



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
La République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de L'Enseignement Supérieur & la Recherche Scientifique

جامعة محمد الحميد بن باديس - مستغانم
Université Abdel Hamid Ben Badis - Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie

ديوانة عمادة الكلية المضيفة وما بعد التدرج والبحث العلمي والعلاقات الخارجية

Vice Décanat Chargé de la Poste Graduation de la Recherche Scientifique et des Relations Extérieures



Thèse

Présenté pour obtenir le:
DILOME DE DOCTORAT 3^{ème} cycle
En Travaux Publics

Domaine : Science et technologie.

Filière : Travaux publics

Spécialité : Voies et ouvrages d'art

Diagnostic et évaluation des pathologies des ponts existants sous un trafic routier actualisé

Présenté et Soutenu publiquement par :

Mr: SEBAHI Lakhali

Devant le jury composé de :

Mme.BELAS Nadia	Présidente	Professeur	Université Mostaganem
Mr.BENSOULA Mohamed	Directeur de Thèse	Professeur	Université Mostaganem
Mr. KADRI Taher	Co-directeur de Thèse	Professeur	Université Mostaganem
Mr.BOURDIM Sidi Mohamed El Amine	Examineur	Professeur	Centre Universitaire de MEGHNA
Mr.MALIKI Mustapha	Examineur	Professeur	Université Mostaganem
Mr.ADDOU Farouh Yahia	Examineur	MCA	Université Mostaganem

Remerciements

Je tiens à adresser mes sincères remerciements à mes encadrants, le Professeur BENSOULA Mohamed et le professeur KADRI Taher pour leurs précieux conseils et les efforts considérables qu'ils ont déployés tout au long de ce projet. Je leur exprime ma profonde gratitude pour leur générosité et leur soutien constant du début à la fin.

Je tiens également à remercier chaleureusement les membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Leur expertise et leurs remarques constructives ont permis d'enrichir et d'améliorer la qualité de cette recherche

Je remercie tout particulièrement mes Amis d'enfance Ahmed, Adda, Bouziane, Arbi ainsi que mes chers frères, qui m'ont soutenu tout au long de ce parcours.

Je tiens également à exprimer ma gratitude profonde à monsieur le DTP BOUAZGUI Hamid, pour son soutien et ses encouragements inébranlables. Ces études n'auraient pas été possible sans son aide et son soutien.

Je remercie également ma femme et mes enfants, Ahmed, Anes, Haithèm et ma fille Douaa pour leur patience et leur présence réconfortante.

Enfin, je souhaite exprimer mes remerciements mes collègue de travail Mr Larbi Karim, Mr Mokhtar, Mm si Yahia et Mm Chaib et tout mes collègue de la promotion doctorale.

المُلخَص

تُعدُّ دراسةُ إجراءاتِ إعادةِ تأهيلِ الجسورِ اليومَ من الموضوعاتِ الأساسيّةِ التي لا غنى عنها في مجالِ تسييرِها؛ إذ تنغدّي أهميَّتها من قابليّةِ هذه المنشآتِ للتدهورِ مع مرورِ الزمنِ بفعلِ آلياتِ تدهورٍ متعدّدةٍ ومتنوّعةٍ. وتتجلّى مكانةُ دراساتِ إعادةِ التأهيلِ بوضوحٍ عند مقارنةِ تكاليفِ الإصلاحِ، التي تظلّ أكثرَ ملاءمةً وأقلَّ كلفةً مقارنةً بإنجازِ منشآتٍ جديدةٍ. وعليه، يصبحُ من الضروريِّ امتلاكُ معرفةٍ عميقةٍ بمختلفِ أنواعِ عيوبِ المنشآتِ وطرقِ التشخيصِ، ولا سيّما بمختلفِ أساليبِ وتقنياتِ التسييرِ والإصلاحِ.

إنَّ التوسّعَ المتسارعَ في رصيدِ المنشآتِ الفنيّةِ، وتنوّعَ طبيعتها، إلى جانبِ إغفالِ إشكاليّةِ الديمومةِ، وغيابِ سياسةٍ فعّالةٍ وحقيقيّةٍ لمراقبةٍ وصيانةِ المنشآتِ الفنيّةِ في بلدنا، كلّها عواملٌ دفعتنا إلى اقتراحِ هذا الموضوعِ. ويهدفُ هذا العملُ إلى تعميقِ الفهمِ لمختلفِ مراحلِ وعملياتِ الإصلاحِ، بدءًا من تشخيصِ العيوبِ وصولاً إلى مرحلةِ الانجازِ؛ كما يسعى إلى تقديمِ صورةٍ شاملةٍ عن الحظيرةِ الوطنيّةِ للمنشآتِ الفنيّةِ، قصدَ التعرفِ عليها وإحصائها، وإعدادِ قائمةٍ بأكثرِ الأضرارِ شيوعاً وأسبابها في بلدنا.

وعلاوةً على ذلك، يهدفُ إلى استكشافِ أوجهِ القصورِ والنقائصِ المسجّلةِ في سياساتِ تسييرِ هذه المنشآتِ. وكلُّ ذلكِ من أجلِ بلورةِ رؤيةٍ منهجيّةٍ واضحةٍ، تُسهمُ في صونِ منشآتنا الفنيّةِ والحفاظِ عليها، مع مراعاةِ مختلفِ الاحتمالاتِ والتحدّياتِ التي قد تواجهُها مستقبلاً.

الكلمات المفتاحية: الجسر، الخرسانة المسلحة، علم الأمراض، الصيانة، التشخيص، التدهور، الإصلاح

Résumé

Aujourd'hui, l'étude sur les actions de réhabilitation des ponts présente l'un des thèmes incontournables dans leur gestion ; alimentée par la susceptibilité des ouvrages à se dégrader au cours du temps par des mécanismes d'endommagement très variés, l'importance des études de réhabilitation apparaît très clairement après la comparaison des coûts des réparations qui restent très favorables et plus économiques par rapport aux constructions de structures nouvelles. Il est donc obligatoire d'avoir une profonde connaissance sur les pathologies, les méthodes de diagnostic et surtout les différentes méthodes et techniques de gestion et réparation.

Le développement du patrimoine des ouvrages, la variété de leur nature, la non-prise en charge de la problématique de la durabilité ainsi que l'absence d'une vraie politique de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art dans notre pays, nous a incité à proposer ce thème qui a pour objectifs : de comprendre les actions principales dans la réparation, de la pathologie jusqu'à la réalisation; de présenter le parc national des ouvrages d'arts afin de l'identifier, le recenser et bien sûr établir une liste des défauts et des causes les plus fréquemment rencontrés dans notre pays ; de chercher les problèmes et les insuffisances enregistrés dans la politique de gestion des ouvrages. Tout cela pour constituer une orientation qui nous aide à préserver nos ouvrages d'art en tenant compte de toutes les éventualités.

Mots clés : Pont, Béton armé, Pathologie, Maintenance, Diagnostic, Dégradation, Réparation.

Abstract

Nowadays, the study of rehabilitation actions works of reinforced concrete bridges, has become among the most important subject; which cannot be neglected especially in their management. This importance influenced by the susceptibility of such works to deterioration by several pathologies, circumstances, and also the advantage of maintenance cost in comparison with construction activities, since reconstruction works for bridges are usually less than rebuilding them. This should make the deep knowledge about damages and their causes and how to make a correct diagnostic to them as a necessity.

From one side the development and the diversity in technical works and from the other one the absence of taking into consideration the problem of durability of structures, and also a strict clear policy in management of bridges in our country. This has led us to propose this study, which we seek through it to put a scheme of repairing operation starting with knowing the damages till the operation and techniques of maintenance then we finish in listing the causes behind the damaging of works we usually face and study the policy adopted in our country to direct works in a critical way that makes us familiar with its drawbacks to get at the and some Instructions, which help us, preserving our constructions.

Keywords: Bridge, Reinforced concrete, Pathology, Maintenance, Diagnosis, Degradation, Repair

Table des matières

Remerciements	I
المخلص/Résumé / Abstract	II
Table des matières	V
Listes des symboles et des acronymes	IX
Liste des figures	X
Liste des Tables	XII
Liste des symboles et des abreviations.....	XIV
Introduction generale	2
Conclusion générale	111
Référence	113

Chapitre I : Généralités sur les ponts

I.1. Introduction.....	6
I.2. Définition d'un pont.....	7
I.3. Classification des ponts.....	7
I.3.1. Classification selon la voie publique	8
I.3.2. Classification selon la structure et l'architecture	9
I.3.3. Classification selon la taille :	10
I.3.4. Classification selon la brèche franchie	11
I.4. Matériaux utilisés dans la construction des ponts.....	13
I.5. Principes de la conception des ponts	13
I.5.1. Démarches de la conception	13
I.5.2. Implantation et caractéristiques de l'ouvrage.....	14
I.6. Normes et règlements applicables aux ponts	14
I.7. Actions et sollicitations sur les ponts	15
I.7.1. Actions	15
I.7.1.1. Actions permanentes.....	16
I.7.1.2. Actions variables.....	16
I.7.1.3. Actions accidentelles	17
I.8. Combinaisons d'actions	20
I.8.1. Combinaisons de calcul vis-à-vis des ELU	21
I.8.2. Combinaisons de calcul vis à vis des ELS	21
I.9. Sollicitations.....	22
I.10. Surcharges réglementaires sur les ponts routes.....	22
I.11. Surcharges appliquées selon la réglementation Algérienne.....	22
I.11.1. Le chargement des ponts routiers selon les normes Algériennes	22
I.11.2. Paramètres de calcul	23
I.11.3. Système de la surcharge A.....	24
I.11.4. Le système de surcharges B	25
I.11.4.1. Sous-système Bc	25
I.11.4.2. Sous système Br	26
I.11.4.3. Sous système Bt.....	27
I.11.5. Charges militaires.....	28
I.11.6. Surcharges exceptionnelle D240	29
I.11.7. Surcharge sur trottoir.....	29
I.12. Le chargement des ponts routiers selon les normes Eurocode.....	29

I.13. Objectif des normes.....	29
I.14. Types d'actions définies.....	30
I.15. Application sur la chaussée.....	30
I.16. Facteurs dynamiques et d'impact.....	30
I.17. Combinaisons d'actions.....	30
I.18. Conclusion.....	31

