableau 4-2. Propriétés de CarboDur S1512

Module d'élasticité ( $E_c$ )	170000Mpa
Coefficient de poisson ( $\nu$ )	0.3
Densité ( $\delta$ )	1600 Kg/m <sup>3</sup>

#### 4.3.1.3.2 Renforcement par tissu

Les tissus de la gamme SikaWrap sont principalement utilisés en tant que renfort d'éléments de structures travaillant à l'effort tranchant (poutres), à la compression (confinement de poteau). Ils peuvent aussi être utilisés en tant que renfort d'éléments de structures travaillant en flexion (dalles, poutres), c'est pour ça dans notre cas nous utilisant les tissus SikaWrap aux côtés des poutres de pont.

##### 4.3.1.3.2.1 Tissu SikaWrap 600C

## Chapitre 4 : Analyse numérique par MEF et choix du logiciel

---

SikaWrap®-600 C est un tissu de renforcement de structures, à base de fibres de carbone assemblées de façon unidirectionnelle, applicable sur le support après imprégnation préalable. (application dite « humide »). Le tissu dit « lourd » SikaWrap-600 C est un tissu unidirectionnel de fibres de carbone assemblées par couture, applicable après imprégnation préalable du support et du tissu-application dite « par voie humide ».

Tableau 4-3. Propriétés de SikaWrap -600 C

Module d'élasticité ( $E_c$ )	235000Mpa
Coefficient de poisson ( $\nu$ )	0.3
Densité ( $\delta$ )	1800 Kg/m <sup>3</sup>

### 4.3.1.4 Interaction et type d'élément

Un modèle d'interface béton-composite est utilisé dans cette étude pour évaluer le travail composite dans le renforcement en flexion des poutres continues en béton armé. Dans ce modèle, l'interface est modélisée à l'aide de la zone cohésive. La liaison entre le composite et le béton est modélisée avec un comportement cohésif, qui représente le comportement de l'interface composite béton avec la rigidité initiale présentée dans l'équation (4-13). La figure 4-5 montre la loi de comportement bilinéaire de l'interface béton-composite.

$$K_0 = \frac{1}{\frac{t_i}{G_i} + \frac{t_c}{G_c}} \quad (4-13)$$

Où :  $t_i$  est l'épaisseur de la résine,  $t_c$  est l'épaisseur du béton, et  $G_i$ ,  $G_c$  sont respectivement le module de cisaillement de la résine et du béton.

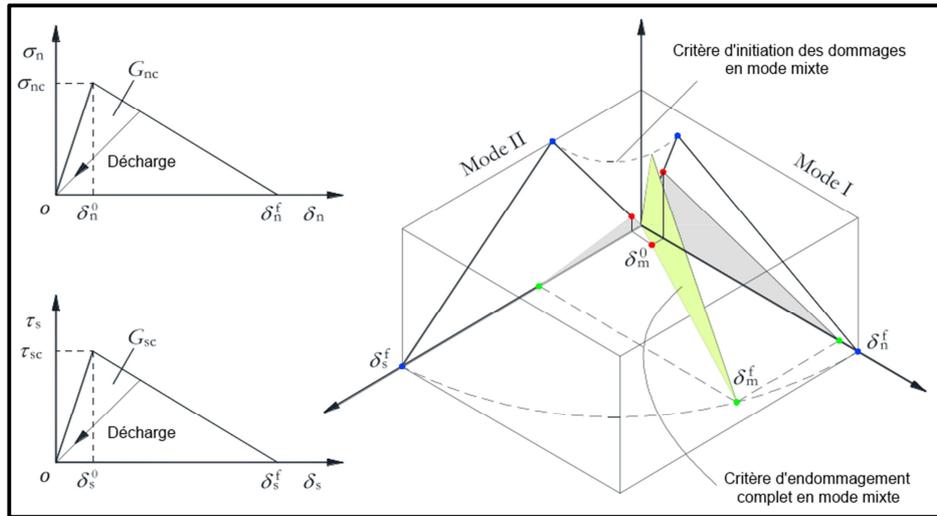


Figure 4-5. Loi de séparation par traction bilinéaire en mode mixte d'une interface cohésive [78, 79].

Dans la Figure 4-5, la relation entre la contrainte de traction et le déplacement effectif de l'ouverture est définie par la rigidité  $K_0$ , la résistance à la traction  $\tau_{sc}$ , le déplacement à la rupture  $\delta_s^f$  et l'énergie de fissuration  $G_{sc}$  qui est égale à la surface de la zone sous la fissure de traction  $K$  courbe de post-fissuration. La contrainte nominale quadratique est utilisée pour indiquer l'endommagement initial de l'interface et présentée dans l'équation suivante :

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{nc}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{sc}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_t}{\tau_{tc}}\right)^2 = 1 \quad (4-14)$$

Où  $\sigma_n$  est la contrainte de traction,  $\tau_s$  et  $\tau_t$  sont les contraintes de cisaillement de l'interface, et  $n$ ,  $s$ ,  $t$  sont les directions des composantes de la contrainte. Les valeurs utilisées dans cette étude pour la résine époxy sont [80]:

$$\sigma_{nc} = 1.81 \text{ MPa}, \quad \tau_{sc} = \tau_{tc} = 1.5 \text{ MPa}$$

et les valeurs pour la résine polyester sont :

$$\sigma_{nc} = 1.5 \text{ MPa}, \quad \tau_{sc} = \tau_{tc} = 1.2 \text{ MPa}$$

L'évolution de l'endommagement de l'interface est exprimée par le terme de la libération d'énergie. La description du modèle est disponible dans la bibliothèque de matériaux Abaqus. La dépendance de l'énergie de rupture au mode mixte est basée sur le critère de rupture indépendant du mode. Pour le béton, de nombreux types d'éléments peuvent être utilisés pour les éléments déformables linéaires 3D. Dans cette étude, l'élément tétraédrique à dix noeuds (C3D10) est

## Chapitre 4 : Analyse numérique par MEF et choix du logiciel

---

utilisé pour le modèle béton. Les armatures métalliques modélisées à l'aide de l'élément de poutre T3D2 et du modèle numérique sont simplifiées et n'ont que des efforts normaux et le composite est modélisé par l'élément 3D linéaire 10 points (C3D10) (figure 4-6).

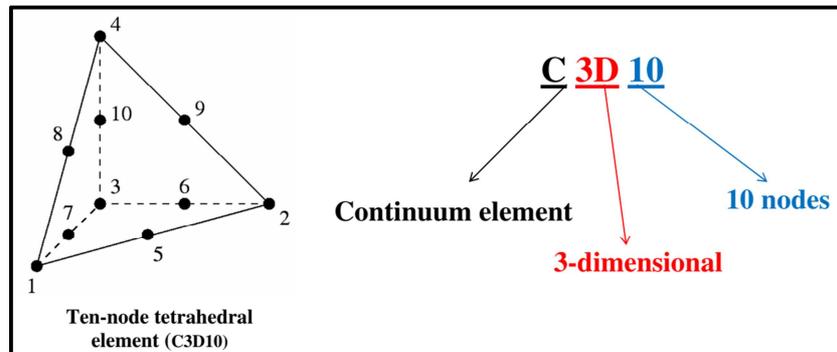


Figure 4-6. Élément tétraédrique à dix nœuds.

L'objectif principal de cette revue est d'explorer numériquement la conduite d'une poutre RC continue renforcée ou fortifiée avec des tôles composites. Le programme numérique appliqué est illustré à la figure 4-7

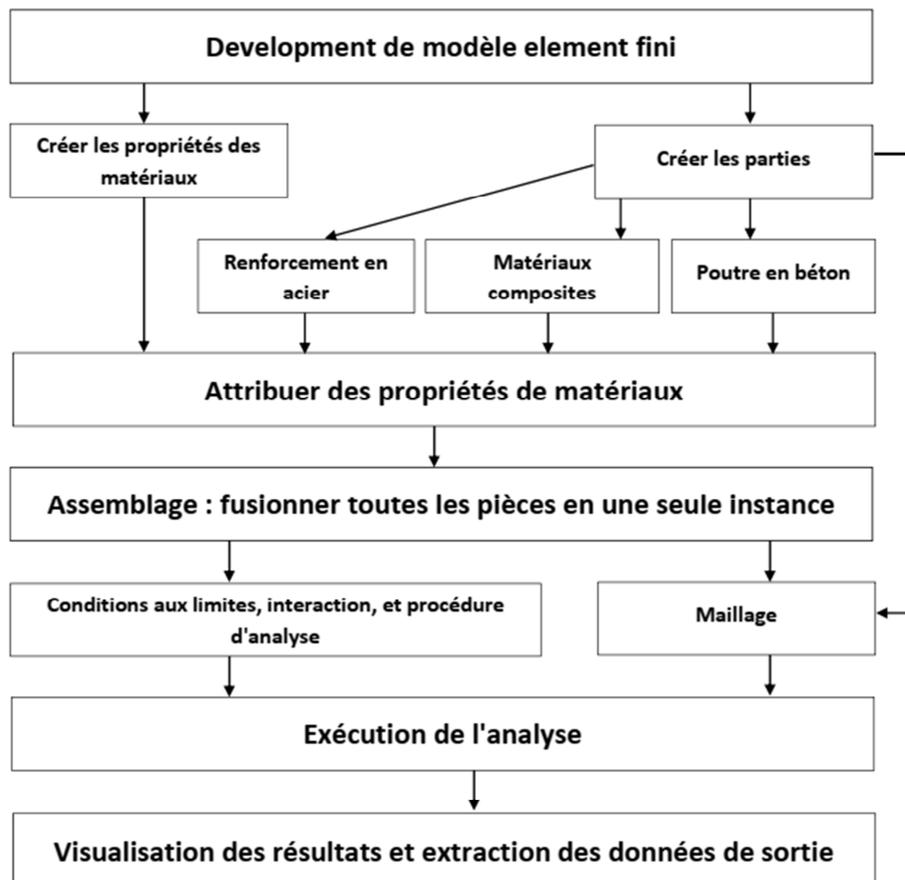


Figure 4-7. Développement d'un modèle d'éléments finis

### 4.4 Conclusion

Nous avons présenté la méthode des éléments finis que nous allons utiliser ensuite dans la partie de modélisation numérique. Nous avons commencé par un bref historique de cette méthode qui est largement utilisé dans le domaine de mécanique des structures en générale et en génie civil en particulier. Ensuite, nous avons présenté les étapes générales de la méthode ainsi que les explications nécessaires utilisées dans la formulation de la méthode des éléments finis et la résolution d'un problème structurel. Nous avons utilisé le logiciel Abaqus pour modéliser les poutres RC renforcées par des matériaux composites, il est composé de deux sous-produits : Abaqus/Standard et Abaqus/explicit.



## **Chapitre 5**

### **Cas d'étude : exemple de calcul**

## Chapitre 5

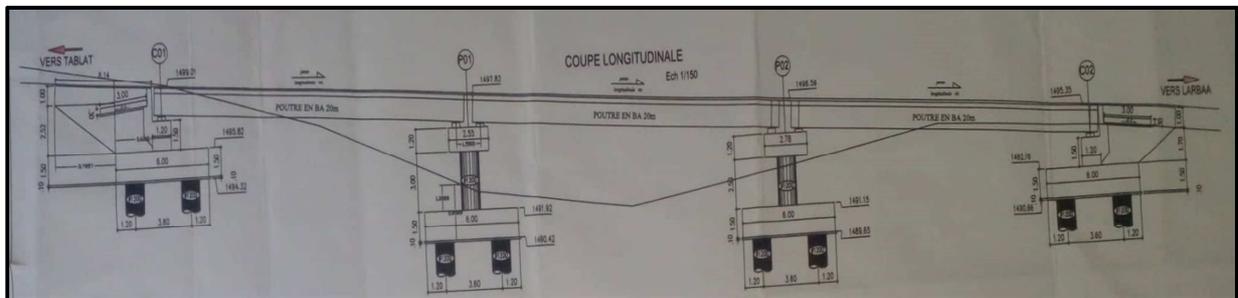
### Cas d'étude : exemple de calcul

Dans ce chapitre, l'étude de la modélisation numérique a été réalisée avec la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel ABAQUS. L'objectif de cette étude est d'analyser le comportement des poutres continues en béton armé renforcées par des matériaux composites et d'explorer les paramètres qui influencent la contribution du matériau composite à la capacité de résistance à la flexion. Les paramètres étudiés sont :

- Renforcement des performances du polymère renforcé de fibre de carbone CFRP,
- Influence du nombre de couches de CFRP,
- Longueur efficace du CFRP.

#### 5.1 Description du cas d'étude

L'objet de notre étude est un pont en béton armé qui rentre dans le projet de traitement de glissement et de protection du talus contre les éboulements rocheux de la RN08 entre Larbaa et Tablat. L'ouvrage est un pont hyperstatique à trois travées, le tablier est constitué de huit poutres maîtresses en béton armé, à inertie variable, surmontées d'une dalle en béton armé, tandis que l'infrastructure est composée de deux piles intermédiaires et de deux sommiers (culées) sous forme d'appuis simples en béton armé.



## Chapitre 5 : Cas d'étude-exemple de calcul

---

Figure 5-1. Vue longitudinale du pont

### 5.2 Géométrie des éléments du pont

Les caractéristiques techniques et les matériaux de construction sont présentés dans le tableau suivant

Tableau 5-1. Caractéristiques techniques et matériaux de construction

Caractéristiques techniques	Matériaux de construction	Hypothèses de calcul
Largeur du tablier : 11.50 m	Béton : RN27 pour l'infrastructure et RN35 pour la superstructure	Surcharges selon R.C.P.R
La portée : 60.00 m		Système de charge A;B
Dimension de la poutre L=20.00 m, l=0.36 m, H=1.10 m	Acier : FeE50A Enrobage : 5cm	Surcharge militaire MC120 Convoi exceptionnel D240
48 appareils d'appuis en élastomère frété		Séisme R.P.O.A 2008

Les détails de la géométrie du pont sont présentés sur les figures ci-dessous. Les figures 5-2 et 5-3 présentent les détails des culées à travers une coupe transversale et une coupe longitudinale.