CHAPITRE II : PATHOLOGIES DES PONTS EN BETON

II.1. Introduction.....	33
II.2. Durée de vie d'un pont.....	33
II.3. Pathologie des ponts en béton armé.....	34
II.4. Pathologies et principales origines des dégradations des ouvrages.....	35
II.5. Les différents types de dégradations d'un pont.....	36
II.6. Erreurs de conception ou d'exécution.....	36
II.7. Conséquences des modifications d'utilisation sur les ponts en béton armé.....	37
II.8. Effets de la température.....	37
II.9. Chargement de fatigue.....	37
II.10. Actions dues au trafic.....	38
II.11. Actions dues au climat.....	38
II.12. Actions accidentelles.....	39
II.13. Les principaux types de pathologies.....	39
II.14. Dégradation d'origine chimique.....	39
II.14.1. Carbonatation.....	39
II.14.1.1. Mesure de la profondeur de carbonatation.....	41
II.14.1.2. Action du dioxyde de carbone :.....	42
II.14.2. Corrosion des aciers :.....	43
II.14.3. La corrosion atmosphérique :.....	43
II.14.4. Corrosion des armatures dans les structures de béton armé et précontraint.....	44
II.14.5. Autres formes de corrosion :.....	44
II.14.6. Attaques Sulfatiques.....	44
II.14.7. Action des chlorures :.....	46
II.14.8. L'attaque des ions-chlorures.....	47
II.14.9. L'alcali-réaction.....	47
II.15. Dégradation d'origine physique :.....	49
II.15.1. Retrait.....	50
II.15.2. Le fluage :.....	50
II.15.3. Le gel-dégel.....	50
II.15.4. Les sels fondants (Les produits de déglçage ou de déverglçage) :.....	52
II.15.5. Détérioration par fissuration interne.....	53
II.15.6. Détérioration par l'écaillage.....	53
II.16. Dégradations d'origine mécanique.....	53
II.16.1. Chocs.....	53
II.16.2. Abrasion, érosion :.....	54
II.16.3. La cavitation.....	54
II.16.4. Délamination :.....	54
II.17. Conséquences des pathologies sur la durabilité et la sécurité des ponts.....	55
II.18. Risques liés aux défauts de conception et d'exécution.....	55

II.19. Risques liés aux dégradations dues à l'eau	56
II.20. Autres risques	56
II.21. Méthodes de diagnostic des pathologies.....	56
II.21.1. Diagnostic préliminaire.....	56
II.21.2. Recalcul de l'ouvrage	56
II.21.3. Investigations complémentaires.....	56
II.22. Réparation des pathologies des ponts en béton armé	57
II.22.1. Traitements de surface	57
II.22.2. Protection du béton et des armatures	57
II.22.3. Régénération des matériaux	57
II.22.4. Ajout de forces	58
II.22.5. Ajout de matière.....	58
II.23. Conclusion	59

Chapitre III : Diagnostic et résultats des investigations des pathologies d'une étude de cas

III.1. Introduction	61
III.2. Présentation du parc des ouvrages d'art dans la wilaya de Tiaret en Algérie.....	61
III.3. Patrimoine des ouvrages d'art à la wilaya de Tiaret	64
III.3.1. Age du parc des ouvrages d'art	65
III.3.2. Etat des ouvrages d'art	66
III.4. Règlements utilisés pour l'évaluation de l'état des ponts.....	69
III.5. Localisation du pont expertisé.....	71
III.6. Enquêtes d'investigation du pont expertisé.....	73
III.6.1. Inspection visuelle	73
III.6.2. Expérimentation réalisée sur le pont expertisé.....	76
III.6.2.1. Auscultation dynamique à l'ultrason	77
III.6.2.2. Essais de compression simple au scléromètre	79
III.6.2.3. Essais de carottage	80
III.6.2.4. essai de carbonatation	83
III.6.2.5. Essais le test de présence des chlorures	84
III.7. Interprétation des résultats d'expérimentation.....	85
III.8. Conclusion.....	88

Chapitre IV Simulation numérique de l'influence du trafic routier ascendant sur les pathologies des ponts

IV.1. Introduction.....	90
IV.2. Impact du trafic routier sur la durabilité des ponts	90
IV.3. Statistiques du trafic routier Algérien	91
IV.4. Description du logiciel utilisé pour la simulation	93
IV.5. Simulation de l'ouvrage expertisé	94

IV.5.1. Données administratives.....	94
IV.5.2. Données géométriques	94
IV.5.3. Calcul de capacité portante.....	94
IV.6. Résultats de la simulation	95
IV.6.1. Combinaison de charges de calcul	95
IV.6.2. Résultats de la simulation de la dalle supérieure.....	96
IV.6.2.1. Système de charge A(l).....	96
IV.6.2.2. Système de charge Bc.....	98
IV.6.2.3. Système de charge Bt	99
IV.6.2.4. Système militaires Mc120	100
IV.7. Résultats de la simulation du pied droit gauche.....	101
IV.7.1. Sous charge A1	101
IV.7.2. Sous charge Bc	102
IV.7.3. Sous charge Bt.....	103
IV.7.4. Sous charge MC120	103
IV.8. Interprétation des résultats	104
IV.8.1. Au niveau de la dalle supérieure du pont expertisé.....	105
IV.8.2. Au niveau du piédroit du pont expertisé	106
IV.9. Conclusion	109

La liste des Figures

Figure I. 1: portée des ponts selon leur types portée.....	12
Figure I. 2 : Phénomène d’affouillement du sol autour d’une fondation profonde de la pile d’un pont (Boutaraa, Z. (2019).....	17
Figure I. 3: Désordre à la base des piles du pont sur Oued Allala (Ténès-Algérie) sous l’effet de l’abrasion (Boutaraa, Z. (2019)	18
Figure I. 4: Sollicitations sismiques agissant sur un pont (Boutaraa, Z. (2019).....	18
Figure I. 5: Poinçonnement du tablier sous l’effet de la composante verticale du séisme de Loma Prieta (USA 1989) (Kibboua, A. 2012, mars)	19
Figure I. 6: Exemples de défaillances des ponts durant le séisme de Kobé 1995 :	19
Figure I. 7 : Conséquences de collision contre la pile d’un pont : (a) Cas d’un bateau et (b) cas d’un véhicule (Boutaraa, Z. (2019)	20
Figure I. 8: Distribution des largeurs sur un tablier d’ouvrage d’art	24
Figure I. 9: Disposition du sous-système B _c (D.T.R-RCPR 2008)	26
Figure I. 10 : Disposition du sous-système B _r (D.T.R-RCPR 2008).....	27
Figure I. 11: Dispositions du sous-système B _t (D.T.R-RCPR 2008)	28
Figure I. 12: dispositions du système Mc120 (D.T.R-RCPR 2008).....	28
Figure I. 13: Disposition du convoi type D240 (D.T.R-RCPR 2008).....	29
Figure II. 1: Section transversale type de ponts courant en béton armé (Boutaraa, Z. (2019)35	35
Figure II. 2: Principe de la carbonatation	40
Figure II. 3: Progression de la carbonatation dans les fissures (Oxand. 2002)	41
Figure II. 4: Mesure de la profondeur de la carbonatation (Boutaraa 2021)	41
Figure II. 5 : Carbonatation et corrosion des armatures (Boutaraa 2021)	42
Figure II. 6 : Phénomène de corrosion des aciers (Haouara, S. 2014)	43
Figure II. 7: L’origine des sulfates	45
Figure II. 8: Fissure dues au gonflement interne (Divet, L.2003)	45
Figure II. 9: Fissures importantes d’un échantillon de béton soumis au test de résistance aux sulfates (Boutaraa 2021).....	46
Figure II. 10: Chlorures dans la microstructure d’un béton (a)lies et (b) libres (NaCl).....	47
Figure II. 11: Fissuration en faïençage provoqué par l’alcali réaction	48
Figure II. 12: Eclatement du béton dans une pile de pont	48
Figure II. 13: Facteurs d'endommagement.	49
Figure II. 14: Dégâts de RAG d'un mur de soutènement.....	49
Figure II. 15 : Granulat fissuré par réaction alcalis silice (Kosmatka,Kerhoff et al)	49

Figure II. 16: Dégradation d'un ouvrage soumis au gel- dégel.	52
Figure II. 17 : Ecaillage d'une dalle de béton.....	52
Figure II. 18: Choc de véhicule Trémie / carrefour Regina ville de Tiaret.	53
Figure II. 19: Poutres Endommagées par les Chocs des véhicules.....	54
Figure III. 1: Réseau routier wilaya de Tiaret.	62
Figure III. 2 : Etat de chemins de wilaya de la wilaya de Tiaret.	63
Figure III. 3: Etat des Chemins communaux (CC).....	63
Figure III. 4: Répartition des ouvrages selon (RN, CW, CC)	64
Figure III. 5: Répartition des ouvrages selon leur âge.....	65
Figure III. 6: répartition des ouvrages sur RN selon leur état.	67
Figure III. 7 : répartition des ouvrages sur cw selon leur état.	67
Figure III. 8: répartition des ouvrages sur cc selon leur état.	68
Figure III. 9: Répartition des ouvrages selon leur état (RN-CW-CC).....	68
Figure III. 10: Carte de zonage sismique de l'Algérie selon le RPOA 2008.....	69
Figure III. 11: La démarche d'appréciation de la classe d'état selon l'IQOA.	71
Figure III. 12: Localisation de la wilaya de Tiaret et de la zone d'étude	72
Figure III. 13 : Le pont expertisé situé sur la route nationale RN120 au PK 97+000.....	72
Figure III. 14: Déférentes coupes sur ouvrage d'art.	73
Figure III. 15: Dégradation visuelle de la superstructure du pont.....	74
Figure III. 16: Dégradation visuelle de l'infrastructure du pont.	75
Figure III. 17: Dégradations visuelles des équipements du pont.....	76
Figure III. 18: Plan schématique des essais expérimentaux	77
Figure III. 19 : Scanner mural multi-détecteur	77
Figure III. 20 : Mesure de la vitesse de propagation (ultrason de type TICO).....	78
Figure III. 21 : Plan schématique de l'essai ultrasonique.....	79
Figure III. 22: Appareil de mesure de la résistance de béton (scléromètre à béton).	79
Figure III. 23 : Prélèvement des carottes de béton	82
Figure III. 24: Le plan schématique des prélèvements des carottes.	82
Figure III. 25 : Photos des carottes prélevées.....	83
Figure III. 26: Test phénolphtaléine sur carottes.....	84
Figure III. 27: Analyses des ions chlorures libres par chromatographie ionique.....	85
Figure III. 28: Test de présence des chlorures sur carottes.	85
Figure IV. 1 : Répartition du parc national (ONS, 2019)	93
Figure IV. 2 : Accroissement du nombre de camions du poids lourd (ONS, 2019).....	93

Figure IV. 3 : Modélisation d’ouvrage coulé en place.....	96
Figure IV. 4: Maillage de la dalle supérieure.....	97
Figure IV. 5: Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge Al.....	98
Figure IV. 6 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Al	98
Figure IV. 7: Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge Bc.....	99
Figure IV. 8 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Bc.....	99
Figure IV. 9: Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge Bt	100
Figure IV. 10 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge charge Bt.....	100
Figure IV. 11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge MC120	101
Figure IV. 12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge Bc MC120	101
Figure IV. 13 : Piedroit gauche.....	102
Figure IV. 14 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Al	103
Figure IV. 15 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge Al.....	103
Figure IV. 16 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge Bc	104
Figure IV. 17: Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Bc.....	104
Figure IV. 18 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge Bt.....	104
Figure IV. 19 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Bt	104
Figure IV. 20 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge MC120	104
Figure IV. 21 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge MC120	104
Figure IV. 22: Comparaison entre les contraintes de compression expérimentales et de la simulation au niveau de la dalle supérieure	107
Figure IV. 23 : Taux de diminution de la simulation par rapport à l'expérimentation pour la dalle supérieure	108
Figure IV. 24 : Comparaison entre les contraintes de compression expérimentales et de la simulation au niveau piédroit	109
Figure IV. 25: Taux de diminution de la simulation par rapport à l'expérimentation pour le piédroit	110

Liste des tables

Tableau I. 1: Valeurs du coefficient a_1	25
Tableau I. 2: valeurs de coefficient b_c	26
Tableau I. 3 : Valeurs de coefficient b_t	27
Tableau II. 1: Profondeur de la carbonatation du béton en fonction de sa résistance (23)	42
Tableau III. 1: Répartition et état du réseau routier de la wilaya de Tiaret	63
Tableau III. 2: Répartition des ouvrages selon classification des route (RN-CW- CC)	64
Tableau III. 3: Récapitulatif des inspections visuelles de la superstructure des ponts expertisés	74
Tableau III. 4 : Récapitulatif des inspections visuelles de l'infrastructure des ponts expertisés	75
Tableau III. 5: Récapitulatif des inspections visuelles des équipements des ponts expertisés	76
Tableau III. 6: Résultat des essais de l'ultrason	78
Tableau III. 7: Résultats d'auscultation au scléromètre sur la dalle	80
Tableau III. 8: Résultats d'auscultation au scléromètre sur piédroits	80
Tableau III. 9 : Résultats des essais sur carotte sur piédroits	81
Tableau III. 10: Résistance à la compression sur carottes	81
Tableau III.11. : Résultat de test phénolphtaléine	84
Tableau III. 12 : Différentes résultats des essais sur l'ouvrage	86
Tableau IV. 1: Répartition du parc national automobile (ONS, 2019).....	92
Tableau IV. 2: Répartition des véhicules au 31/12/2019	92
Tableau IV. 3 : Répartition du poids lourd selon le genre et la charge utile des véhicules (ONS, 2019)	94
Tableau IV. 4: Résultats des moments fléchissant en ELU et ELS sous la charge A_1	98
Tableau IV. 5: résultats des moments fléchissant a ELU et ELS sous la charge B_c	99
Tableau IV. 6 : résultats des moments fléchissant a ELU et ELS sous la charge B_t	100
Tableau IV. 7 : résultats des moments fléchissant a ELU et ELS sous la charge M_{c120}	101
Tableau IV. 8 : Valeurs des contraintes de compression issues de la simulation et de l'expérimentation au niveau de la dalle supérieure.....	106
Tableau IV. 9 : Taux d'augmentation entre la simulation et l'expérimentation pour la dalle supérieure	107
Tableau IV. 10 : Valeurs des contraintes de compression issues de la simulation et de l'expérimentation au niveau du piédroit	108

Tableau IV. 11:Taux d'augmentation entre la simulation et l'expérimentation pour le piédroit

..... 109

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

- G_{max} : Actions permanentes dont l'impact est défavorable
- G_{min} : Actions permanentes ayant un impact favorable
- Q₁ : Action variable dite de base ;
- Q_i (i > 1) : Autres actions variables dites d'accompagnement.
- ELU : Etats limites ultimes
- ELS : Etats limites de service
- FA : Valeur nominale de l'action accidentelle ;
- Ψ_{1i} Q₁ : Fréquence d'une action variable ;
- N : Effort normal
- V : Effort tranchant
- M : Moment de flexion
- T : Effort de Torsion
- D.T.R : Document Technique Réglementaire
- RCPR : Règlement des Constructions en Préfabrication et en Réparation
- BAU : bandes d'arrêt d'urgence
- BDG : Bandes dérasées
- L_r : La largeur roulable
- L_c : La largeur chargeable
- N_v : nombre de voies de circulation
- L_v : Largeur de voie
- a₁ : Coefficient de dégressivité transversale
- a₂ : Coefficient de pondération
- L : Portée de travée
- G : Charge permanente
- S : Surcharge du sous-système
- AFGC : Association Française de Génie Civil
- MTP : Ministère des Travaux Publics
- RNV : Règlement Neige et Vent
- C.B.A : Code du Béton Armé Algérien
- RPOA : Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art

NA : Norme algérienne

IQOA : Instruction pour la qualité des ouvrages d'art

LCPC : laboratoire centrale des ponts et chaussées

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes

Fib : Fédération Internationale du Béton

Introduction Générale

Introduction générale

Les ouvrages d'art routiers représentent un élément crucial du patrimoine infrastructurel de transport, garantissant la continuité, la sécurité et la fluidité du trafic. Parmi ces ouvrages, les ponts en béton armé jouent un rôle stratégique majeur, car ils supportent des charges mécaniques importantes tout en étant exposés à des agressions environnementales variées (**Zhao et al., 2022**). Comme toute construction, ces ponts subissent une dégradation progressive de leurs matériaux, entraînant une diminution de leurs performances initiales, même lorsqu'ils ont été conçus selon les normes actuelles (**Eurocode 2, 2020 ; SETRA, 2021**).

Cette dégradation résulte de multiples facteurs : le vieillissement naturel du béton et de l'acier, l'augmentation du trafic et des charges supportées, ainsi que les effets climatiques et chimiques, notamment la carbonatation, la corrosion des armatures, les cycles gel-dégel, et la pénétration des chlorures (**Bérubé et al., 2023**). Par ailleurs, des événements accidentels tels que les séismes ou les impacts de véhicules peuvent aggraver ces phénomènes. La combinaison de ces facteurs engendre des pathologies structurelles susceptibles de compromettre la durabilité et la sécurité des ouvrages .

Face à cette réalité, il est essentiel de bien comprendre les mécanismes de dégradation et de maîtriser les méthodes de diagnostic. Les gestionnaires d'infrastructures doivent disposer d'outils fiables pour évaluer l'état des ponts et définir des stratégies de maintenance adaptées. En effet, l'absence d'entretien préventif accélère la détérioration des structures, augmentant les coûts de réparation et les risques pour les usagers (**SETRA, 2021 ; LCPC, 2022**). Les recommandations récentes soulignent que la maintenance régulière est la solution la plus rationnelle pour préserver la longévité des ouvrages (**Haddad et al., 2023**).

Dans ce contexte, la présente recherche s'inscrit dans une démarche intégrée de diagnostic structurel. Elle porte sur l'analyse pathologique d'un pont en béton armé situé sur la RN 120, dans la wilaya de Tiaret, combinant une partie coulée en place et une partie préfabriquée. L'objectif principal est d'évaluer l'état réel de l'ouvrage à travers une approche combinant inspections visuelles, techniques d'auscultation non destructives (CND) et modélisation numérique. Cette méthode vise à proposer des solutions de réparation et de renforcement adaptées aux conditions réelles d'exploitation, tout en respectant les normes Algériennes.

La présente thèse s'articule autour de quatre chapitres principaux, organisés de manière à assurer une transition cohérente entre les fondements théoriques, l'analyse des pathologies, les investigations expérimentales et la modélisation numérique du pont étudié.

Le premier chapitre établit le cadre général de l'étude en présentant une synthèse sur les ponts, leur typologie, leur rôle dans le réseau routier et les principes fondamentaux qui régissent leur conception.

La conception et le dimensionnement des ponts en béton armé y sont abordés selon les exigences de la réglementation algérienne des ouvrages d'art (**DTR BC 2.41, Ministère des Travaux Publics, 2013**). Ce chapitre vise ainsi à définir le socle théorique et normatif indispensable à la compréhension du comportement structurel des ouvrages dans le contexte des infrastructures routières nationales.

Les notions de durabilité, de résistance et de sécurité structurale y sont également mises en perspective conformément aux recommandations de (**I'AFGC (2019)**) et aux travaux de la Fédération internationale du béton (**fib, 2010**).

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude des pathologies susceptibles d'affecter les ponts en béton armé. Il identifie et décrit les désordres les plus fréquents tels que la fissuration, la corrosion des armatures, l'affouillement et la fatigue des matériaux.

Une attention particulière est portée aux mécanismes de dégradation et à leurs conséquences sur la durabilité et la sécurité des structures.

Le chapitre met également en lumière les orientations de la réglementation algérienne relatives à l'inspection et à l'entretien des ouvrages d'art (**MTP, 2013**).

Le troisième chapitre regroupe l'ensemble des investigations expérimentales effectuées sur le pont étudié. Ces investigations, réalisées selon les Directives Techniques Routières algériennes (**DTR BC 2.41**) et les recommandations du (**CNERIB (2018)**), ont pour but d'évaluer l'état réel de l'ouvrage à travers des observations in situ et des analyses en laboratoire.

L'objectif de ce chapitre est de fournir un diagnostic global et objectif du pont, mettant en évidence son comportement réel, ses éventuelles dégradations et sa conformité aux exigences structurelles et de durabilité. Les résultats issus de cette campagne expérimentale constituent une base essentielle pour la modélisation numérique développée par la suite.

Le quatrième chapitre est dédié à l'analyse numérique du pont à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Cette modélisation a permis de simuler le comportement de la structure sous diverses combinaisons de charges, conformément aux spécifications du Règlement Béton Armé algérien (**MTP, 2013**). Le modèle numérique vise à reproduire fidèlement les conditions réelles observées et à valider la cohérence des résultats expérimentaux. L'analyse permet également d'identifier les zones critiques, d'évaluer les efforts internes et les déformations, et de formuler des recommandations pour l'entretien et la réhabilitation de l'ouvrage.

Introduction Générale

En définitive, cette recherche s'inscrit dans une démarche de valorisation et de pérennisation du patrimoine des ouvrages d'art en béton armé en Algérie. Elle apporte une contribution significative à la compréhension du comportement des structures dégradées et à l'amélioration des stratégies de maintenance et de réhabilitation. Les travaux menés démontrent que la synergie entre les inspections spécialisées, les essais non destructifs et la modélisation numérique constitue une approche scientifique rigoureuse et opérationnelle, garantissant un diagnostic fiable et un choix technique éclairé pour la gestion durable des ponts. Ce travail ouvre ainsi la voie à une vision moderne et préventive de la maintenance, essentielle pour la durabilité et la sécurité des infrastructures routières nationales.