## Chapitre 5 : Cas d'étude-exemple de calcul

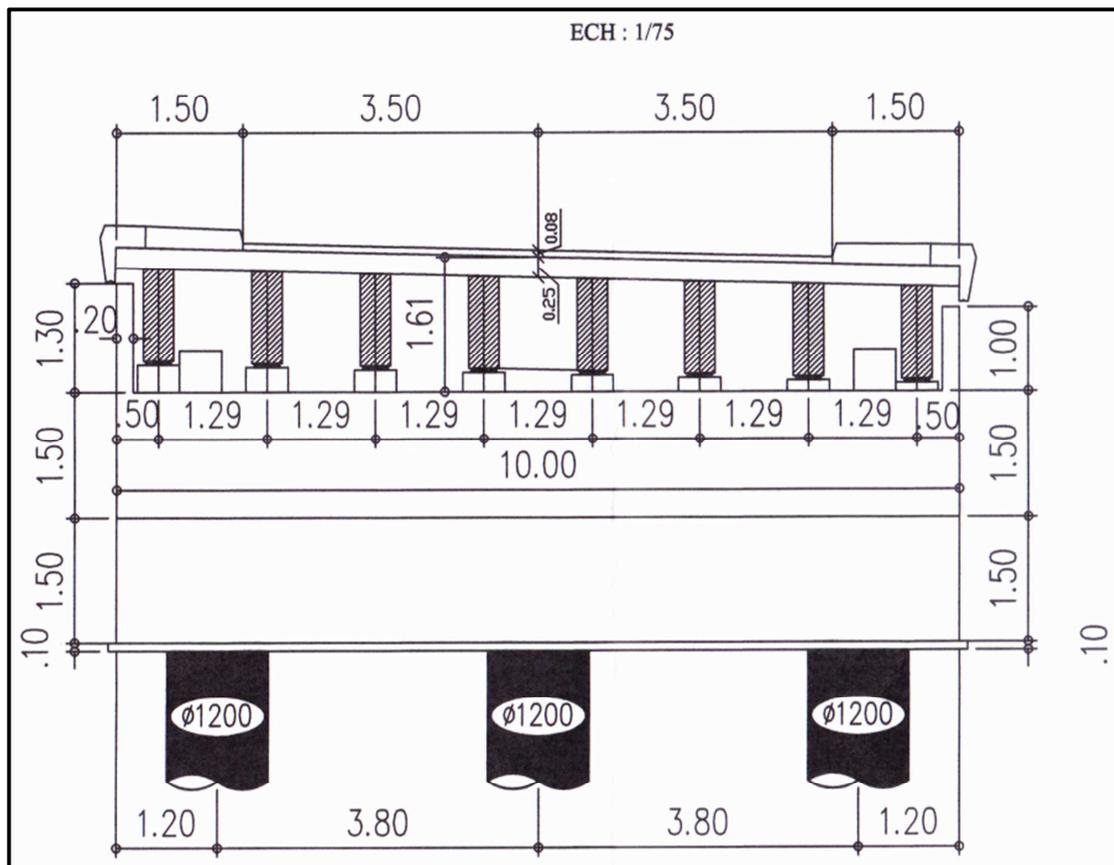


Figure 5-2. Coupe transversale des culées

## Chapitre 5 : Cas d'étude-exemple de calcul

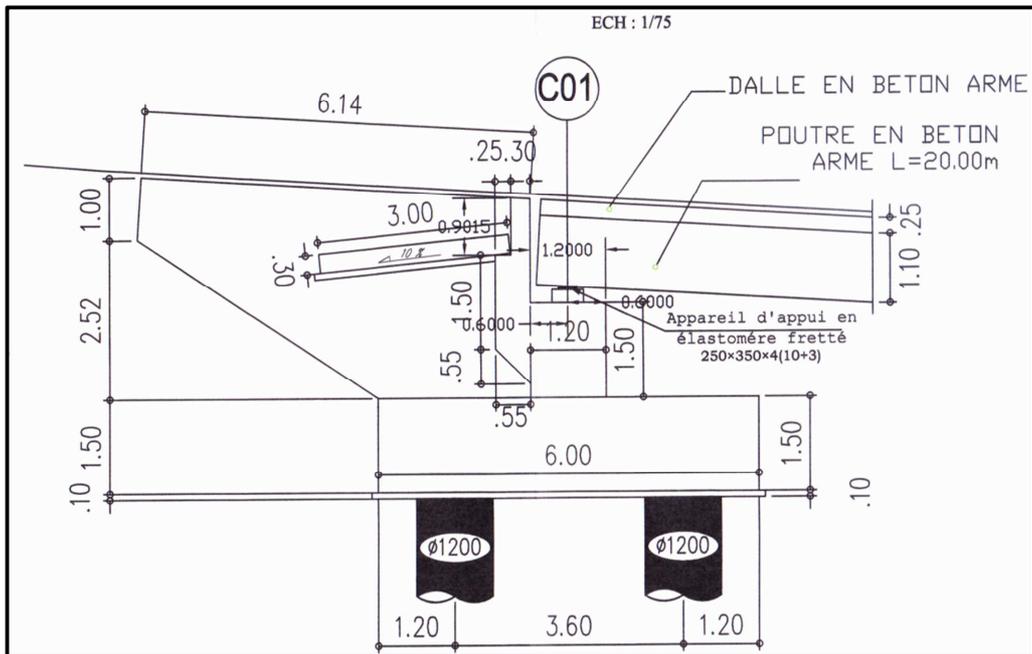


Figure 5-3. Détail Culée

Les détails des piles sont présentés sur les figures 5-4 et 5-5, aussi à travers les coupes transversale et longitudinale. Ces données nous permettront de retracer la géométrie du pont dans notre logiciel ABAQUS.

## Chapitre 5 : Cas d'étude-exemple de calcul

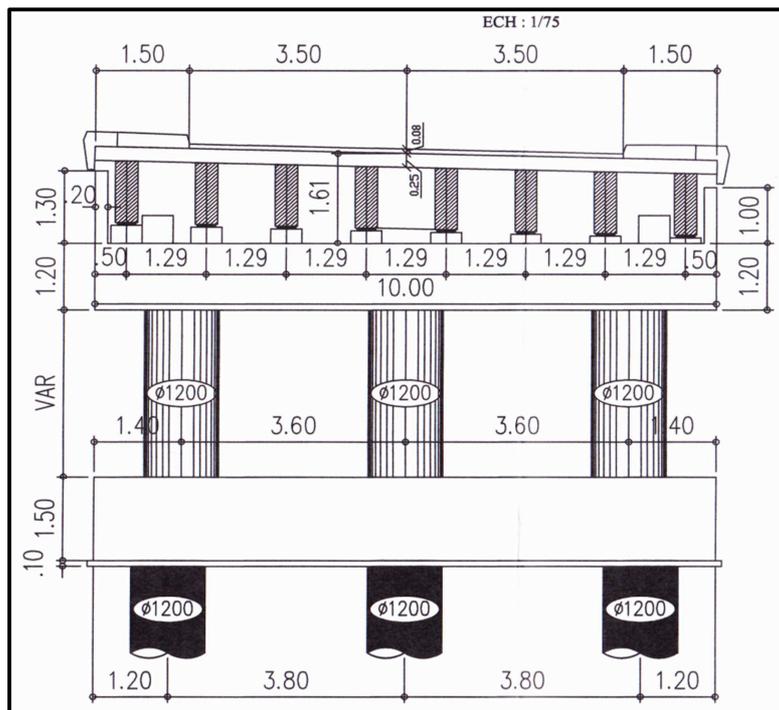


Figure 5-4. Coupe transversale des piles

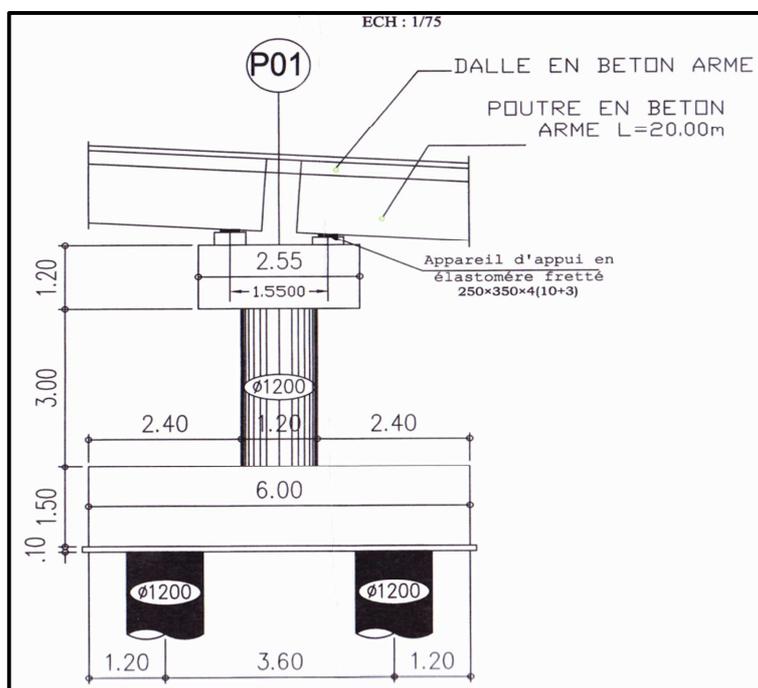


Figure 5-5. Détail pile

## Chapitre 5 : Cas d'étude-exemple de calcul

Pour des raisons de simplification, nous ne tenons pas compte de la courbure du pont. On considère une structure droite ce qui élimine l'inclinaison du tablier.

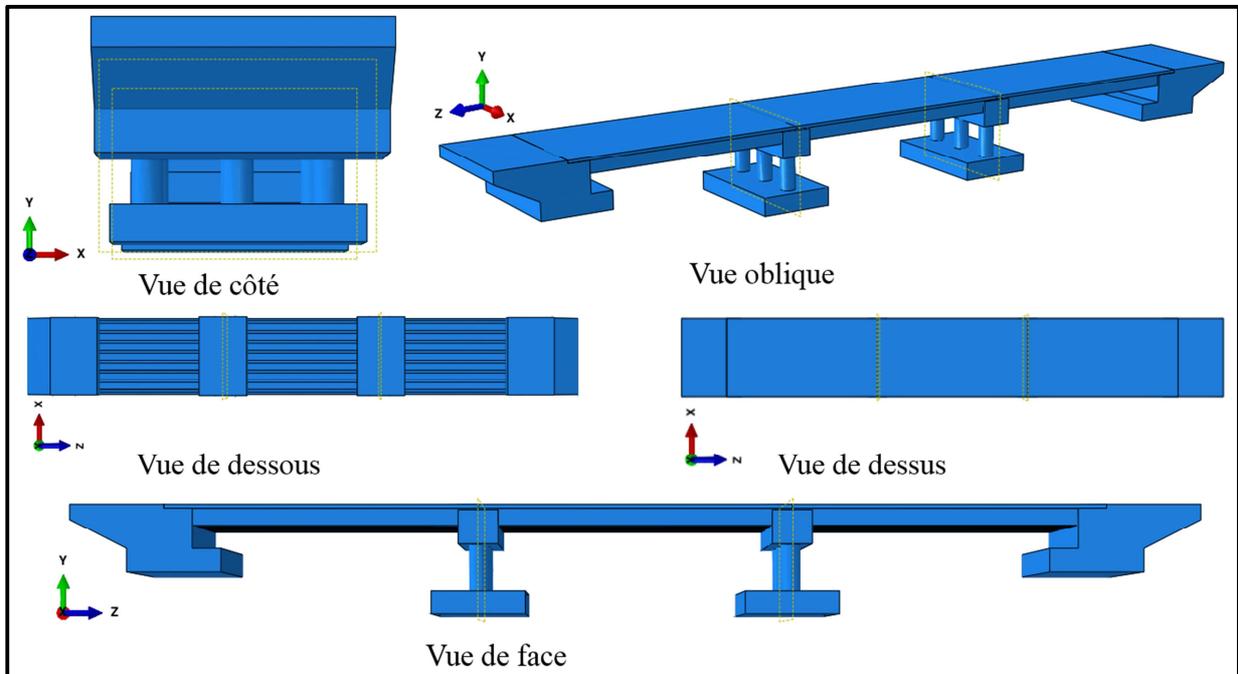


Figure 5-6. Différentes vues de pont après construction par ABAQUS

### 5.3 Maillage

Un maillage est la discrétisation spatiale d'un milieu continu, ou aussi, une modélisation géométrique d'un domaine par des éléments proportionnés finis et bien définis. L'objet d'un maillage est de procéder à une simplification d'un système par un modèle représentant ce système et, éventuellement, son environnement (le milieu), dans l'optique de simulations de calculs ou de représentations graphiques.