Chapitre I : Généralités sur les ponts

I.1.Introduction

Les ponts sont un dispositif fondamental pour le développement des moyens de transport et ils ont une considérable valeur dans la connectivité entre les diverses régions. Ces structures constituent la connexion entre différents lieux tout en supportant d'importantes charges sur de considérables étendues, en vue de traverser des rivières, des vallées ou d'autres barrières naturelles (**Ministère de l'Équipement, 2012 ; Bares & Bares, 2001**) .

Le béton armé, qui intègre la capacité de résistance à la compression du béton et la capacité de résistance à la traction de l'acier, a complètement changé la conception et la construction des ponts (**Neville, 2011 ; AFGC, 2019**). Depuis son développement à la fin du XIXe siècle, ce matériau s'est imposé comme une option capable de répondre aux exigences de durabilité, de sécurité et d'efficacité économique (**Toutlemonde & Bressolette, 2007 ; fib, 2010**).

Il existe de nombreuses raisons qui rendent les ponts en béton armé de plus en plus importants. En premier lieu, leur capacité à résister aux épreuves mécaniques comprises dans leur étendue ainsi qu'aux divers aspects de l'environnement en faisant des candidats privilégiés pour les infrastructures exposées à des conditions d'exploitation difficiles (**Toutlemonde & Bressolette, 2007 ; fib, 2010**). En outre, les innovations en matière de conception et de technologie des matériaux ont rendu possible l'élaboration des ponts de formes complexes, se prêtant à des considérations architecturales variées tout en gardant leurs résistances aux sollicitations structurelles impliquées (**Pera, 1998 ; Zhao et al., 2022**).

On utilise généralement ces ponts pour des projets de grande importance comme les autoroutes, les voies ferroviaires et en milieu urbain. Leur faculté d'adaptation à divers environnements, qu'ils soient urbains denses ou naturels complexes, constitue un avantage stratégique pour les ingénieurs et les décideurs (**Sétra & LCPC, 1995 ; Ministère de l'Équipement, 2012**) .

L'objectif de ce premier chapitre est d'établir un cadre théorique et conceptuel concernant les principes essentiels des ponts en béton armé. Par conséquent, une analyse récapitulative des principales propriétés techniques des ponts en béton armé a été menée, particulièrement la qualité des matériaux employés, les techniques de construction et les modèles de ponts les plus répandus (**Bares & Bares, 2001 ; fib, 2010 ; AFGC, 2019**).

En définitive, l'objectif de ce chapitre est de fournir un ensemble d'informations relatives à la conception et aux diverses classifications de ponts en béton armé.

I.2. Définition d'un pont

Un pont est une construction réalisée sur site, classé comme structure surélevée, qui autorise une voie de circulation (dénommée travée) à traverser un obstacle naturel ou artificiel : fleuve, vallée, route, rail de chemin de fer, canal, etc.

I.3. Classification des ponts

L'objectif de la classification des ouvrages est d'approfondir la connaissance de la nature et du type de structures existantes dans le parc national, ainsi que leur complexité. Elle vise également à établir une politique de gestion qui répond aux besoins et aux priorités pour assurer leur fonctionnement en toute sécurité pour les utilisateurs. Par ailleurs, elle permet d'estimer le coût d'entretien et le budget annuel nécessaire pour cette tâche. De plus, elle vise à donner un indice de la condition moyenne d'un ensemble d'ouvrages, basé sur l'évaluation individuelle de chaque ouvrage.

Cette classification est conforme aux objectifs définis dans la lettre circulaire du Directeur des Routes datée du 21 mars 1994, concernant l'évaluation du patrimoine des ponts sur le réseau routier national non concédé à des fins statistiques nationales. Elle s'aligne également sur la démarche d'évaluation périodique de l'état des infrastructures spécifiée dans la lettre circulaire du Directeur des Routes datée du 26 décembre 1995, qui évalue le processus de surveillance et d'entretien de chaque structure (**Ministère des Travaux Publics, 1994**).

La classification des ouvrages se fait selon les critères suivants :

- La nature de la voie portée : on identifie le pont routier, le pont ferroviaire, l'aqueduc et le pont aérien.
- La géométrie : pont droit, pont courbé et pont incliné.
- Le type de matériau employé : (Concernant les composantes porteuses) : On peut identifier les types suivants de ponts : en bois, en maçonnerie, métalliques (fer, fonte, acier), en béton armé et en béton précontraint.

Nous introduisons ici le concept de pont « mixte », qui fait référence à une structure dont les composants porteurs sont en acier, accompagnés d'une dalle de béton armé ou précontraint collaborant, contribuant ainsi à la résistance générale à la flexion du tablier.

On peut classer les ponts en trois grandes catégories en fonction de leur structure : le pont à poutres (où les éléments porteurs sont parallèles à l'axe du pont), le pont en arc (qui utilise des éléments porteurs en arc, fixes ou articulés, créant des forces horizontales aux points d'appui) et le pont suspendu (qui est soutenu par un tablier suspendu à deux câbles principaux ancrés dans des masses d'ancrage au niveau des culées, qui passent par-dessus les sommets de

pylônes pour supporter le tablier via des suspentes). On peut catégoriser les ponts en fonction de leur état. L'état des ponts est défini par le choix d'une classe parmi cinq possibles, pouvant être désignée par une mention « S » en matière de sécurité pour les utilisateurs. Ainsi, ils sont décrits selon cinq (5) classes : 1, 2, 2E, 3 et 3U.

Généralement, la classification utilisée est liée à la structure du tablier, qui constitue la partie horizontale de l'ouvrage permettant de supporter la voie de communication et d'assurer la liaison entre les deux rives de l'obstacle. Pour les portiques et les ponts en voûtes, c'est la structure globale qui garantit cette classification.

Un autre critère de classification basé sur la méthode de mise en œuvre attribue des noms spécifiques à certains types de tabliers. On retrouve ainsi des termes comme les ponts à encorbellements successifs, le pont cantilever et pour la distinction basée sur leur fonctionnement, les ponts voûtés (en maçonnerie ou en béton), les portiques (tablier encastré sur piles), les ponts à poutres (sous chaussée, latéraux), les ponts en caisson (unicellulaire, bicellulaire) et enfin, les ponts dalle (plein, élégie, nervuré). Les types de ponts incluent les ponts haubanés (avec un tablier supporté par des câbles inclinés et droits), les ponts en arc (à tablier inférieur, supérieur ou intermédiaire), ainsi que les ponts suspendus.

Le classement des ponts peut varier en fonction du critère de classification : la fonction, les matériaux utilisés, la structure, le genre de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères spécifiques aux familles de structures (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Il est possible de combiner ces divers classements pour créer des subdivisions qui sont sous-mentionnées (**Ministère de l'Équipement, 2016 ; Jaurand, 2019 ; Baudouin, 2021**).

I.3.1. Classification selon la voie publique

Une classification des ponts peut être établie en fonction du type de voie de communication qu'ils supportent (**Techno-Science, s.d.**). Ainsi, lorsqu'un ouvrage est destiné à soutenir une chaussée réservée aux véhicules, il est désigné sous l'appellation de pont routier. Cette catégorie inclut également les ponts autoroutiers, spécifiquement conçus pour résister à un trafic dense et à des vitesses élevées sur des voies à grande circulation.

Les ponts ferroviaires, ou ponts-rails, sont spécifiquement conçus pour faciliter le transit de convois ferroviaires ou de tramways sur des voies ferrées. Dans le cadre des déplacements non motorisés, les infrastructures telles que les passerelles permettent la circulation des piétons, ainsi que, le cas échéant, des cyclistes ou des véhicules légers à deux roues.

Dans le contexte des infrastructures de transport de fluides, il existe des ouvrages spécifiques tels que les aqueducs et les ponts-aqueducs qui servent à soutenir les conduites d'eau, ainsi que les oléoducs et gazoducs. Cependant, il est important de noter que ces derniers se limitent exclusivement aux conduites et non à la structure qui les porte. Lorsqu'un canal entier est soutenu par une structure, on parle alors de pont-canal.

Il convient de souligner que les écoducs constituent une catégorie spécifique, en ce sens qu'ils remplissent une fonction écologique. Ces structures, aménagées pour permettre à la faune, à la flore ou à d'autres formes de vie de traverser des infrastructures humaines telles que les routes et les voies ferrées, contribuent à la préservation des continuités écologiques.

I.3.2. Classification selon la structure et l'architecture

Dans le contexte de la conception des ponts fixes, il est impératif de prendre en compte les trois principes fondamentaux de la mécanique des structures : la flexion, la compression et la traction (**Bernard-Gély & Calgaro, 1994**). Ces systèmes sont classés en cinq catégories principales : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

Les ponts en arc, couramment désignés sous le terme de « ponts voûtés », ont été initialement construits en pierre, ce qui leur permet d'être classés dans la catégorie des ponts en maçonnerie. Le béton armé a ensuite pris le relais, avant d'être à son tour remplacé, pour les grandes portées, par les structures métalliques. À l'heure actuelle, ces ouvrages, dont la portée s'étend de 2 à 100 mètres, sont toujours employés pour des traversées modérées, principalement sous la forme de structures préfabriquées en béton ou en métal. La conception de ces éléments varie en fonction de la forme de la voûte, qu'il s'agisse d'un plein cintre, d'une ogive, d'une anse de panier, etc., et du type d'assemblage employé.

En ce qui concerne les ponts à poutres, ils se caractérisent par des éléments horizontaux rectilignes qui assurent la charge principale par flexion. En fonction de leur configuration et de leur matériau de fabrication, il est possible de distinguer plusieurs types de poutres, à savoir les poutres à âme pleine, en caisson, en treillis ou de type bow-string. La construction de ces ouvrages peut s'effectuer à l'aide de matériaux divers, tels que le béton armé ou précontraint, le métal, le bois ou les matériaux composites modernes. Dans le cadre de la construction d'ouvrages d'une hauteur supérieure à 30 mètres, l'utilisation du béton précontraint s'avère être une solution privilégiée (**Aymeric, 2021**). Cette approche méthodique fait appel à des techniques spécifiques telles que la post-tension ou l'encorbellement, permettant ainsi de réaliser des grands franchissements sans nécessiter d'appuis intermédiaires.

Les ponts mixtes acier/béton offrent une combinaison optimale des propriétés des deux matériaux. L'acier est soumis à des forces de traction, tandis que le béton est sujet à des forces de compression. Cette configuration de structure s'est largement répandue depuis les années 1980, en particulier dans les ouvrages composés de poutres bipoutres ou de poutres-caissons, conçues pour résister à de grandes portées et à des courbures de haute complexité.