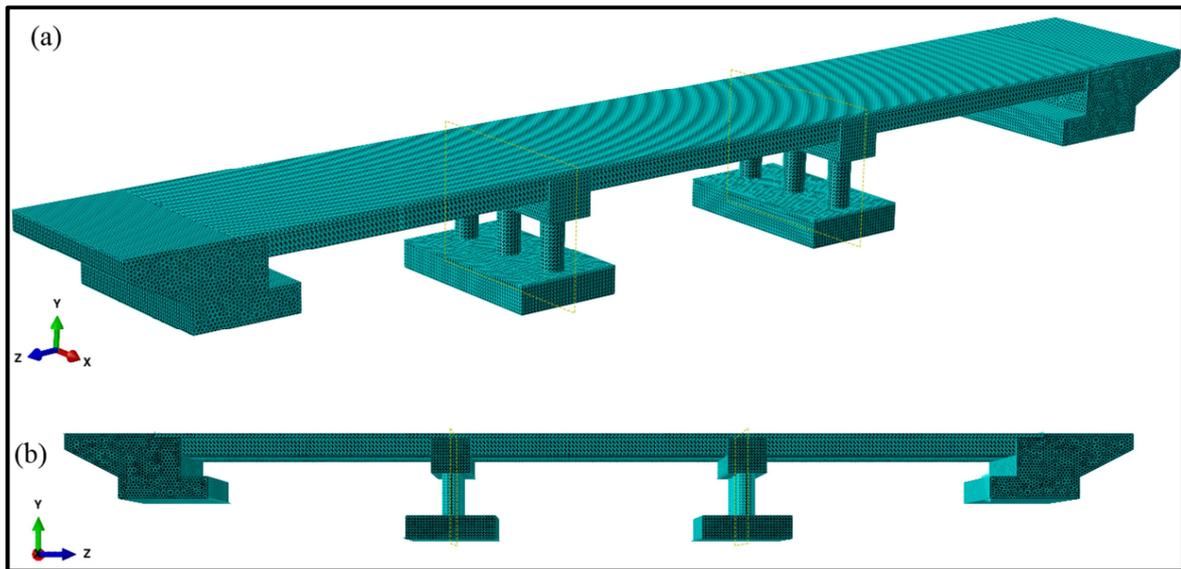


Figure 5-7. Génération du maillage du pont. (a) vue oblique, (b) vue en face

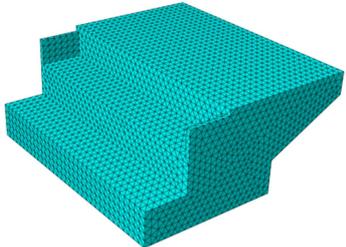
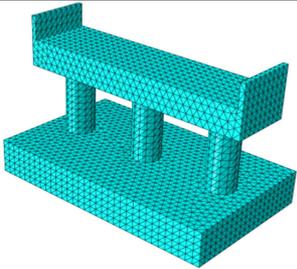
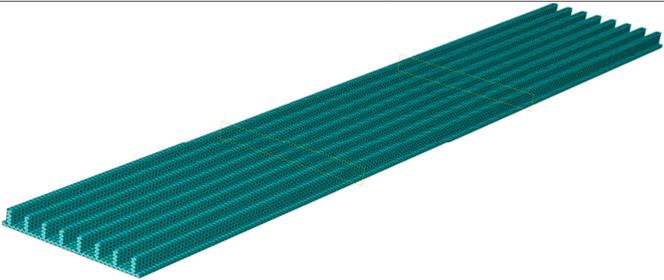
La quasi-totalité des logiciels proposent des éléments du second ordre. Les plus répandus sont les triangles à 6 nœuds (en 2D) et les tétraèdres à 10 nœuds (en 3D). Leurs géométries de référence sont identiques à celles des éléments du premier ordre, à ceci près qu'ils possèdent également des nœuds aux milieux de leurs arêtes; leurs fonctions de base sont quant à elles quadratiques en coordonnées locales.

L'ordre plus élevé de leurs fonctions de base confère deux avantages à ces éléments. Premièrement, ils peuvent représenter des champs de contraintes affines par élément. Cela les rend beaucoup plus performants que les éléments du premier ordre dans les zones à forts gradients de contraintes, et notamment pour modéliser les pièces sollicitées principalement en flexion ; les sauts de contrainte d'un élément à l'autre sont généralement beaucoup plus faibles.

Tableau 5-2. Nombre de nœuds et d'éléments pour chaque partie de pont

Partie	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments	Forme

## Chapitre 5 : Cas d'étude-exemple de calcul

Culée	85926	58863	
piles	54189	35503	
Tablier + poutres	221070	126183	

Deuxièmement, ces éléments étant isoparamétriques, ils sont issus de leur élément de référence par une transformation aussi quadratique. Contrairement aux éléments du premier ordre, leurs arêtes peuvent donc être incurvées. En effet, l'image d'une droite par une transformation quadratique est une parabole, tandis que l'image d'une droite par une transformation affine reste une droite. Cette fonctionnalité s'avère très pratique pour modéliser des géométries dont le bord n'est pas plan (en 3D) ou rectiligne (en 2D).

### 5.4 Conditions aux limites

Dans notre travail, l'axe (OZ) du système de coordonnées coïncide avec l'axe longitudinal du pont, l'axe (OY) coïncide avec la verticale du pont et l'axe (OX) représente l'axe transversal du pont qui fait l'objet de notre modélisation. Les conditions aux limites choisies dans la modélisation de notre ouvrage présentent des encastremements aux niveaux des fondations dans lesquelles les déplacements ont été bloqués suivants les trois directions comme illustré sur la figure 5-8.

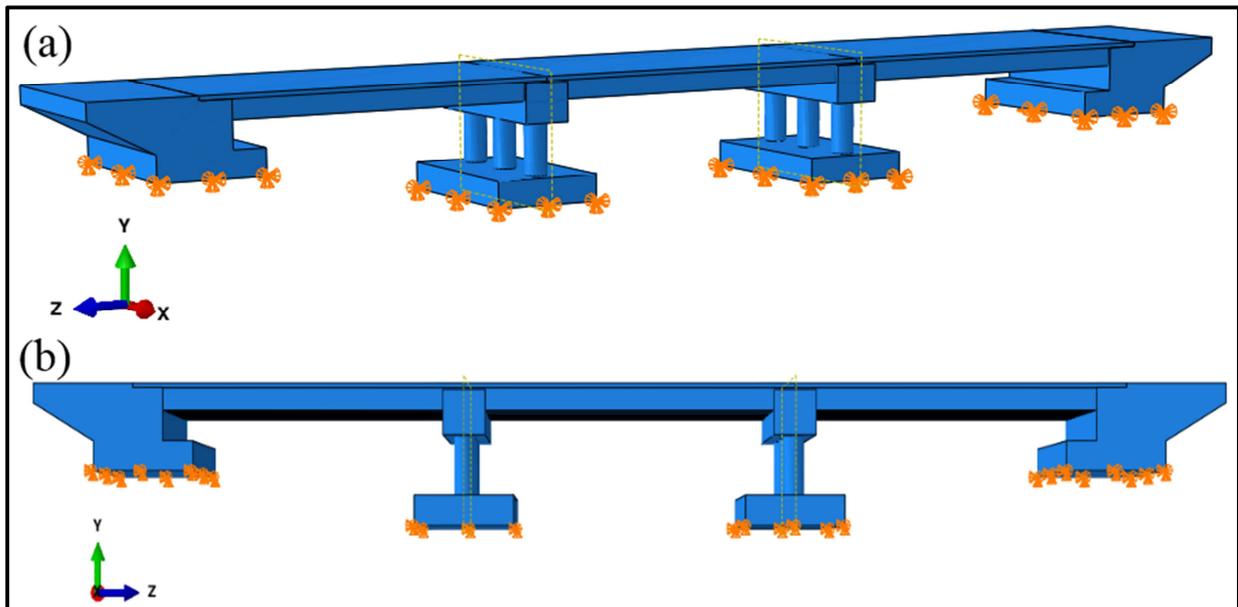


Figure 5-8. Conditions aux limites

### 5.5 Modélisation des composites

Les caractéristiques des plaques de CFRP qui ont été utilisées dans notre étude sont choisies selon les prescriptions de mise en œuvre particulières au procédé Sika CarboDur mentionnées dans le document technique fourni par la société Sika et agréées par la commission chargée de formuler des Avis Techniques et Documents Techniques d'Application.

Nous avons étudié les fréquences propres de notre pont sans et avec présence du CFRP. Le matériau composite a été placé dans différents emplacements sur les poutres. Le premier cas consiste à placer le CFRP sur les parties inférieures des poutres, tandis que le deuxième cas concerne l'emplacement du matériau composite sur les côtés de chaque poutre, et enfin le troisième cas dont l'emplacement du CFRP est assuré sur les trois faces de chaque poutre. Nous avons schématisé sur la figure 5-9 les trois cas de l'emplacement du CFRP sur les poutres du pont.

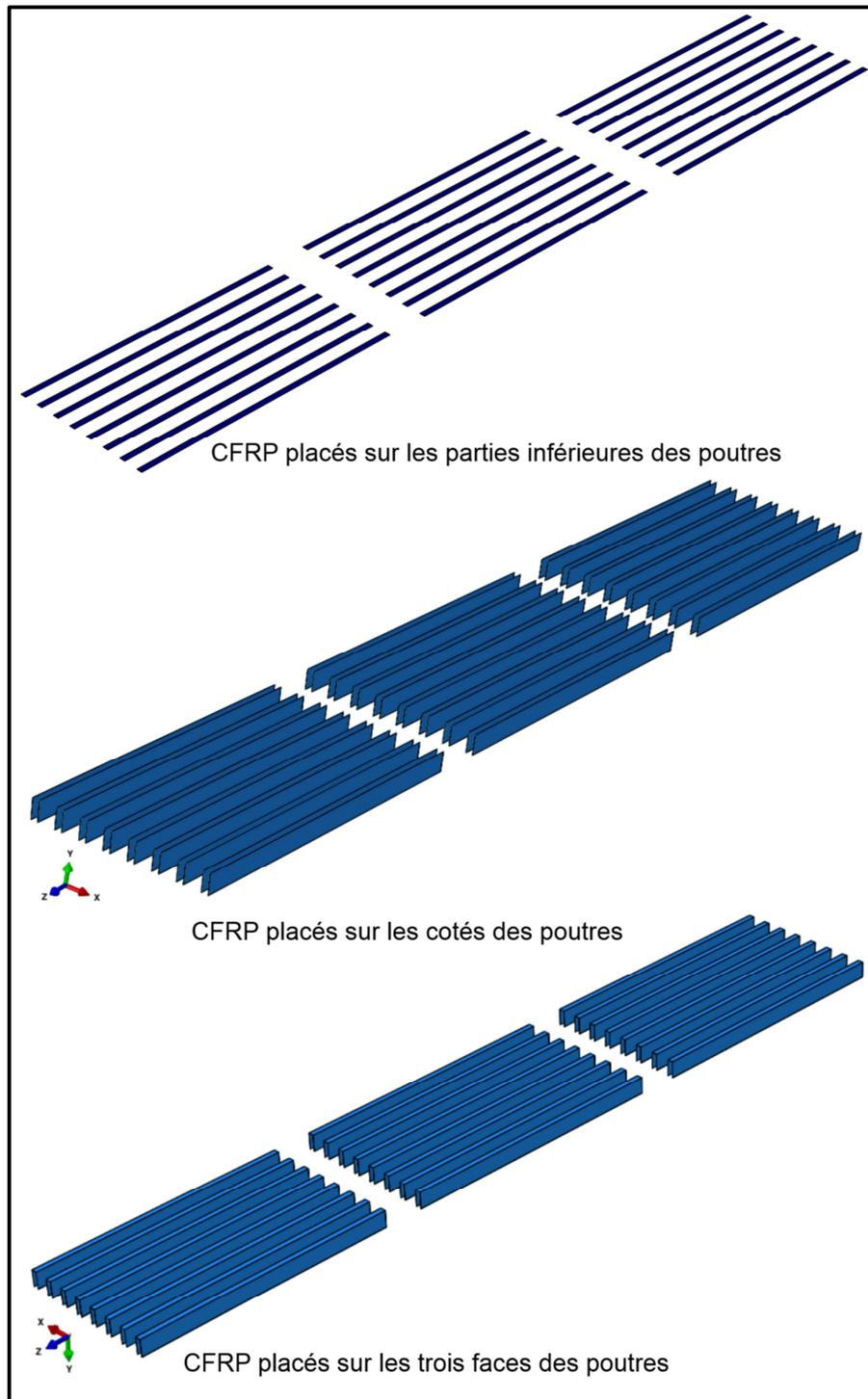


Figure 5-9. Différents emplacements du CFRP sur les poutres

### 5.6 Conclusion

Une description du cas d'étude a été présentée en détail dans ce chapitre aussi que la géométrie des éléments de ponts. Le maillage utilisé est la discrétisation spatiale d'un milieu continu, ou aussi, une modélisation géométrique d'un domaine par des éléments proportionnés finis et bien définis. L'élément tétraédrique à dix nœuds (C3D10) est utilisé pour le modèle béton. Les armatures métalliques modélisées à l'aide de l'élément de poutre T3D2 et du modèle numérique sont simplifiées et n'ont que des efforts normaux et le composite est modélisé par l'élément 3D linéaire 10 points (C3D10). Les conditions aux limites choisies dans la modélisation de notre ouvrage présentent des encastresments aux niveaux des fondations dans lesquelles les déplacements ont été bloqués suivants les trois directions. Enfin, les caractéristiques des plaques de CFRP qui ont été utilisées dans notre étude sont choisies selon les prescriptions de mise en œuvre particulières au procédé Sika CarboDur.



# **Chapitre 6**

## **Résultats et discussions**

## Chapitre 6

### Résultats et discussions

#### 6.1 Introduction

L'analyse modale désigne l'étude de la dynamique des structures par rapport à leur comportement vibratoire. Elle permet par exemple de déterminer les propriétés caractéristiques des ponts ou des structures d'aéronefs. La réalisation d'une analyse modale nécessite d'utiliser au moins un exciteur (par ex. un marteau à impulsion ou un agitateur) et un accéléromètre ainsi qu'un outil d'enregistrement de données. Une analyse modale permet généralement de déterminer les propriétés dynamiques suivantes d'une structure :

- Fréquences propres
- Modes de vibration propres
- Masse modal
- Amortissement modal

L'équation qui régit la réponse de la structure du pont à la charge  $P(t)$  peut être tirée de l'équilibre de toutes les forces :

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = P(t) \quad (6-1)$$

Contrairement à un système de 1 degré de liberté (DDL), l'équation du mouvement ne peut pas être résolue directement pour chaque DDL. Même si un modèle de masse localisée est supposé, les matrices d'amortissement et de rigidité ont des termes couplés. Par conséquent, l'équation du mouvement [Eq. (6-1)] doit être résolu simultanément pour tous les DDL. Pour un système avec plus de deux DDL, un calcul manuel prendra du temps. Cependant, cette difficulté peut être surmontée en exprimant la réponse totale à l'aide de la réponse modale  $Y(t)$  :

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^n \boldsymbol{\Phi}_r Y_r(t) = \boldsymbol{\Phi} Y(t) \quad (6-2)$$

où  $\boldsymbol{\Phi}_r$  est la  $r^{\text{ième}}$  forme modale qui ne varie pas avec le temps.