Les ponts suspendus, quant à eux, sont constitués d'un tablier suspendu à des câbles porteurs fixés à des pylônes. Les suspentes, éléments de fixation de la charpente, jouent un rôle crucial dans la transmission des charges aux câbles. Ces derniers, par la suite, les redistribuent vers des ancrages ou le tablier lui-même, dans le cas des structures auto-ancrées. Ces dispositifs se sont avérés particulièrement adaptés pour couvrir de très longues distances, grâce à un équilibre optimal entre la traction et la compression.

Les ponts à haubans, une innovation majeure dans le domaine de la construction routière et ferroviaire, sont composés de câbles inclinés tendus entre les pylônes et le tablier, offrant une capacité de charge importante tout en réduisant les contraintes mécaniques. Cette configuration confère à la structure une rigidité significative. En fonction de la configuration spécifique, il est possible d'observer la présence d'un pylône central, d'un pylône décentré ou d'une configuration pylônière multiple. Ce type de pont présente l'avantage de réduire le nombre de fondations, lesquelles sont souvent coûteuses.

Les développements les plus récents ont abouti à la conception de solutions de génie civil hybrides, à savoir les ponts CFST (conception française), dans lesquels des tubes en acier remplis de béton armé forment l'arc principal de la structure. Ces ouvrages permettent de franchir des portées exceptionnelles, pouvant atteindre des distances supérieures à 400 mètres.

Dans le cadre de l'analyse des caractéristiques des ponts, il est essentiel de considérer leur classification en fonction de divers critères. En effet, l'usage des ponts, qu'ils soient fixes, mobiles ou temporaires, influe significativement sur leur catégorisation. De plus, leur position, qu'ils soient situés en amont ou en aval d'une voie de communication, joue un rôle crucial dans cette classification. Enfin, la configuration des voies qu'ils supportent, qu'il s'agisse de viaducs ou de ponts-routes, doit être prise en compte pour une compréhension exhaustive des systèmes de transport.

I.3.3. Classification selon la taille :

Les ouvrages routiers se distinguent des plus petits par leur classification en tant qu'ouvrages non courants, contrairement aux ouvrages courants (**Techno-Science.net, s. d.**).

On classe comme ouvrages non courants, d'une part, les ouvrages qui présentent les caractéristiques suivantes : Les ponts ayant au moins une travée qui dépasse 40 mètres de longueur ;

- Les ponts ayant une superficie totale d'un des tabliers qui excède 1200 mètres carrés ;
- Les tranchées entièrement ou partiellement couvertes mesurant plus de 300 mètres de long ;
- Les ponts mobiles ainsi que les ponts canaux ;

On considère aussi comme non courants tous les ouvrages qui ne dépassent pas les seuils mentionnés précédemment, mais dont la conception pose des défis particuliers, tels que:

- Ceux découlant des conditions du site (fondations difficiles, remblais ou tranchées de grande hauteur, risques de glissement...) ;
- Ceux qui sortent des conditions d'utilisation connues (grandes buses métalliques avec une ouverture supérieure à 8 mètres, voûtes en béton avec une ouverture intérieure dépassant 9 mètres ou ayant une couverture de remblai inférieure à 1/8 de l'ouverture intérieure, utilisation d'un dispositif visant à réduire la charge sur l'ouvrage) ;
- Ceux liés à des modifications de solutions courantes dues à la géométrie du tracé ou aux recherches architecturales (ponts fortement inclinés ou à courbure marquée...) ;
- Ce qui est attribué à l'utilisation de méthodes non codifiées et qui n'a pas été soumis à une opinion technique du SETRA (procédés de soutènement spéciaux...) ;
- Ce qui est attribué à la nature innovante de la technique ou du procédé.

On considère généralement comme courants les ouvrages qui ne remplissent pas les critères susmentionnés (Cerema, 2019).

I.3.4. Classification selon la brèche franchie

Un viaduc est une structure routière ou ferroviaire conçue pour traverser une vallée, un cours d'eau, une étendue maritime ou tout autre obstacle. Il se distingue par sa hauteur et/ou sa longueur qui dépasse les conditions de la simple traversée du fleuve ou de la voie à franchir.

On emploie fréquemment les termes « pont » et « viaducs d'accès ». Il n'y a cependant pas de définition précise qui sépare nettement les deux termes. Certaines sources suggèrent que l'on devrait utiliser le terme « viaduc » pour une ouverture supérieure à 30 mètres et une hauteur libre dépassant 15 mètres pour un pont voûté, et au-delà de trois travées pour les autres sortes de ponts. (Techno-Science.net, s. d.).

On désigne de terrestre un pont lorsqu'il traverse une rivière, une voie navigable ou tout autre terrain. On définit ouvrage maritime celui qui traverse un bras de mer.

Le schéma suivant (Figure I.1) illustre les intervalles de portée où chaque catégorie de pont mentionnée ci-dessus est la plus appropriée. Il s'agit d'optimisations financières qui peuvent être remises en question pour des motifs esthétiques ou techniques.

Les ponts voûtés, ou en maçonnerie, ne tolèrent que des portées limitées, comme l'atteste le pont de Trezzo sull'Adda, édifié en Italie en 1377 et démolé en 1416. Ce dernier, avec une portée de 72 mètres, a longtemps détenu le record mondial. En juillet 2000, le pont de Dahne, situé sur l'autoroute Jin-Jiao dans la province du Shanxi en Chine, a établi un nouveau record mondial pour la portée des ponts en maçonnerie avec une longueur impressionnante de 146 mètres.

Concernant les ponts à poutres, le Pont Rio-Niterói au Brésil détient le record mondial, avec une portée de 300 mètres, construit en 1974. En France, le record est détenu par le pont de Cornouaille à Bénodet (1972) avec une portée principale de 200 mètres. C'est la méthode de construction la plus couramment utilisée pour une portée variant de 5 à 200 mètres.

Bien que le pont haubané soit particulièrement adapté aux très grandes portées, il n'est pas pour autant exclu des autres types de portées. Le pont de Suzhou, également connu sous le nom de pont de Sutong, détient le record avec une portée de 1 088 mètres.

Du pont suspendu d'une portée de 100 mètres au pont du détroit d'Akashi (également connu sous le nom de pont Akashi-Kaikyo) qui atteint les 1 991 mètres, ce type de structure se révèle indispensable lorsqu'il s'agit de traverser des distances considérables.

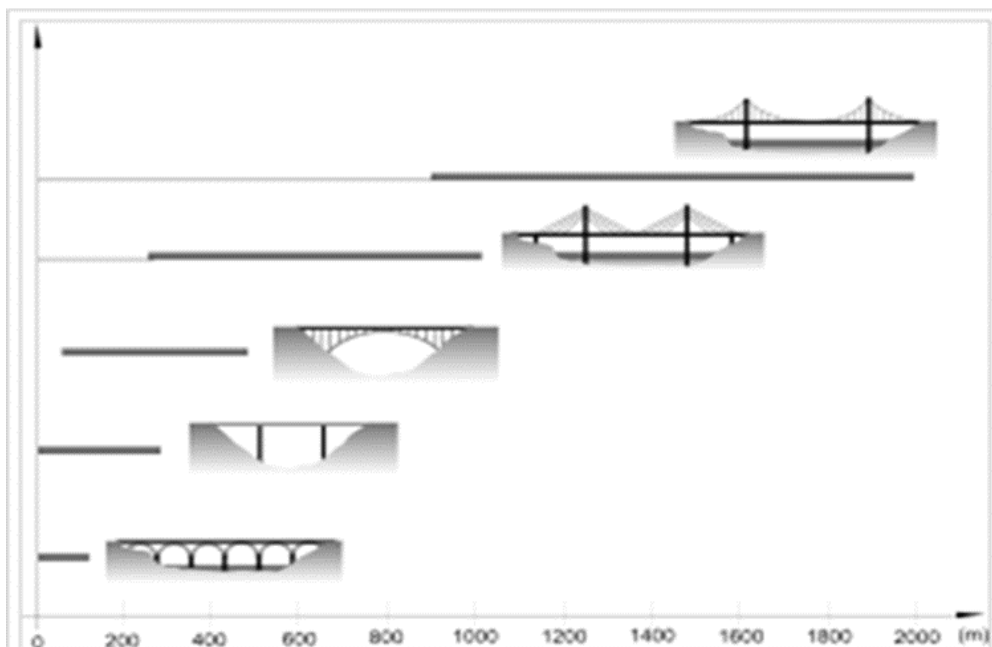


Figure I. 1: portée des ponts selon leur types portée.

I.4. Matériaux utilisés dans la construction des ponts

La construction de ponts ne peut se faire sans avoir mené une analyse détaillée, que ce soit concernant l'état actuel du site, la viabilité du projet ou la longévité de la structure. La construction ne peut commencer qu'après l'achèvement des études. Il faudra tout de même être vigilant quant à la sélection des matériaux employés. Ainsi, pour la réalisation d'un pont, les ingénieurs ont la possibilité de recourir à divers matériaux tels que le bois, le métal, le béton armé ou encore les pierres. Dans ce contexte, il est essentiel de comprendre que chaque matériau peut présenter ses propres caractéristiques spécifiques.

Au cours des récentes années, des progrès importants ont été concrétisés dans l'élaboration et la production systématique de bétons de haute performance (résistance caractéristique à la compression généralement jusqu'à 100 MPa), voire même de très haute performance.

À l'heure actuelle, le spécialiste en conception de ponts est habilité d'identifier les caractéristiques des matériaux qu'il souhaite utiliser afin de répondre au mieux aux conditions spécifiées dans le cahier des charges. L'avancement dans le développement des ouvrages est également étroitement associé aux améliorations apportées aux techniques.

Pour employer le matériau approprié, il est nécessaire de considérer l'emplacement de la réalisation du pont. Par exemple, pour un pont suspendu, le métal est le matériau optimal tandis que pour les ponts à poutres ou en arc, le béton s'avère être un meilleur choix.

La méthode d'optimisation topographique pour sélectionner le matériau est couramment perçue comme la technique la plus sophistiquée et performante pour diminuer le poids et améliorer les performances.

En outre, pour l'exécution d'un pont, les ingénieurs ont la possibilité de se servir à divers matériaux tels que le bois, le métal, le béton armé ou encore les pierres (Calgaro, 2011). Dans ce contexte, il est essentiel de comprendre que chaque matériau peut présenter ses propres caractéristiques spécifiques. Par exemple, l'acier, qui est un mélange de fer et de carbone, possède une grande résistance à la traction tandis que pour le béton armé résiste aux efforts de compression.

I.5. Principes de la conception des ponts

I.5.1. Démarches de la conception

La conception d'un pont dépend généralement d'un processus déterminé visant à optimiser techniquement et économiquement l'ouvrage de passage envisagé face à toutes les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Ce processus inclut également plusieurs exigences en

matière de durabilité ainsi que de qualité architecturale ou environnementale. En général, ce processus de création se divise en trois phases :

- Collecte des informations fonctionnelles et environnementales liées à l'ouvrage et à l'obstacle traversé ;
- Sélection d'une structure qui satisfait aux critères techniques, esthétiques et financiers ;
- Analyse approfondie de la solution choisie.

I.5.2. Implantation et caractéristiques de l'ouvrage

Dans les zones non urbanisées, la position d'une structure d'art est généralement déterminée par le projet routier qui l'inclut, mais cela n'est pas souvent imposé de manière catégorique. En général, si le plan ne comporte pas d'ouvrage notable, l'impact financier des ponts est minime comparé à celui des terrassements. En revanche, si le défi consiste à traverser une brèche importante ou un fleuve, l'emplacement du pont ou du viaduc doit être étudié soigneusement. Il est essentiel d'établir un partenariat efficace entre l'expert en infrastructures (routières, ferroviaires ou autres) et le spécialiste des ouvrages d'art.

Dans un contexte urbain, les contraintes environnementales jouent fréquemment un rôle crucial dans la conception. Le choix des propriétés géométriques doit être fait avec précision, car elles sont principalement liées à la nature de la voie portée. Cependant, il est possible de les ajuster légèrement pour simplifier la construction du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou permettre une plus grande flexibilité dans le type de structure à privilégier.

I.6. Normes et règlements applicables aux ponts

La réglementation de conception parasismique (**RPOA 2008**) figure parmi les normes et règles algériennes applicables aux ponts en béton armé. Cette réglementation met l'accent sur la prise en compte des facteurs sismiques lors de la conception des ponts. De plus, le RPOA intègre l'analyse de fragilité comme moyen d'évaluer la vulnérabilité des ponts existants, présentant ainsi une efficacité supérieure par rapport aux techniques de conception traditionnelles.

Le règlement de la neige et le vent (**RNV 2013 DTR-C-2.47**) conçu sous la supervision de la commission technique permanente pour le contrôle technique (CTP), constitue une mise à jour de l'ancien règlement (**RNV 99**). Cette mise à jour a été jugée indispensable après une décennie d'utilisation, durant laquelle divers commentaires et suggestions ont été formulés par les utilisateurs, généralement issus de bureaux d'études, d'organismes de contrôle et d'institutions d'enseignement supérieur.

Le document technique réglementaire (**D.T.R. B.C. 2.41**) qui s'intéresse aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé, également connu sous le nom abrégé du (**C.B.A. 93**) a pour but d'établir les principes et méthodes les plus récents à suivre pour la conception et les calculs de vérification des structures et des ouvrages en béton armé.

L'Eurocode 1 (**NF EN 1991-2**) qui porte un intérêt aux charges dues au trafic sur les ponts et les actions sur les structures. Ce document, qui fait partie intégrante de l'Eurocode 1, stipule les actions sur les ponts résultant du trafic routier, des piétons et du trafic ferroviaire. Il inclut également, le cas échéant, les effets dynamiques et les forces centrifuges, ainsi que les forces liées au freinage, à l'accélération et aux accidents.

Le document technique réglementaire définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (**DTR-RCPR, 2008**), tout en gardant les mêmes convois types que le (**Fascicule 61 titre II**) couramment utilisé dans les études de ponts en Algérie. Ce règlement apporte une nouvelle approche des règles de calculs en améliorant la présentation des convois types et en ajoutant d'autres charges à prendre pour tenir compte de l'évolution du trafic routier en Algérie. Il traite les charges permanentes, les charges sur les chaussées et leurs effets secondaires, les charges sur les trottoirs, du vent, des charges imprévues, ainsi que des charges sur les parapets et les systèmes de retenue.

I.7.Actions et sollicitations sur les ponts

L'évaluation d'un pont, vise à assurer que les dimensions choisies, lui assurent le degré (préalable) de fiabilité demandée, en tenant compte de la qualité requise des matériaux qui seront employés et du niveau de contrôle planifié lors de sa réalisation. Pour mener à bien son objectif, il doit être en mesure de supporter, avec une mesure de sécurité adéquate, non seulement les contraintes liées à son poids propre, mais aussi les charges résultantes de toutes les actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont imposées. Dans la majorité des contextes, toutes ces actions sont intégrées dans les calculs en utilisant des valeurs codifiées. Les actions effectuées sur un ouvrage peuvent être constantes ou variables.

I.7.1.Actions

Les actions sont les forces et/ou les couples appliqués à une structure, soit de manière directe (charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, etc.), soit de manière indirecte (induites par des déformations imposées à la structure telles que le retrait, le fluage ou le tassement d'appui, etc.). Les actions sont réparties en trois catégories selon leur capacité de se produire et leur changement d'intensité au fil du temps.

I.7.1.1. Actions permanentes

Leur intensité est stable ou très légèrement variée au fil du temps, elles englobent :

- Le poids de la structure (poutres principales, dalle, entretoises) avec une masse volumique du béton armé estimée à $2,5 \text{ t/m}^3$;
- Les contraintes (poids, poussées, pressions) exercées par les terrains, les solides ou les liquides dont les niveaux présentent peu de variations (en cas de changements majeurs, ces actions seront considérées comme variables) ;
- Le poids des installations fixes de toute sorte qui sont indispensables pour la fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniches, garde-corps, glissières, revêtement) ;
- Les déformations permanentes appliquées à la structure : Les mouvements différentiels des supports et les forces dues aux déformations (retrait, fluage...) imposés constamment à la construction.

Les charges permanentes, notées (G) englobent le poids propre de la structure de base et les compléments aux charges permanentes, qui correspondent aux poids propres des composants non porteurs et des dispositifs fixes, connus sous le nom d'équipements du tablier.

I.7.1.2. Actions variables

On identifie Q_1 comme l'action fondamentale, tandis que Q_i ($i > 1$) représente les actions d'accompagnement. Elles comprennent :

- Charges d'exploitation, charges climatiques (neige et vent) ;
- Charges appliquées pendant l'exécution issues des dispositifs de chantier, des dépôts temporaires de matériaux, etc. ;
- Les sollicitations de température, issues de deux sources distinctes : les changements climatiques et les conditions d'opération de certaines installations (comme les cheminées).

Les charges d'exploitation sont généralement établies par un règlement dans le contexte d'un pont routier, qui est le règlement (**DTR-RCPR 2008**) ou le (**fascicule 61 titre II**) anciennement utilisé. Ces charges peuvent également être déterminées en fonction de l'objectif du projet, comme le spécifie le CCTP (Cahier des Clauses Techniques Particulières). Elles doivent donc inclure une marge de sécurité pour permettre d'éventuels ajustements des conditions d'exploitation à l'avenir.

Les charges climatiques telles que le vent, dont l'impact sur la structure dépend de la condition de construction ou d'exploitation, ne s'additionnent pas aux charges d'exploitation, et

concernant la température, son impact se manifeste dans le calcul de la dimension des joints de chaussée. Il faut signaler que la neige est rarement prise en compte, sauf pour les passerelles.

I.7.1.3. Actions accidentelles

Ces actions surviennent rarement et elles sont généralement de courte durée, comme les collisions de véhicules sur les piles de ponts, l'impact d'un séisme, les glissements de terrain, les explosions, etc. La prise en compte des séismes est régie par le règlement parasismique des ouvrages d'art (R.P.O.A, 2008).

Les actions accidentelles ayant un impact sur la structure d'un pont sont variées et elles peuvent être des phénomènes naturels comme les tremblements de terre et les glissements de terrain, la force hydrodynamique de l'eau sur les piles des ponts qui traversent les rivières, ou encore les chocs des véhicules ou des bateaux.

Le phénomène mécanique de l'eau sur les ponts englobe les phénomènes d'affouillement (Figure I.2) et d'abrasion (Figure I.3), qui sont situés sur le pourtour et contre les parois des appuis intermédiaires des ponts (piles) traversant des rivières ou des oueds. Effectivement, lors de crues intenses, les rivières transportent des sédiments qui peuvent dégrader les piles et leurs fondations. Les inondations causent aussi l'érosion du sol autour des appuis, d'où l'importance de les sauvegarder par le biais d'ancrages de rideaux (comme les palplanches).

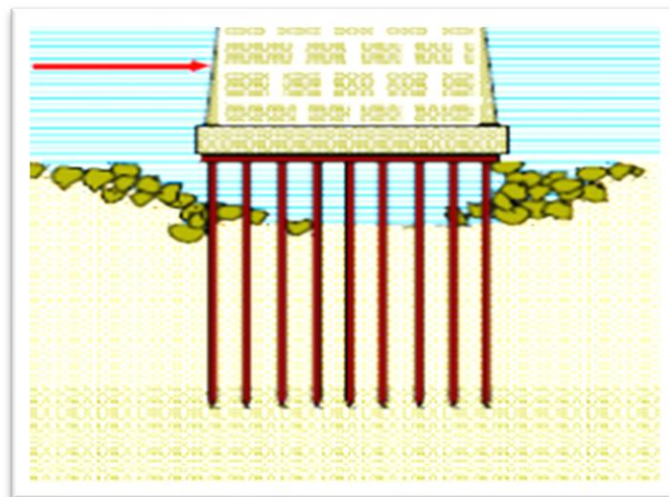


Figure I. 2 : Phénomène d'affouillement du sol autour d'une fondation profonde de la pile d'un pont (Boutaraa, Z. (2019))



Figure I. 3: Désordre à la base des piles du pont sur Oued Allala (Ténès-Algérie) sous l'effet de l'abrasion (Boutaraa, Z. (2019))

Dans les régions sujettes aux tremblements de terre, le séisme génère des contraintes dans différentes sections d'un pont, qui sont d'autant plus fortes que ces sections sont importantes et rigides. Les efforts appliqués à la structure sont donc principalement associés aux forces inertielles horizontales provenant du mouvement des masses (**Figure I.4**). Les piles conçus en tant que raidisseurs ressemblent à des voiles, généralement élancés, et subissent donc les mêmes types de défaillance. Cela peut être une rupture par flexion avec ou sans effort tranchant ou une rupture par cisaillement. La composante verticale du tremblement de terre, si elle est majeure, peut aussi engendrer des dégâts considérables comme le poinçonnement du tablier (**Figure I. 5**).