En remplaçant l'équation (6-2) et ses dérivées temporelles  $\dot{\mathbf{u}}(t) = \boldsymbol{\Phi} \dot{Y}(t)$  et  $\ddot{\mathbf{u}}(t) = \boldsymbol{\Phi} \ddot{Y}(t)$  l'équation du mouvement (Eq. (6-1)) devient :

$$\mathbf{M} \boldsymbol{\Phi} \ddot{Y}(t) + \mathbf{C} \boldsymbol{\Phi} \dot{Y}(t) + \mathbf{K} \boldsymbol{\Phi} Y = \mathbf{P}(t) \quad (6-3)$$

La fréquence naturelle du système peut être obtenue à partir de ses vibrations libres non amorties, c'est-à-dire que  $\mathbf{C}$  et  $\mathbf{P}$  ne sont pas pris en compte.

En remplaçant la solution supposée par  $Y(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t$  et sa seconde dérivée temporelle, L'équation (6-3) devient :

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\Phi} Y = \mathbf{0} \quad (6-4)$$

Puisque  $Y \neq 0$ , l'équation des fréquences devient :

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \boldsymbol{\Phi} = \mathbf{0} \quad (6-5)$$

Pour les solutions non triviales,  $\boldsymbol{\Phi} \neq \mathbf{0}$ , on a :

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (6-6)$$

Qui fournit les valeurs propres du système, c'est-à-dire les fréquences circulaires propres  $\omega_r$ ,  $r = 1, n$  de la structure.

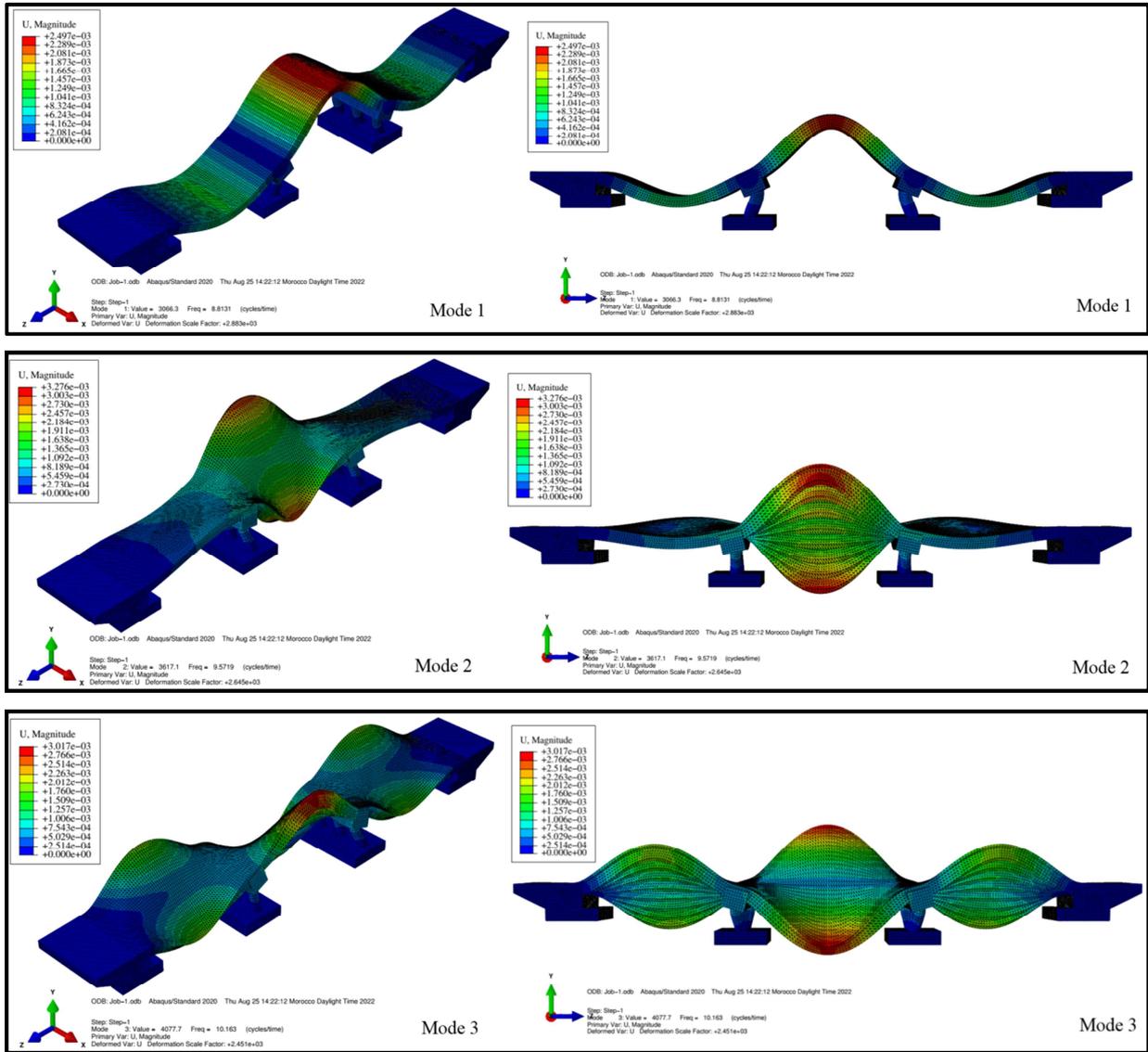
En substituant la fréquence propre  $\omega_r$  dans l'équation de fréquence, la forme de mode propre correspondante  $\boldsymbol{\Phi}_r$  peut être déterminée.

### 6.2 Pont sans renforcement

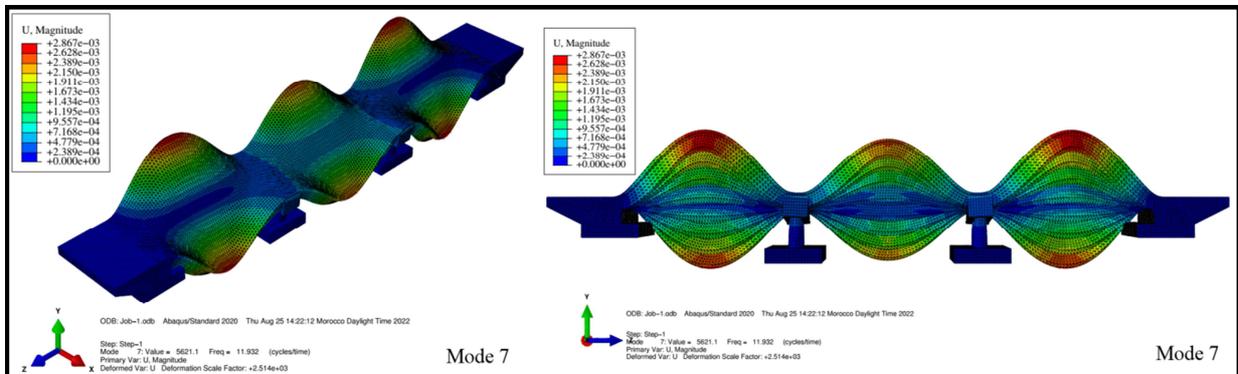
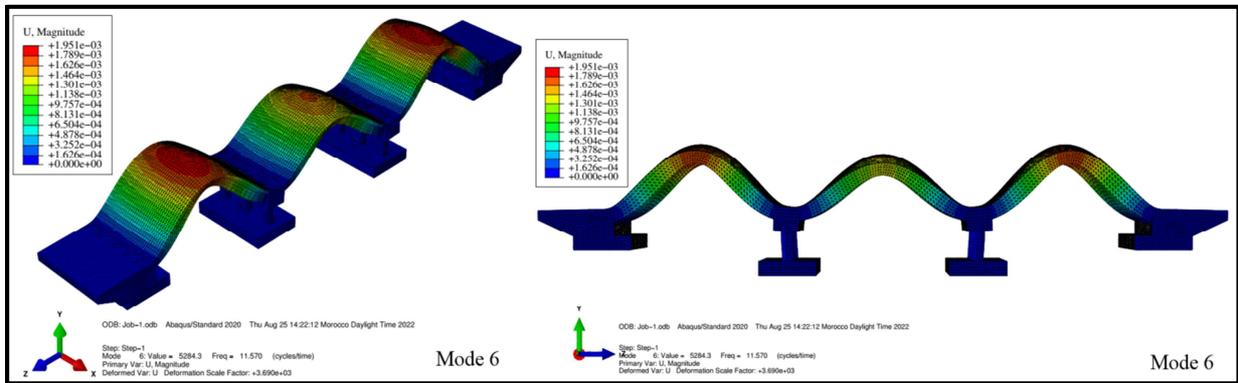
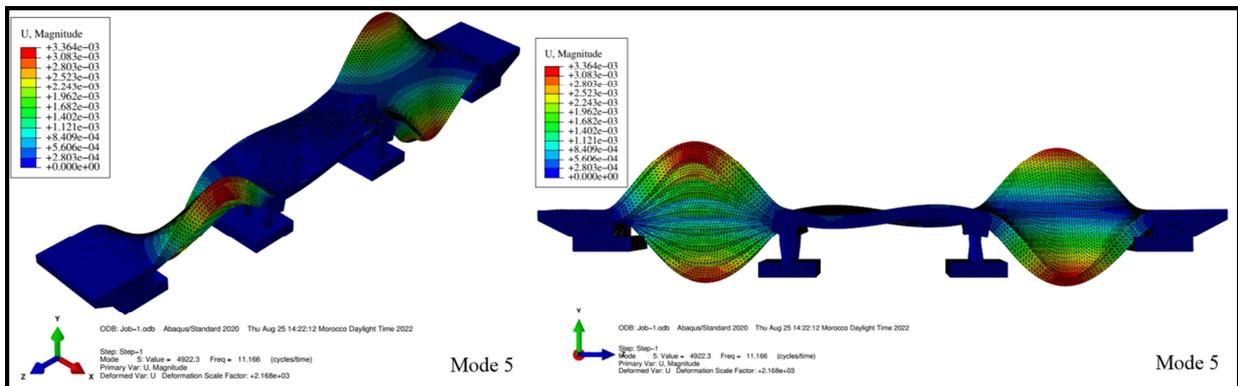
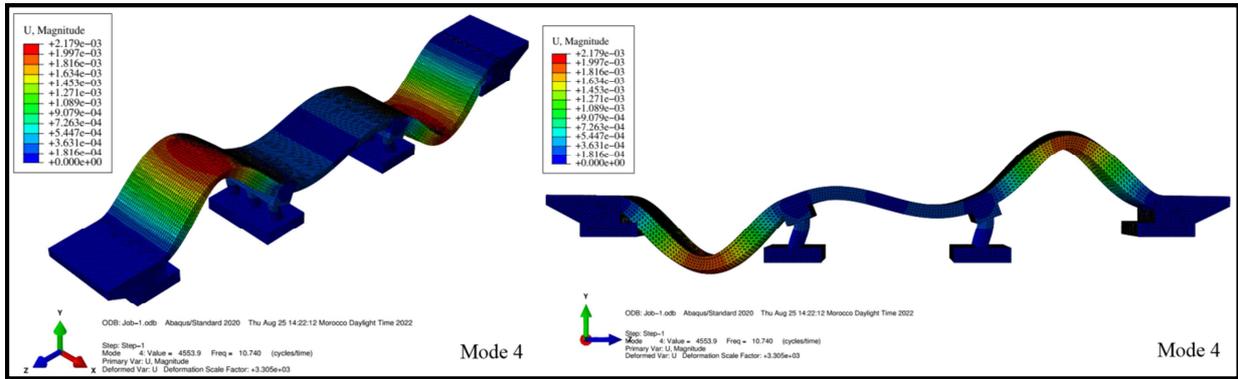
Nous avons effectué une analyse modale sur notre structure tout en commençant par la structure de référence sans renforcement. Nous nous sommes intéressés aux dix premiers modes propres de vibration de notre structure. La figure 6-1 présente les champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration à travers deux vues de projection (oblique et en face). Le calcul par

## Chapitre 6 : Résultats et discussions

éléments finis réalisé par ABAQUS nous a permis de tirer les valeurs des fréquences propres de vibration de notre structure.



# Chapitre 6 : Résultats et discussions



## Chapitre 6 : Résultats et discussions

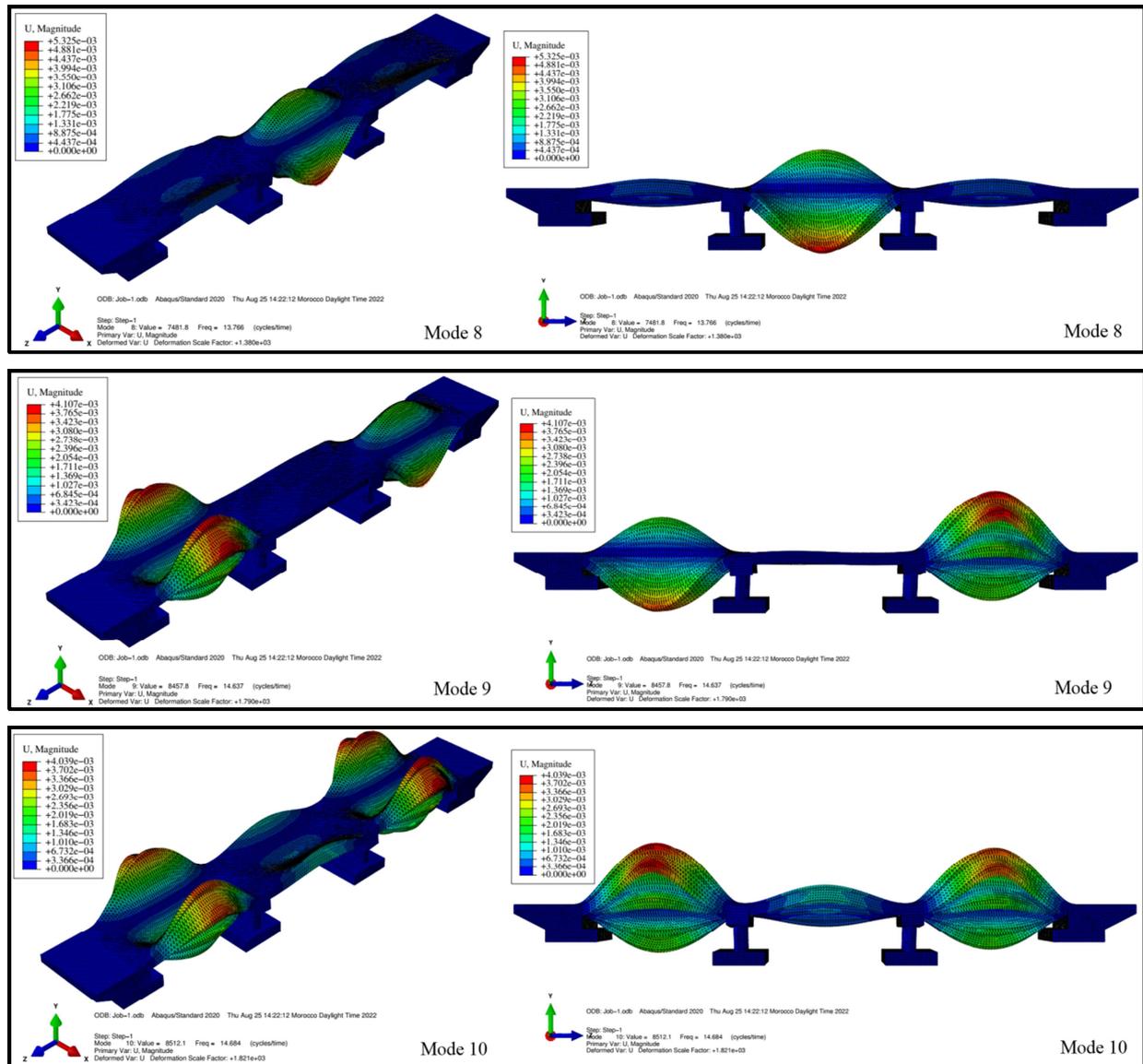


Figure 6-1. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration à travers deux vues de projection (gauche : oblique et droite : en face)

Dans le tableau 6-1, nous présentons les valeurs des fréquences propres trouvées pour notre structure et les périodes correspondantes. Nous mettons dans la troisième colonne de ce tableau les fréquences propres trouvées expérimentalement par [81] sur un pont à poutre mais en acier ce qui explique un peu la divergence avec nos résultats, mais ça nous a aidé pour avoir un ordre de grandeur des fréquences propres identifiées expérimentalement.

Tableau 6-1. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Fréquence (Hz) Catbas et al. 1999
1	8.8131	0.11346745	7.15 (3.43%)
2	9.7519	0.10254412	8.09 (2.36%)
3	10.163	0.09839614	8.50 (13.32%)
4	10.740	0.09310987	11.63 (5.75%)
5	11.166	0.08955759	12.70 (2.72%)
6	11.570	0.08643042	15.56 (3.47%)
7	11.932	0.08380825	16.23 (4.23)
8	13.766	0.07264274	20.48 (2.11)
9	14.637	0.06832001	22.68 (2.84)
10	14.684	0.06810133	24.06 (2.67)

Les figures 6-2 et 6-3 représentent, respectivement, l'évolution des fréquences en fonction des modes de vibration. Nous observons que la fréquence propre de vibration augmente au fur et à mesure le mode de vibration change du fondamental vers les modes d'ordre supérieure. C'est exactement l'inverse pour la période car  $T = 1/f$ .

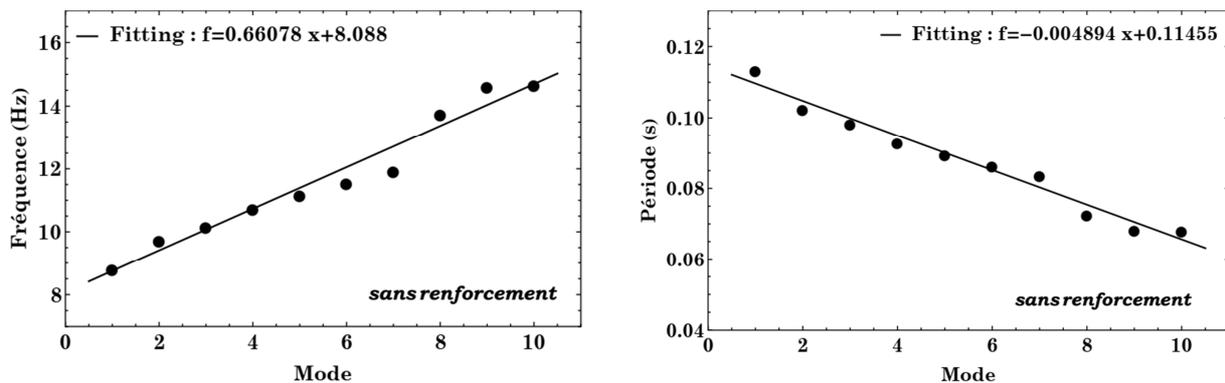


Figure 6-2. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont sans renforcement

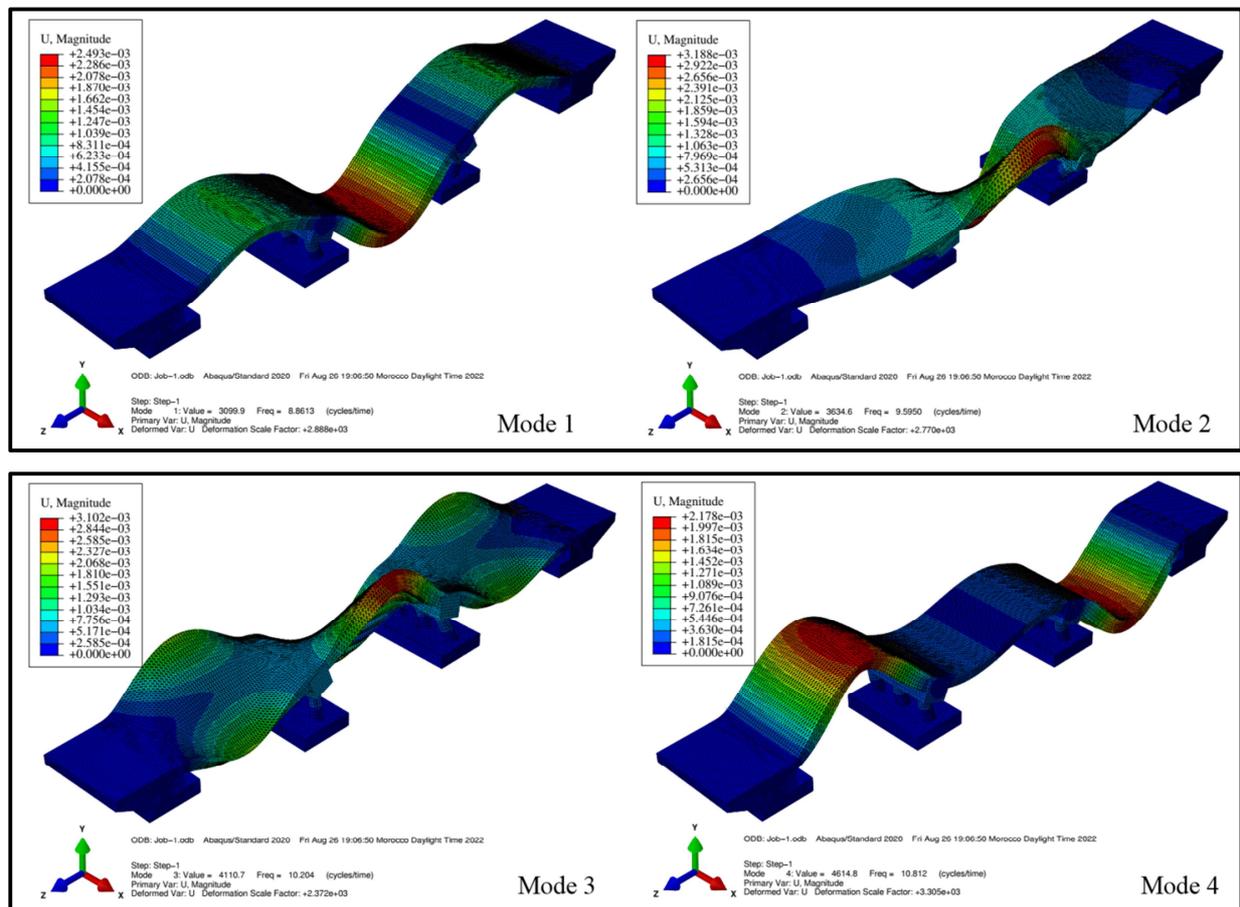
### 6.3 Pont renforcé par le composite Sika Carbodur S1512

Afin de quantifier l'effet du matériau composite de type CFRP sur les fréquences propres de vibration de notre structure, nous avons procédé à coller le CFRP sur les poutres de notre pont de trois façons différentes

### 6.3.1 Collage du CFRP sur les parties inférieures des poutres

Comme nous l'avons déjà montré sur la figure 5-9, nous collons notre matériau composite juste sur les parties inférieures des poutres de pont et nous identifions les fréquences propres du pont en présence du CFRP sur ces parties des poutres. Sur la figure 6-3, nous présentons le champ de déplacement dans le pont pour les différents modes de vibration afin de saisir la différence avec le pont non renforcé et voir l'influence de l'ajout du matériau composite.

Le tableau 6-2 présente les valeurs des fréquences propres et les périodes correspondantes pour le renforcement inférieur des poutres.



## Chapitre 6 : Résultats et discussions

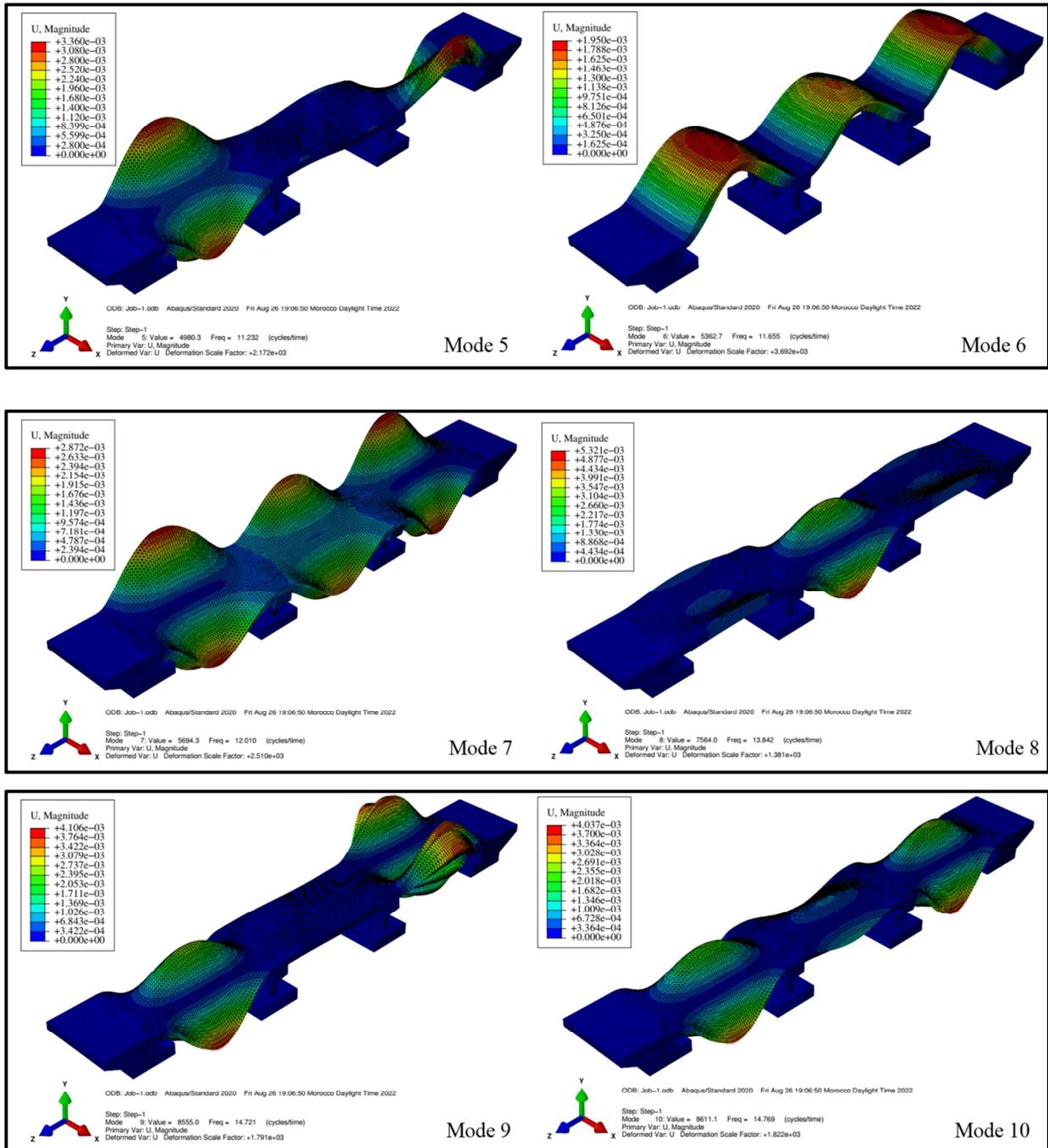


Figure 6-3. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration après renforcement sur les parties inférieures des poutres

Tableau 6-2. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les parties inférieures

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)
------	----------------	-------------

1	8.8613	0.11285026
2	9.5950	0.10422095
3	10.204	0.09800078
4	10.812	0.09248983
5	11.232	0.08903134
6	11.655	0.08580009
7	12.010	0.08326395
8	13.842	0.0722439
9	14.721	0.06793017
10	14.769	0.06770939

La courbe des fréquences propres de vibration et des périodes en fonction des modes est représentée sur la figure 6-4.