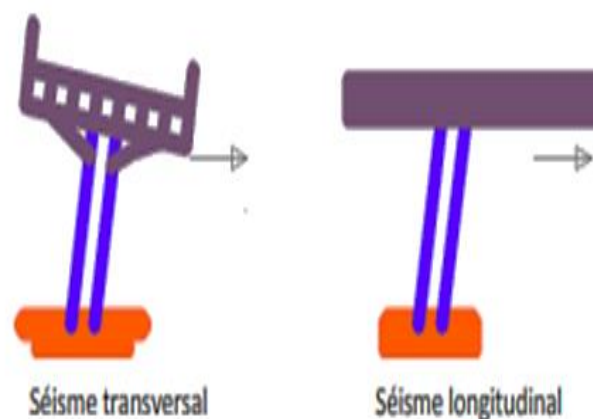


Figure I. 4: Sollicitations sismiques agissant sur un pont (Boutaraa, Z. (2019))



Figure I. 5: Poinçonnement du tablier sous l'effet de la composante verticale du séisme de Loma Prieta (USA 1989) (Kibboua, A. 2012, mars)



Figure I. 6: Exemples de défaillances des ponts durant le séisme de Kobé 1995 :
 (a) rupture de piles par effort tranchant, (b) flambement des armatures longitudinales avec éclatement des armatures transversales, (c) endommagement de la pile par flexion-cisaillement et (d) éclatement de béton de colonne (Boutaraa, Z. (2019))

En fonction de l'emplacement du pont, il peut être exposé aux impacts résultant de la collision avec un navire, un bateau (**Figure I.7-a**) ou un véhicule (**Figure I.7-b**) contre ses piliers. D'autre part, les impacts sur le tablier en raison du non-respect des dimensions sont très courants. Les chocs peuvent avoir des effets préjudiciables et des incidents désastreux causant des pertes de vies, dommages considérables aux infrastructures, répercussions économiques et sociales dues à l'inaccessibilité de la route.



Figure I. 7 : Conséquences de collision contre la pile d'un pont : (a) Cas d'un bateau et (b) cas d'un véhicule (**Boutaraa, Z. (2019)**)

I.8. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action sont désignées par les notations suivantes :

- G_{max} : Toutes les actions permanentes dont l'impact est défavorable pour la justification d'un élément spécifique ;
- G_{min} : L'ensemble des actions permanentes ayant un impact favorable ;
- Q_1 : L'action variable dite de base ;
- $Q_i (i > 1)$: Les autres actions variables dites d'accompagnement.

Dans une combinaison spécifique, G_{max} et G_{min} représentent des actions distinctes rendant impossible le partage d'une même action permanente entre ces deux éléments. En contrepartie, si on parle d'un mur de soutènement, le poids du remblai a une influence favorable et la poussée exerce une action défavorable, Ainsi, il est approprié de prendre la valeur minimale du poids G_{min} et la valeur maximale de la poussée G_{max} .

Les actions variables sont introduites de manière défavorable, soit avec la valeur de combinaison spécifiée, soit avec la valeur zéro.

I.8.1. Combinaisons de calcul vis-à-vis des ELU :

Il est nécessaire de réaliser les justifications ci-dessous :

- La résistance de chaque composant de la structure ;
- L'équilibre statique de la construction ;
- La stabilité de la forme.

Les actions à prendre en compte proviennent des combinaisons d'actions tirées du

(CBA 93) et dont les plus défavorables sont :

Combinaisons de base appliquée dans des circonstances durables ou transitoires et dont la combinaison d'actions est la suivante :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1.3 \psi_{0i} Q_i \quad \dots\dots\dots(1)$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ dans le cas général ;

$\gamma_{Q1} = 1.35$ pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine (et sans action humaine permanente), les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.

Les actions variables d'assistance Q_i ($i > 1$) sont ajustées en fonction de coefficients ψ_{0i} , qui dépendent des caractéristiques des actions considérées et si des textes précis ne les définissent pas, voici les combinaisons d'actions à envisager :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad (2)$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\psi_{1i} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

Les coefficients ψ_0, ψ_1, ψ_2 ne sont pas des coefficients de sécurité mais ils sont uniquement associés à la probabilité de la production d'une combinaison simultanée de plusieurs actions variables qui ne peuvent pas toutes atteindre leur intensité maximale. À l'ELU, l'impact du vent est amplifié par un facteur de 1,2.

I.8.2. Combinaisons de calcul vis à vis des ELS

Elles proviennent des combinaisons d'actions tirées du **(CBA 93)**, appelées combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i \quad \dots\dots\dots(3)$$

I.9.Sollicitations

Les sollicitations, ou les forces exercées sur un élément structural., peuvent être représentées par les efforts internes, les moments, et d'autres grandeurs physiques. Les efforts internes comprennent l'effort normal (N), l'effort tranchant (V), le moment de flexion (M), et le moment de torsion (T). Ces grandeurs physiques sont des critères importants pour la résistance et la stabilité d'une structure, car elles représentent les sollicitations subies par l'élément structural lorsqu'il est soumis à différentes actions extérieures, telles que les charges permanentes, les charges d'exploitation, le vent et les séismes. Ces sollicitations, qui sont des applications mécaniques externes, sont la conséquence directe des charges appliquées sur la structure et permettent d'évaluer les contraintes internes subies par les matériaux. Le calcul de ces sollicitations est effectué à l'aide de méthodologies spécifiques, basées sur les principes de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux. Ces méthodes peuvent inclure l'utilisation de modèles analytiques, de schémas de statique ou encore de simulations numériques, telles que la méthode des éléments finis. La détermination précise des sollicitations constitue une étape fondamentale dans le cadre du dimensionnement, de la vérification de la sécurité et de la durabilité des ouvrages. Elle permet de s'assurer que les matériaux sélectionnés et les sections des éléments sont adaptés aux charges à supporter.

I.10.Surcharges règlementaires sur les ponts routes

Les ponts sont soumis à des charges mobiles et il faut tenir compte de cette mobilité dans le calcul des réactions, des efforts internes et des déplacements, deux types de réglementation sont utilisés, à savoir le règlement Algérien et le règlement Européen.

I.11.Surcharges appliquées selon la réglementation Algérienne

I.11.1.Le chargement des ponts routiers selon les normes Algériennes

Les réglementations nationales s'accordent sur le principe de réduire la diversité des configurations de charges dues à la circulation des véhicules à un nombre limité de système de charges formel. Un système de charges se compose par :

- L'application des charges, comme le nombre d'essieux ou de véhicules et dont les coefficients de majoration dynamique, etc. sont pris en compte de manière spécifique.
- Un modèle qui spécifie les poids et les dimensions des roues et des essieux circulant sur l'infrastructure ainsi que les densités de charges.

Le **(D.T.R-RCPR 2008)** Algérien inspiré du **(fascicule 61 titre II)** décrivent principalement les systèmes de surcharge mobile suivants :

- Les charges routières habituelles avec deux systèmes particuliers : Système A et système B ;
- Les charges routières spéciales à caractère militaire ou exceptionnelle : Mc120, D240 ;
- Les charges appliquées sur les trottoirs et les voies cyclables de type local et de type général ;
- Les surcharges appliquées sur les remblais d'accès aux ponts ;
- Les charges supplémentaires causées par le vent et les tremblements de terre ;
- Les efforts liés à un choc entre un bateau ou un véhicule sur une pile de pont.

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35\text{MG} + \max (1.6 \max (\text{MAI} , \text{MBC} , \text{MBt} , \text{MBr}) ; 1.35(\text{MC120})) + 1.6. \text{St}$$

$$\text{ELS} \rightarrow \text{MG} + \max (1.2 \max (\text{MAI} , \text{MBC} , \text{MBt} , \text{MBr}) ; (\text{MC120})) + \text{St}$$

I.11.2. Paramètres de calcul

Il faut d'abord déterminer certains paramètres qui seront essentiels pour le calcul ultérieur et puisqu'il n'est pas nécessaire que toutes les sections du tablier soient soutenues par les charges de chaussée, il est donc nécessaire de définir une largeur chargeable qui est déduite de la largeur roulable.

La largeur roulable (L_r) est définie comme la largeur du tablier mesurée entre les dispositifs de sécurité (glissières), s'ils existent, ou les bordures situées des deux côtés de la chaussée (Figure I.8). Cela englobe donc la route elle-même ainsi que les élargissements éventuels comme les bandes d'arrêt d'urgence (BAU) et les bandes dérasées (BDG).

La largeur chargeable (L_c) est calculée à partir de la largeur roulable, en soustrayant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de sécurité (glissière, barrière ou séparateur) lorsqu'il est présent :

$$L_c = L_r - 2(0.50 \text{ m}) \quad (4)$$

Le nombre de voies de circulation (N_v) sur les chaussées est défini comme la partie entière du résultat du quotient de leur largeur chargeable (L_c) par 3 :

$$N_v = E \left(\frac{L_c}{3} \right) \quad (5)$$

Largeur de voie (L_v) est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies :

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} \quad (6)$$

Si la largeur admissible (L_c) est comprise entre 5 m et 6 m, on considère alors que la chaussée dispose de deux voies de circulation : $N_v = 2$ voies.

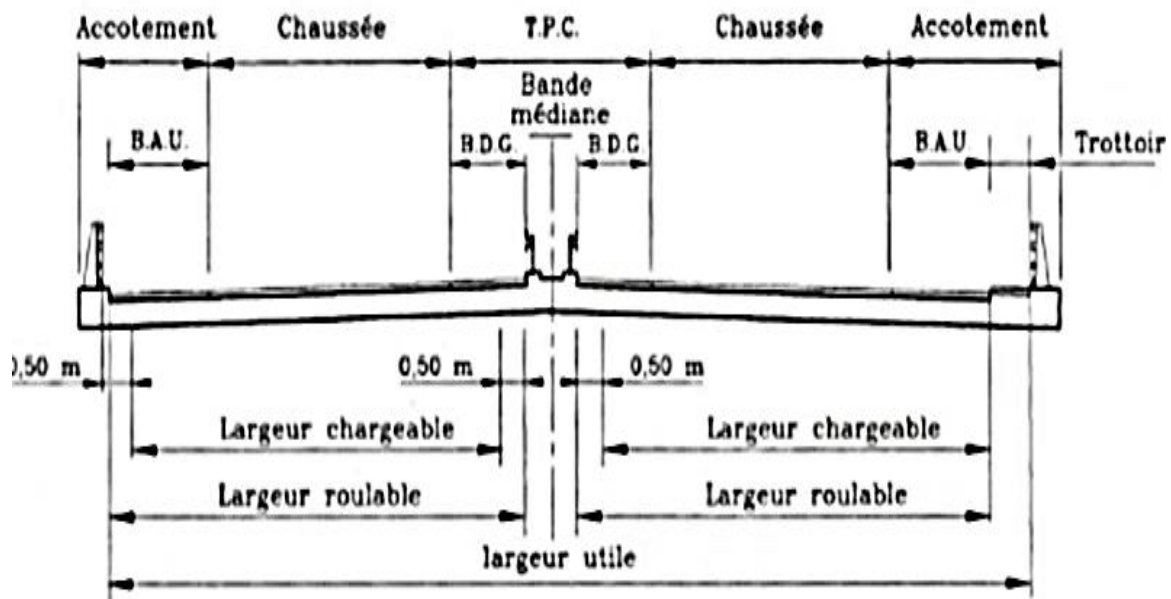


Figure I. 8: Distribution des largeurs sur un tablier d'ouvrage d'art

On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable et leur destination :

- Classe I : $L_r \geq 7$ m ;
- Classe II : $5,5$ m < $L_r < 7$ m ;
- Classe III : $L_r \leq 5,50$ m.