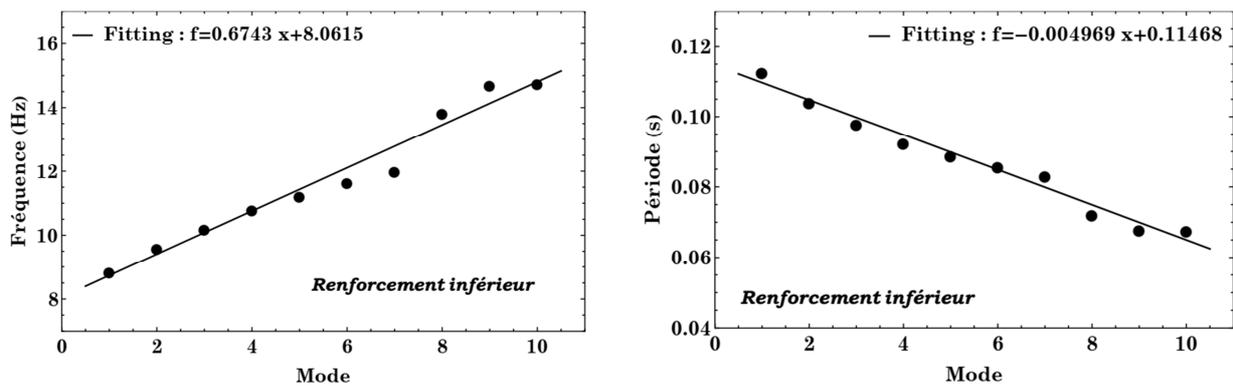
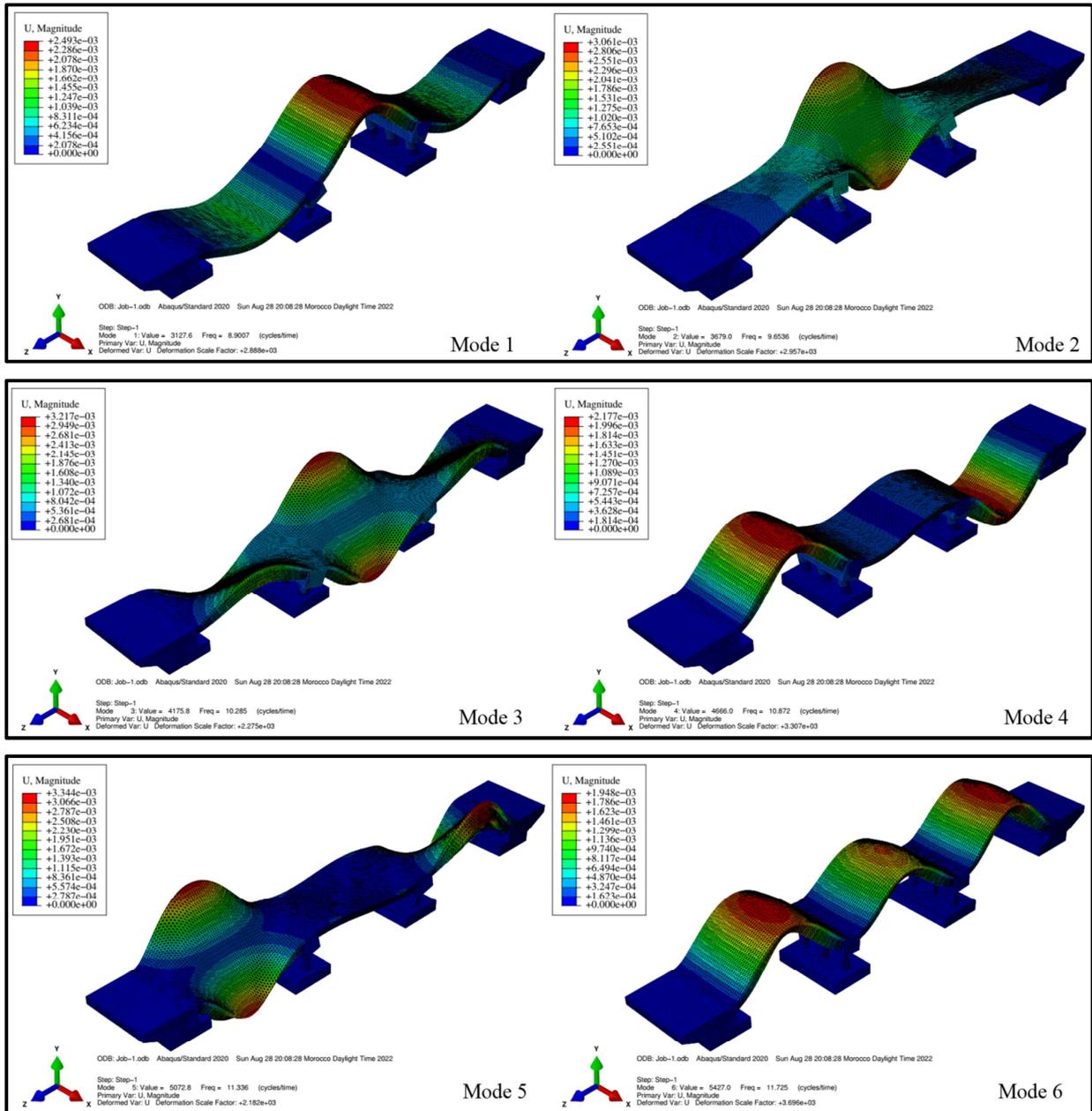


Figure 6-4. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont renforcé sur la partie inférieure des poutres

### 6.3.2 Collage du CFRP sur les côtés des poutres

Pour ce deuxième cas de renforcement, nous représentons sur la figure suivante le champ de déplacement dans le pont après renforcement des poutres sur les deux côtés parallèles des poutres.

# Chapitre 6 : Résultats et discussions



## Chapitre 6 : Résultats et discussions

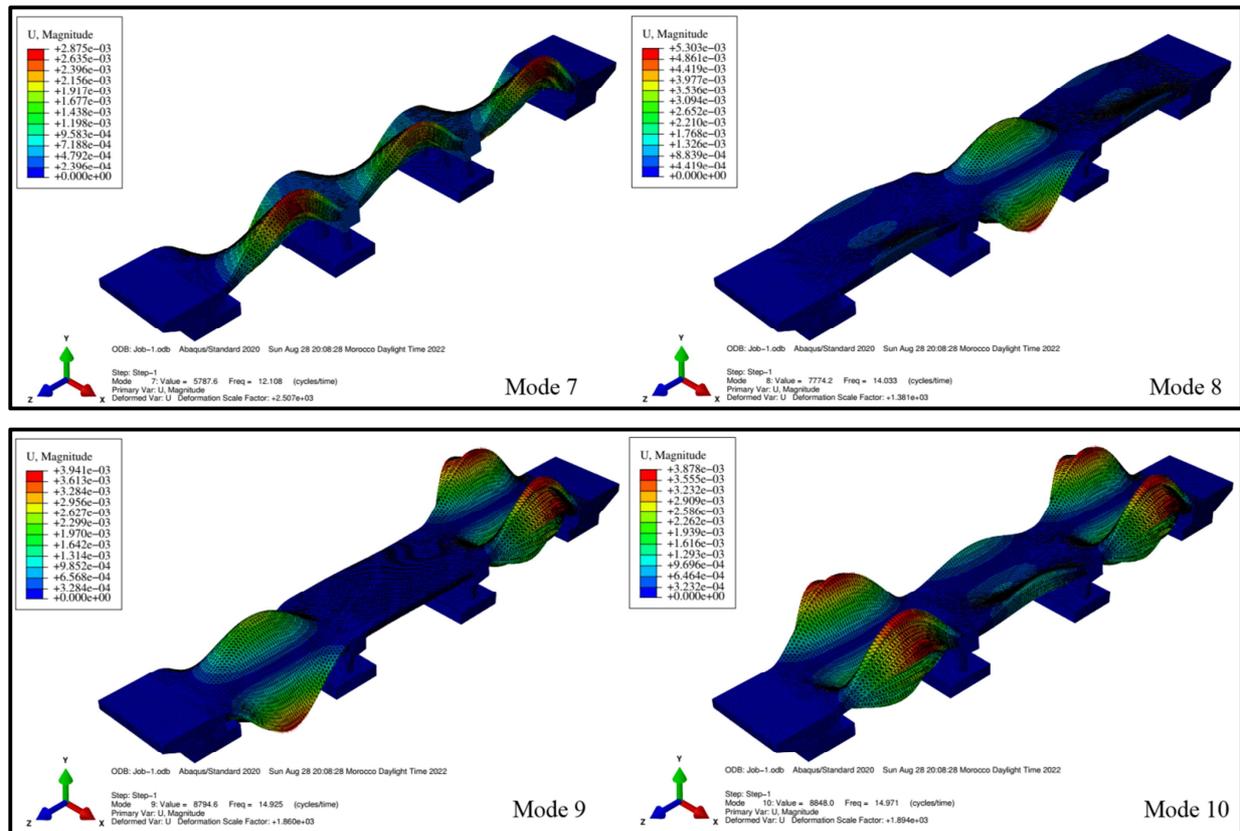


Figure 6-5. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration après renforcement sur les côtés des poutres

Le tableau 6-3 résume les valeurs des fréquences propres et aussi les périodes pour le deuxième cas de renforcement.

Tableau 6-3. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les côtés

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)
1	8.9007	0.11235071
2	9.6536	0.1035883
3	10.285	0.09722897
4	10.872	0.0919794
5	11.336	0.08821454

6	11.725	0.08528785
7	12.108	0.08259002
8	14.033	0.0712606
9	14.925	0.06700168
10	14.971	0.06679581

Sur la figure 6-6, nous représentons des fréquences propres et les périodes correspondantes en fonction des modes de vibration pour des poutres renforcées sur les deux côtés.

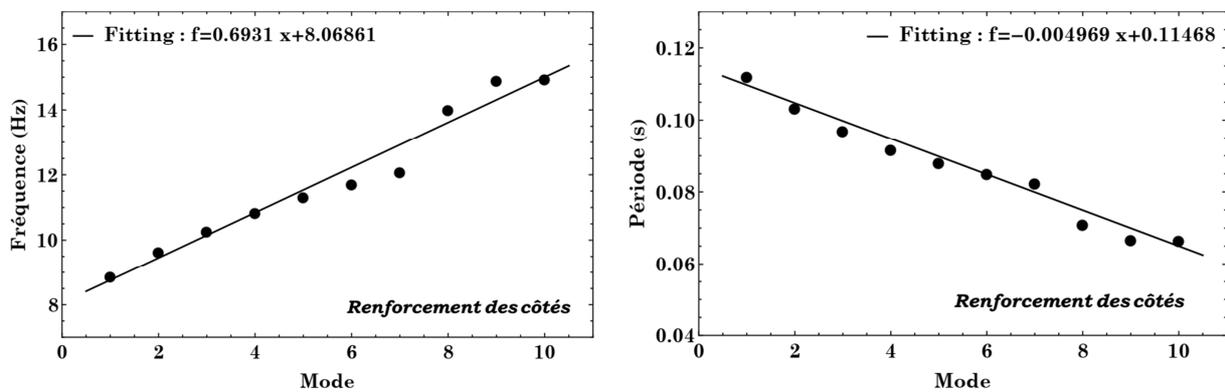
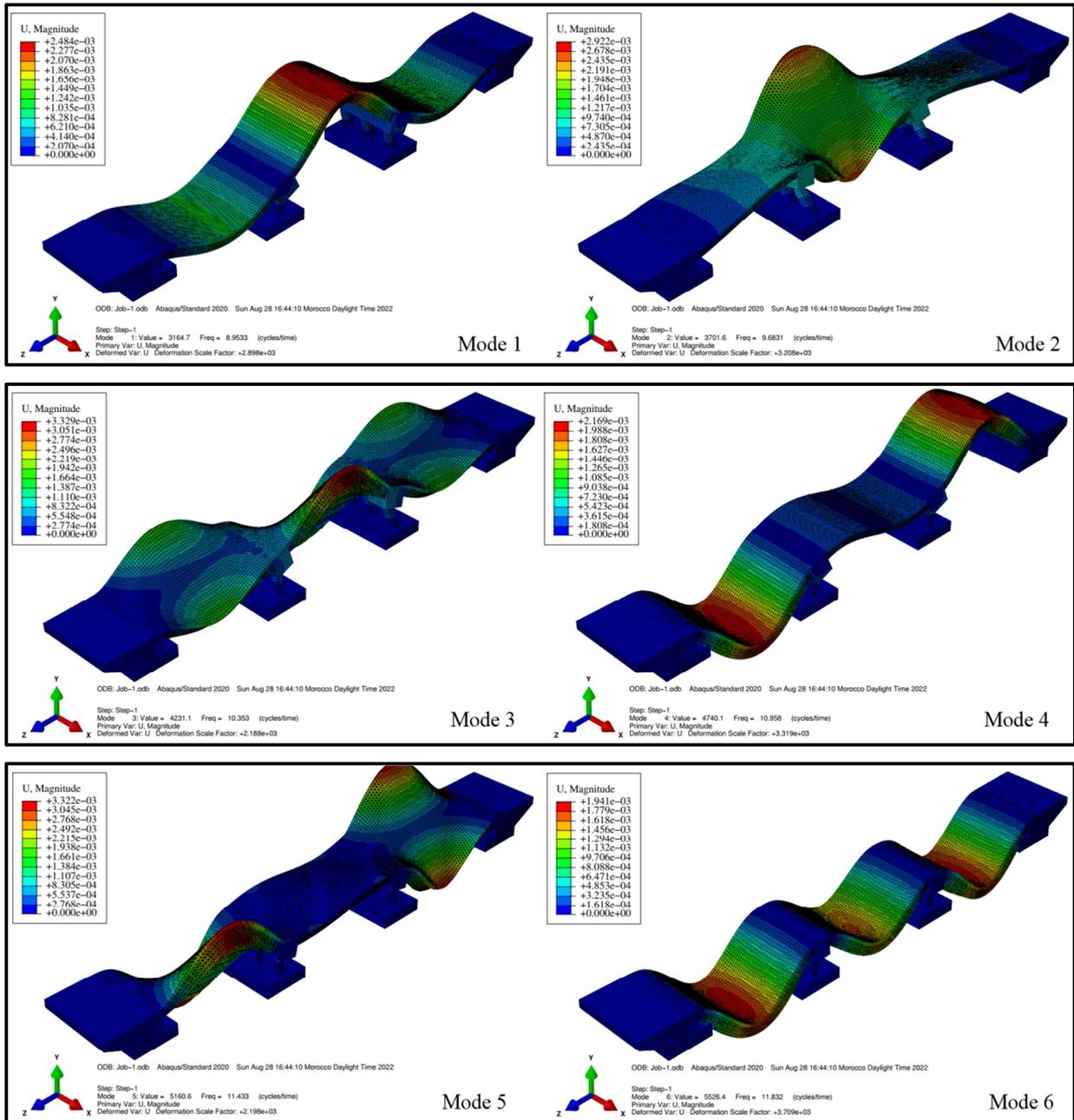


Figure 6-6. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont renforcé sur les côtés des poutres

### 6.3.3 Collage du CFRP sur les trois faces des poutres

Maintenant on procède à renforcer les poutres de pont sur les trois faces. Nous prévoyons avoir un champ de déplacement plus faibles que les trois premiers cas, ce qui mène à des fréquences propres plus élevés car la rigidité de la structure va augmenter en ajoutant plus de composites. La figure 6-7 représente la distribution du champ de déplacement dans le pont renforcé.

# Chapitre 6 : Résultats et discussions



## Chapitre 6 : Résultats et discussions

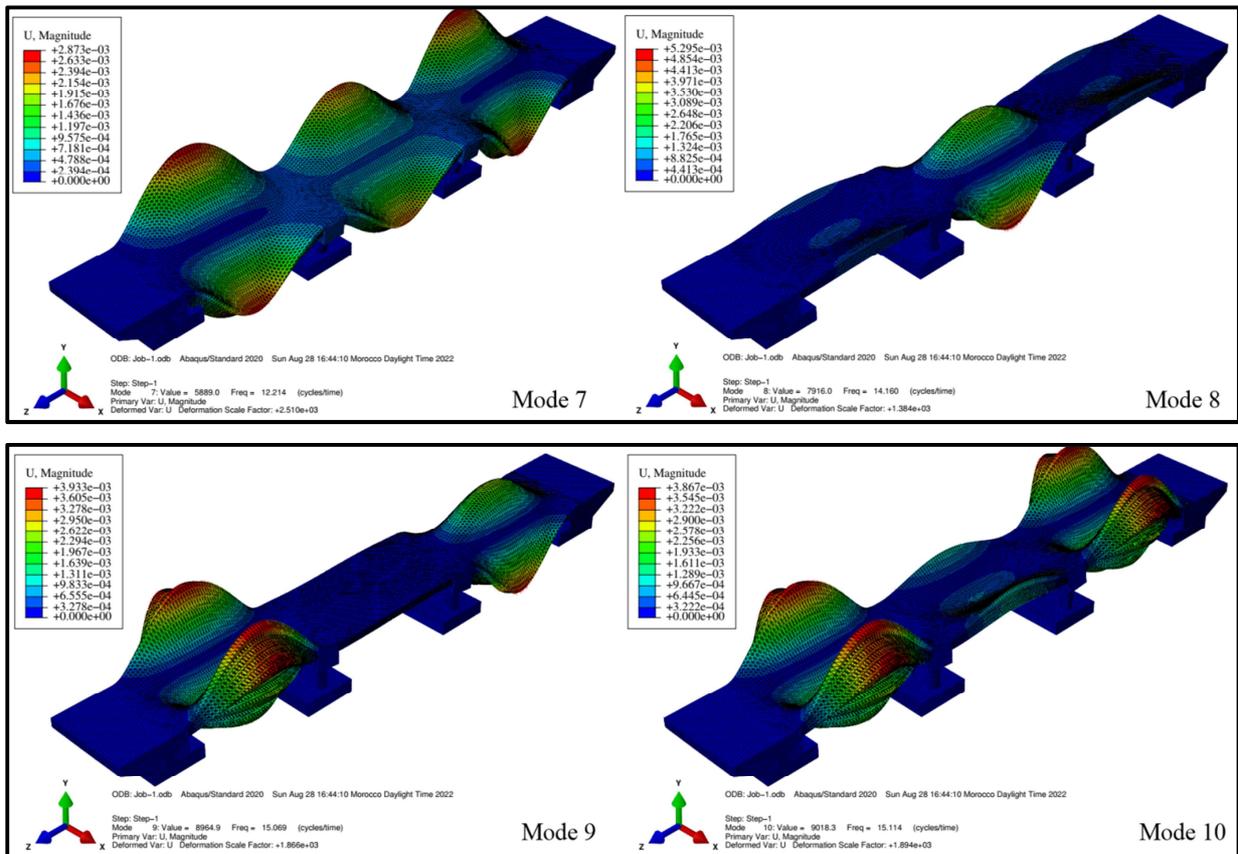


Figure 6-7. Champs de déplacement du pont pour chaque mode de vibration après renforcement sur les trois faces des poutres

Le tableau suivant présente les valeurs des fréquences propres en plus des périodes pour la structure renforcée sur les trois faces des poutres.

Tableau 6-4. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les trois faces des poutres

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)
1	8.9533	0.11169066
2	9.6831	0.10327271
3	10.353	0.09659036
4	10.958	0.09125753
5	11.433	0.08746611
6	11.832	0.08451657
7	12.214	0.08187326
8	14.160	0.07062147
9	15.069	0.0663614

## Chapitre 6 : Résultats et discussions

10	15.114	0.06616382
----	--------	------------

Sur la figure 6-8, les fréquences propres et les périodes sont représentées en fonction des modes de vibration. On note que les lignes continues représentent une régression linéaire des points.

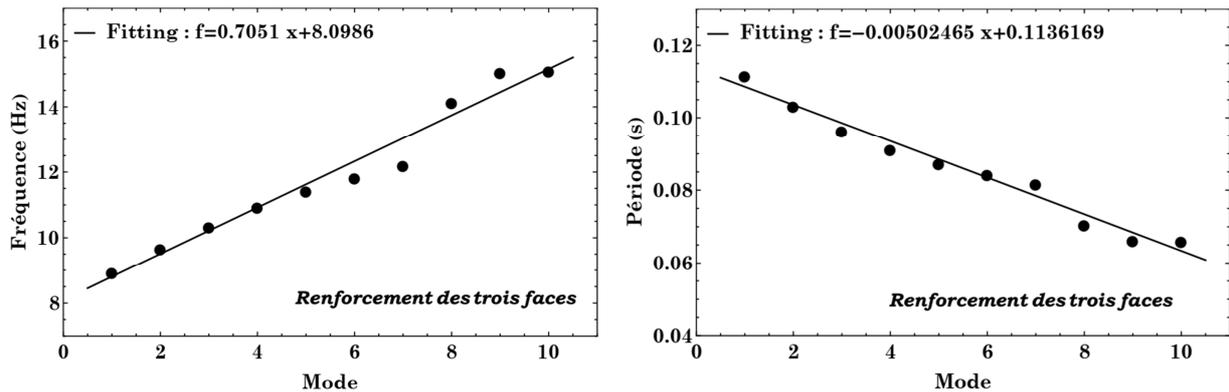


Figure 6-8. Courbe des fréquences propres et des périodes propres de pont renforcé sur les trois faces des poutres

### 6.4 Etude comparative

Dans cette section, nous allons faire une récapitulation de tous ce qu'on a faits auparavant pour faire une comparaison entre les résultats trouvés. Ça va nous permettre de tirer des conclusions sur l'étude dynamique menée par simulation numérique sur notre pont d'étude.

Tableau 6-5. Valeurs des fréquences obtenues par ABAQUS avec des poutres renforcées sur les côtés et les parties inférieures

Mode	Sans renforcement		Renforcement inférieur		Renforcement sur les côtés		Renforcement sur les trois faces	
	Fréquence (Hz)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Période (s)
1	8.8131	0.113467	8.8613	0.1128	8.9007	0.1123	8.9533	0.11169
2	9.7519	0.102544	9.5950	0.1042	9.6536	0.1035	9.6831	0.10327
3	10.163	0.098396	10.204	0.0980	10.285	0.0972	10.353	0.09659
4	10.740	0.093109	10.812	0.0924	10.872	0.0919	10.958	0.09125
5	11.166	0.089557	11.232	0.0890	11.336	0.0882	11.433	0.08746
6	11.570	0.086430	11.655	0.0858	11.725	0.0852	11.832	0.08451
7	11.932	0.083808	12.010	0.0832	12.108	0.0825	12.214	0.08187
8	13.766	0.072642	13.842	0.0722	14.033	0.0712	14.160	0.07062

## Chapitre 6 : Résultats et discussions

9	14.637	0.068320	14.721	0.0679	14.925	0.0670	15.069	0.06636
10	14.684	0.068101	14.769	0.0677	14.971	0.0667	15.114	0.06616

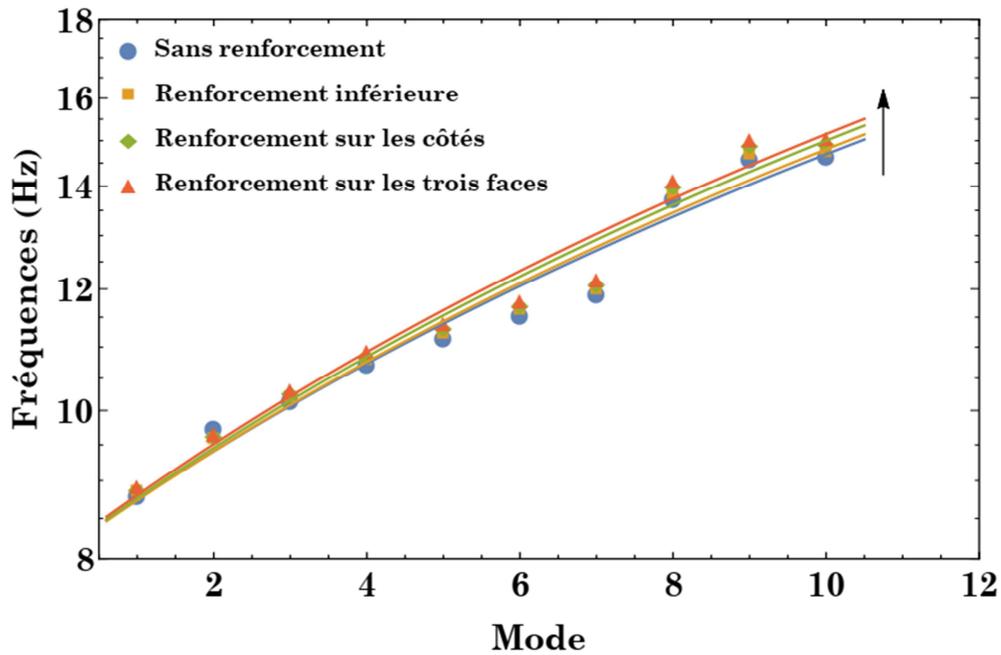


Figure 6-9. Courbe des fréquences propres pour les quatre cas traités dans notre étude.

Sur la figure 6-9, nous avons tracé l'évolution des fréquences propres de vibration de notre structure en fonction des modes de vibration pour les quatre cas traités dans notre travail de modélisation. On observe que les valeurs des fréquences propres augmentent en collant les plaques du CFRP sur les poutres chose qui est expliquée par l'augmentation de la rigidité des poutres. Du coup, les périodes vont diminuer car elles sont inversement proportionnelles aux fréquences. Un shifting vers le haut, comme indiqué sur la figure par une flèche, est observé aussi sur les courbes continues qui représentent des régressions linéaires des valeurs trouvées. Cela est expliqué par l'influence du nombre de plaques du CFRP ajoutées sur les poutres.



# **Conclusion Générale**

# Conclusion Générale

A travers ce travail de modélisation numérique, notre contribution consiste à l'étude des modes propres de vibration d'un pont renforcé par des matériaux composite de type CFRP afin de comprendre davantage sur cette méthode innovante de renforcement des ouvrage en béton armé pour objet de diminuer les périodes de vibration. A l'aide du logiciel ABAQUS, nous avons effectué une analyse modale de notre structure par un calcul élément finis en absence et en présence des polymères renforcés par des fibres de carbone.

Nous avons identifié les dix premiers fréquences propres de vibration de notre structure d'étude qui est un pont à 8 poutres de longueur  $L = 60 m$  et de largeur  $= 11.5 m$  . A travers ce travail nous avons pu constater que :

- L'analyse modale est une approche très puissante qui fournit une mesure directe des caractéristiques dynamiques structurelles d'un système. Cette approche devient de plus en plus populaire pour les applications de génie civil.
- L'analyse modale a été pratiquée dans différentes disciplines d'ingénierie telles que la mécanique, l'aérospatiale et plus récemment le génie civil. Les tests dynamiques et l'analyse modale apparaissent comme des techniques valables pour effectuer l'évaluation de l'état et l'identification des dommages des installations construites.
- Le renforcement des éléments de ponts par des matériaux composites de type CFRP augmente la fréquence propre de vibration, vu que la rigidité (K) augmente et par conséquent il diminue la période de vibration

## Conclusion Générale

---

### **Perspective**

Nous comptons dans l'avenir utiliser d'autres types de matériaux composites à fibres naturelles et/ou industrielles) et faire une étude comparative entre les résultats de modélisation afin de choisir le matériau composite le plus approprié pour une telle ou telle structure. Ensuite, la validation du modèle en faisant un travail expérimental par le biais des tests sur des poutres de dimensions réelles.

Nous recommandons pour futurs travaux la réalisation pratique de l'analyse du comportement des poutres de ponts et par conséquent l'ouvrage lui-même, après son renforcement par différentes positions de l'emplacement des matériaux composites et ce, par des essais non destructifs (vibrations forcées vibrations ambiantes, etc.). Le travail sur terrain a pour objectif la vérification et la validation des résultats de l'analyse modale effectuée numériquement.



# **Bibliographie**

## Bibliographie

- [1] M. Abdessemed, "Etude expérimentale et modélisation du comportement des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites sous flexion-cas des ponts," Doctorat, Ecole Nationale Polytechniques, 2011.
- [2] Y. Tor, "Etude technico-économique sur deux variantes de pont," Master, Département de Génie Civil, Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen, 2014.
- [3] R. Reşatoğlu and M. Nasır Said, "Behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP," *American Academic & Scholarly Research Journal*, vol. 7, 2015.
- [4] A. u. R. Khan and S. Fareed, "Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by CFRP Wraps with and without End Anchorages," *Procedia Engineering*, vol. 77, pp. 123-130, 2014/01/01/ 2014.
- [5] A. Pipinato. (2015). *Innovative Bridge Design Handbook*.
- [6] A. Palladio. (1570). *I quattro libri dell'architettura*.
- [7] M. Talbot, J.-F. Laflamme, and M. Savard, "Approches expérimentales et numériques pour l'analyse dynamique d'un pont routier," *Revue Européenne de Génie Civil*, vol. 9, pp. 187-214, 2005/01/01 2005.
- [8] C. Cremona, "Qu'est-ce qu'une évaluation dynamique?," *Revue Européenne de Génie Civil*, vol. 9, pp. 11-42, 2005/01/01 2005.
- [9] M. Jolin, J. Bastien, and J.-P. Perron, "Load test and assessment of a concrete bridge: case study," in *Proceedings of the 2nd International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, Paris. Edited by DJ Naus. RILEM Publications SARL, Bagneux, France, 2003*, pp. 281-288.
- [10] C. M. Harris, Ed., *Vibration measurement instrumentation* (McGraw-Hill handbooks. McGraw-Hill, 2002, p. ^pp. Pages.
- [11] D. J. Ewins, *Modal testing: theory, practice and application*: John Wiley & Sons, 2009.
- [12] V. H. Vu, M. Thomas, and A. Lakis, *Le pont est-il fort? Réponse d'une technique d'analyse modale opérationnelle*, 2007.
- [13] C. C., "Recursive time domain modal identification techniques," PhD Thesis, University of Wales College of Cardiff, United Kingdom, 1990.
- [14] Alvandi A. and Cremona C., "Fiabilité des essais dynamiques pour l'évaluation de l'intégrité des ponts," *Instrumentation, Métrologie, Mesure*, vol. 3, pp. 53-66, 2003.
- [15] M. Abdessemed, S. Kenai, A. Bali, and A. Kibboua, "Dynamic analysis of a bridge repaired by CFRP: Experimental and numerical modelling," *Construction and Building Materials*, vol. 25, pp. 1270-1276, 2011/03/01/ 2011.
- [16] K. Khelifi, "Renforcement des structures de portiques en béton armé sous l'effet du séisme," Master, Université Larbi Ben Mhidi Oum El Bouaghi, 2018.

## Bibliographie

---

- [17] H. Belhannachi, "Réhabilitation et Renforcement des Poteaux en Béton Armé " Magister, Université Frères Mentouri - Constantine 1, 2009.
- [18] L. Senhadji, "Les Nano-composites dans le domaine Génie Civil Applications et Objectifs," Master, Université de Blida 1, 2015.
- [19] M. Boukhezar, "Réhabilitation et Renforcement des poutres au moyen des matériaux composites," Magister, Université Frères Mentouri, Constantine 1, 2009.
- [20] F. Kechouane, "Amélioration de performances mécaniques des résines époxydiques pour le renforcement par nano composites," Master, université Saad Dahleb 1, 2020.
- [21] P. Guiraud, "Les solutions techniques par la réparation et le renforcement des ouvrages de génie civil en béton," 2011.
- [22] A. Ait-Tafati, "Réparation des poutres en béton armé endommagées à l'aide des matériaux composites hybrides," Master, Université M'hamed Bougara Boumerdes., 2017.
- [23] A. Laib, "Réparation et Renforcement des structures en béton armé " Magister, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, 2006.
- [24] s.-e. Ferahtia and F. Seraiche, "Modélisation et simulation du comportement mécanique des matériaux composites bidimensionnelle," Master, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA, 2017.
- [25] M. Abdessemed, "Cours de Matériaux Composites," U. d. B. 1, Ed., ed, 2022.
- [26] N.-E. Merabet, "Etude du renforcement d'un bâtiment en béton armé par les matériaux composites," Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2017.
- [27] A. Merdas, B. Fiorio, and N.-E. Chikh, "Adhérence de joncs et plats composites mis en place dans le béton selon la méthode NSM."
- [28] S. S. Zhang, Y. Ke, E. Chen, H. Biscaia, and W. G. Li, "Effect of load distribution on the behaviour of RC beams strengthened in flexure with near-surface mounted (NSM) FRP," *Composite Structures*, vol. 279, p. 114782, 2022/01/01/ 2022.
- [29] A. Douadi, "Caractérisation du comportement d'adhérence des éléments en BA renforcés par matériaux composites selon la technique FRP-NSM," Doctorat, Université Ferhat Abbas Setif1, 2020.
- [30] V. Choudhary and A. Gupta, "Polymer/Carbon Nanotube Nanocomposites," ed, 2011.
- [31] P. Mommer and E. Dondonne, "Dégradation de dalles de tablier de ponts en région wallonne. Etude d'une pathologie complexe," *Revue Scientifique des Ingénieurs Industriels*, vol. 18, p. 145, 2004.
- [32] D. Larbi, "Facteurs influant sur la durabilité des structures en béton armé dans le nord Algérien. Cas : ponts en béton armé," Master, UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de BOUIRA, 2016.
- [33] H. Patrice, "Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites," *Techniques de l'ingénieur Plastiques et composites*, vol. base documentaire : TIP100WEB, 2002.
- [34] P. Daniel and C. Jean-Armand, "Pathologie et évaluation des ponts existants Méthodes d'auscultation," *Techniques de l'ingénieur CND : applications sectorielles*, vol. base documentaire : TIB587DUO, 2010.
- [35] A. Alvandi, "Contribution to the practical use of dynamic testing for damage detection in bridges

## Bibliographie

---

- Contribution à l'utilisation pratique de l'évaluation dynamique pour la détection d'endommagements dans les ponts," Ecole des Ponts ParisTech, 2003.
- [36] M. Abdessemed, S. Kenai, R. Bayasli, and R. Messelka, *Application des matériaux composites à base de fibres de carbone sur les poutres de ponts en Algérie*, 2005.
- [37] M. Abdessemed, S. Kenai, A. Bali, A. Kibboua, B. Guillier, and J. L. Chatelain, *Suivi et comportement des poutres de ponts en béton renforcées par composites collés*, 2007.
- [38] A. J. Aref and S. Alampalli, "Vibration characteristics of a fiber-reinforced polymer bridge superstructure," *Composite Structures*, vol. 52, pp. 467-474, 2001/05/01/ 2001.
- [39] A. Hrennikoff, "Solution of Problems of Elasticity by the Framework Method," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 8, pp. A169-A175, 2021.
- [40] D. Mchenry, "A lattice analogy for the solution of stress problems," *Journal of the Institution of Civil Engineers*, vol. 21, pp. 59-82, 1943.
- [41] R. Courant, "Variational methods for the solution of problems of equilibrium and vibrations," *Bulletin of the American Mathematical Society*, vol. 49, pp. 1-23, 23, 1943.
- [42] S. Levy, "Computation of Influence Coefficients for Aircraft Structures with Discontinuities and Sweepback," *Journal of the Aeronautical Sciences*, vol. 14, pp. 547-560, 1947.
- [43] S. Levy, "Structural Analysis and Influence Coefficients for Delta Wings," *Journal of the Aeronautical Sciences*, vol. 20, pp. 449-454, 1953.
- [44] J. H. Argyris, "Energy Theorems and Structural Analysis," *Aircraft Engineering and Aerospace Technology*, vol. 26, pp. 347-356, 1954.
- [45] J. H. Argyris and S. Kelsey. (1960 (collection of papers published in Aircraft Engineering in 1954 and 1955)). *Energy Theorems and Structural Analysis*.
- [46] M. J. Turner, R. W. Clough, H. C. Martin, and L. J. Topp, "Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures," *Journal of the Aeronautical Sciences*, vol. 23, pp. 805-823, 1956.
- [47] R. W. Clough, "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis," 1960.
- [48] R. J. Melosh, "A Stiffness Matrix for the Analysis of Thin Plates in Bending," *Journal of the Aerospace Sciences*, vol. 28, pp. 34-42, 1961.
- [49] P. E. Grafton and D. R. Strome, "Analysis of axisymmetrical shells by the direct stiffness method," *AIAA Journal*, vol. 1, pp. 2342-2347, 1963.
- [50] H. C. Martin, "Plane Elasticity Problems and the Direct Stiffness Method," *The Trend in Engineering*, vol. 13, pp. 5-19, 1961.
- [51] R. H. Gallagher, J. Padlog, and P. P. Bijlaard, "Stress Analysis of Heated Complex Shapes," *ARS Journal*, vol. 32, pp. 700-707, 1962.
- [52] R. J. Melosh, "Structural Analysis of Solids," *Journal of the Structural Division*, vol. 89, pp. 205-248, 1963.
- [53] G. Zumpe, "J. H. Argyris, Recent Advances in Matrix Methods of Structural Analysis. (Progress in Aeronautical Sciences, Volume 4) XIII + 187 S. m. Abb. u. Fig. Oxford/London/New York/Paris 1964. Pergamon Press. Preis geb. 60 s. net," *ZAMM - Journal of Applied Mathematics and Mechanics / Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, vol. 45, pp. 366-367, 1965.
- [54] R. W. Clough and Y. Rashid, "Finite element analysis of axi-symmetric solids," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 91, pp. 71-85, 1965.

## Bibliographie

---

- [55] E. L. Wilson, "Structural analysis of axisymmetric solids," *AIAA Journal*, vol. 3, pp. 2269-2274, 1965.
- [56] M. J. Turner, E. H. Dill, H. C. Martin, and R. J. Melosh, "Large Deflections of Structures Subjected to Heating and External Loads," *Journal of the Aerospace Sciences*, vol. 27, pp. 97-106, 1960.
- [57] R. H. Gallagher and J. Padlog, "Discrete element approach to structural instability analysis," *AIAA Journal*, vol. 1, pp. 1437-1439, 1963.
- [58] O. C. Zienkiewicz, M. Watson, and I. P. King, "A numerical method of visco-elastic stress analysis," *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 10, pp. 807-827, 1968/10/01/ 1968.
- [59] J. S. Archer, "Consistent matrix formulations for structural analysis using finite-element techniques," *AIAA Journal*, vol. 3, pp. 1910-1918, 1965.
- [60] O. C. Zienkiewicz and Y. K. Cheung, "Finite Elements in the Solution of Field Problems," *The Engineer*, pp. 507-510, 1965.
- [61] H. C. Martin, "Finite element analysis of fluid flows," WASHINGTON UNIV SEATTLE DEPT OF AERONAUTICS AND ASTRONAUTICS 1968.
- [62] E. L. Wilson and R. E. Nickell, "Application of the finite element method to heat conduction analysis," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 4, pp. 276-286, 1966/10/01/ 1966.
- [63] B. A. Szabo and G. C. Lee, "Derivation of stiffness matrices for problems in plane elasticity by Galerkin's method," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 1, pp. 301-310, 1969.
- [64] O. C. Zienkiewicz and C. J. Parekh, "Transient field problems: Two-dimensional and three-dimensional analysis by isoparametric finite elements," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 2, pp. 61-71, 1970.
- [65] O. Zienkiewicz, J. Lyness, and D. Owen, "Three-dimensional magnetic field determination using a scalar potential--A finite element solution," *IEEE Transactions on Magnetics*, vol. 13, pp. 1649-1656, 1977.
- [66] T. Belytschko, "A survey of numerical methods and computer programs for dynamic structural analysis," *Nuclear Engineering and Design*, vol. 37, pp. 23-34, 1976/04/01/ 1976.
- [67] T. Belytschko, R. L. Chiapetta, and H. D. Bartel, "Efficient large scale non-linear transient analysis by finite elements," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 10, pp. 579-596, 1976.
- [68] H. Kardestuncer. (1987). *Finite Element Handbook*.
- [69] R. W. Clough, "The finite element method after twenty-five years: A personal view," *Computers & Structures*, vol. 12, pp. 361-370, 1980/10/01/ 1980.
- [70] A. K. Noor, "Bibliography of Books and Monographs on Finite Element Technology," *Applied Mechanics Reviews*, vol. 44, pp. 307-317, 1991.
- [71] J. T. Oden, E. A. Ripperger, and H. Saunders, "Mechanics of elastic structures," 1982.
- [72] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, "A plastic-damage model for concrete," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, pp. 299-326, 1989/01/01/ 1989.
- [73] H. K. H. Helmut Kupfer and R. Hubert, "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses," *ACI Journal Proceedings*, vol. 66, 8/1/1969.

## Bibliographie

---

- [74] W.-F. Chen. (2007). *Plasticity in Reinforced Concrete*.
- [75] V. Birtel and P. Mark, "Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure," in *ABAQUS users' conference*, 2006.
- [76] K. H. G. B. P. Sinha and G. T. Leonard, "Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading," *ACI Journal Proceedings*, vol. 61, 2/1/1964.
- [77] H. W. Reinhardt and H. A. W. Cornelissen, "Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading," *Cement and Concrete Research*, vol. 14, pp. 263-270, 1984/03/01/ 1984.
- [78] C. Zhang, J. L. Curiel-Sosa, and T. Q. Bui, "A novel interface constitutive model for prediction of stiffness and strength in 3D braided composites," *Composite Structures*, vol. 163, pp. 32-43, 2017/03/01/ 2017.
- [79] J. Zhang, J. Chen, R. Zhang, and R. Guo, "A Numerical Investigation of Thermal-Induced Explosive Spalling Behavior of a Concrete Material Using Cohesive Interface Model," *Frontiers in Physics*, vol. 10, 2022-April-27 2022.
- [80] Y. Obaidat, *Structural retrofitting of concrete beams using FRP-debonding issues*: Lund University, 2011.
- [81] F. Catbas, M. Lenett, A. Aktan, D. Brown, A. Helmicki, and V. Hunt, "Modal analysis as a bridge monitoring tool," in *SPIE proceedings series*, 1999, pp. 1230-1236.