I.11.3. Système de la surcharge A

Ce dispositif comprend des charges distribuées de manière uniforme d'intensité variable en fonction de la longueur du pont surchargé, correspondant à une ou plusieurs rangées de véhicules immobilisés sur le pont. Ces dernières illustrent soit une congestion ou un arrêt (pont urbain doté de signaux lumineux aux extrémités ou congestion d'une certaine nature), soit une circulation constante à peu près homogène d'un ensemble de véhicules incluant des voitures légères et des poids lourds. Par conséquent, la route sur les ponts de portées unitaires inférieures à 200 m est sujet à une surcharge uniformément répartie dont l'intensité correspond au produit de $A(L)$ (qui varie avec la longueur surchargée L) multiplié par les coefficients a_1 et a_2 et dont la formule est la suivante :

$$A = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \quad (7)$$

Avec :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{12+L} \text{ KN/m}^2 \quad (8)$$

L : la longueur chargée en mètres

a_1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge qui est donné par le Tableau 1.

Tableau I. 1: Valeurs du coefficient a_1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1	1	0.9	0.75	0.7
II	1	0.9	-	-	-
III	0.9	0.8	-	-	-

a_2 : Coefficient de pondération donné par la relation suivante :

$$a_2 = L_0 / L_V \quad (9)$$

I.11.4. Le système de surcharges B :

Le système de surcharges de type B, ou système de charges ponctuelles, est composé de trois (3) sous systèmes différents :

- Sous-système Bc ;
- Sous-système Br ;
- Sous-système Bt.

Chaque cas de charge est soumis à un coefficient de majoration dynamique δ pour le calcul :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}} \quad (10)$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{G}{S}\right)} + \frac{0,4}{1 + 0,2 (L)} \quad (11)$$

Avec :

L : Portée de travée ;

G : Charge permanente ;

S : Surcharge du sous-système.

I.11.4.1. Sous-système B_c

Il comprend des camions d'une capacité de 30 tonnes. Dans le sens transversal, le nombre de files de camions B_c ne doit pas excéder le nombre de voies de circulation disponibles, et dans le sens longitudinal, le nombre de camions est limité à deux par file et dont la disposition est

illustrée sur la Figure 8. Les charges sont majorées par un coefficient de majoration dynamique pondérées par un coefficient de pondération b_c tiré du Tableau 2 ci-dessous.

Tableau I. 2: valeurs de coefficient b_c

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
II	1	1	-	-	-
III	1	0.8	-	-	-

Longitudinalement (masses relatives à une file de camion).

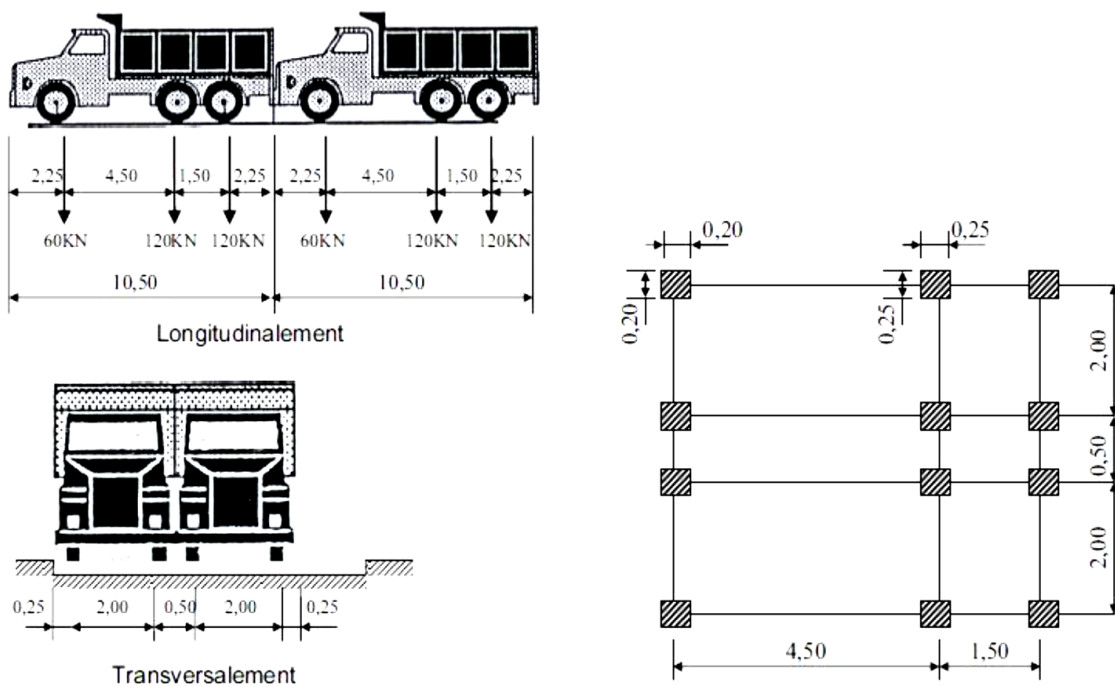


Figure I. 9: Disposition du sous-système B_c (D.T.R-RCPR 2008)

I.11.4.2. Sous système Br

La surcharge est considérée comme une roue isolée de 10 tonnes qui peut se situer à n'importe quel point sur la largeur roulable. L'impact de la roue est représenté par un rectangle

uniformément chargé, avec une largeur transversale de 0,60 m et une longueur longitudinale de 0,30 m et dont la disposition est illustrée sur la Figure I. 10.

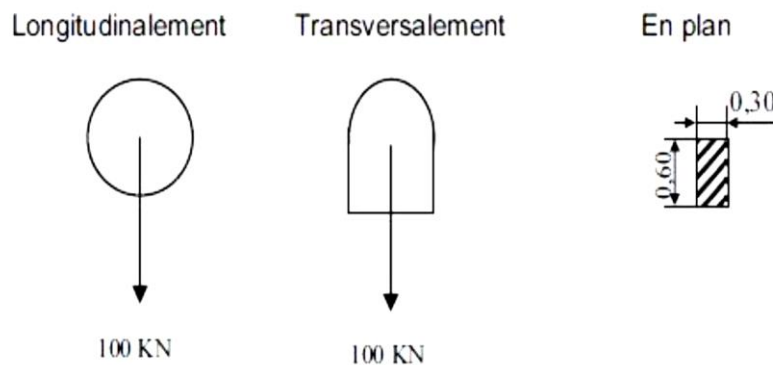


Figure I. 10 : Disposition du sous-système B_r (D.T.R-RCPR 2008)

I.11.4.3. Sous système B_t

Un tandem de sous-système B_t se compose de deux essieux, chacun ayant une charge de 16 tonnes. Ces deux essieux, dotés de roues simples équipées de pneumatiques et dont la surface d'impact de chaque roue est de $0,60 \times 0,25 \text{ m}^2$.

Il est permis de placer au maximum deux tandems B_t de manière transversale sur la chaussée, et dans le sens longitudinal, un seul tandem est autorisé (Figure I.11). Ces charges sont aussi majorées par un coefficient de majoration dynamique qui est pondéré par des coefficients b_t pour les ponts de classes I et II (Tableau I. 3).

Tableau I. 3 : Valeurs de coefficient b_t

Classe du pont	I	II
B_t	1	0.9

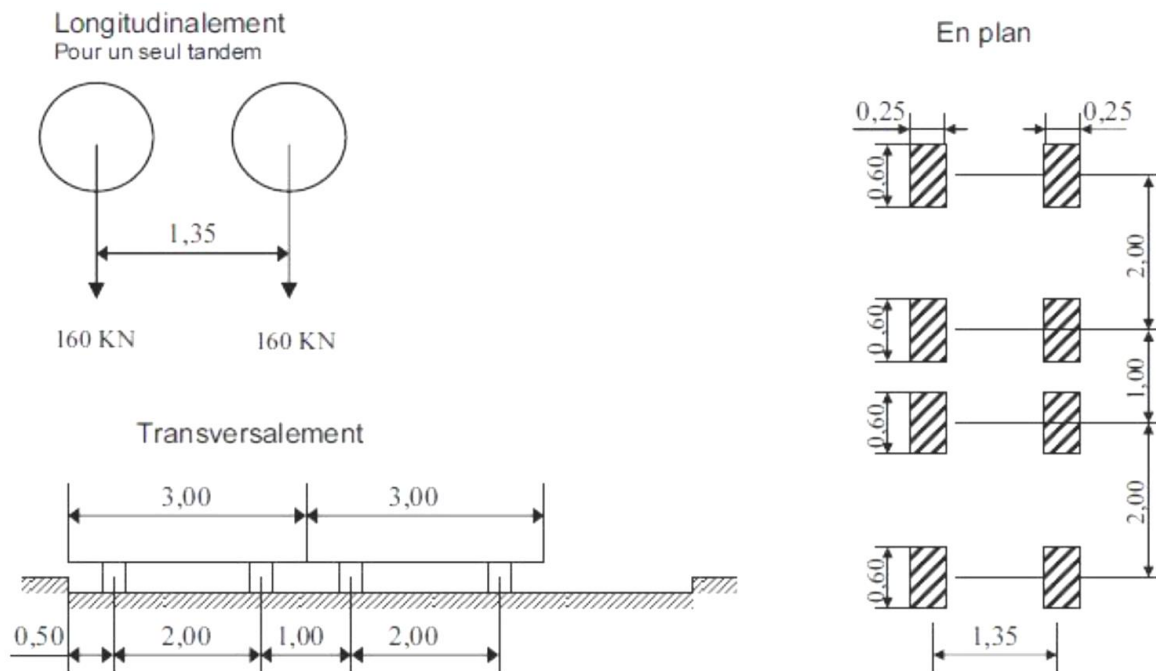


Figure I. 11: Dispositions du sous-système Bt (D.T.R-RCPR 2008)

I.11.5. Charges militaires

Les ponts de première classe doivent résister à la circulation des véhicules de type M_{c120} dont le poids global est de 110 tonnes, qui peuvent se déplacer en convoi unique dans le sens transversal, par contre longitudinalement doivent assurer un espacement de 36,6 m entre deux convois (Figure I.12).

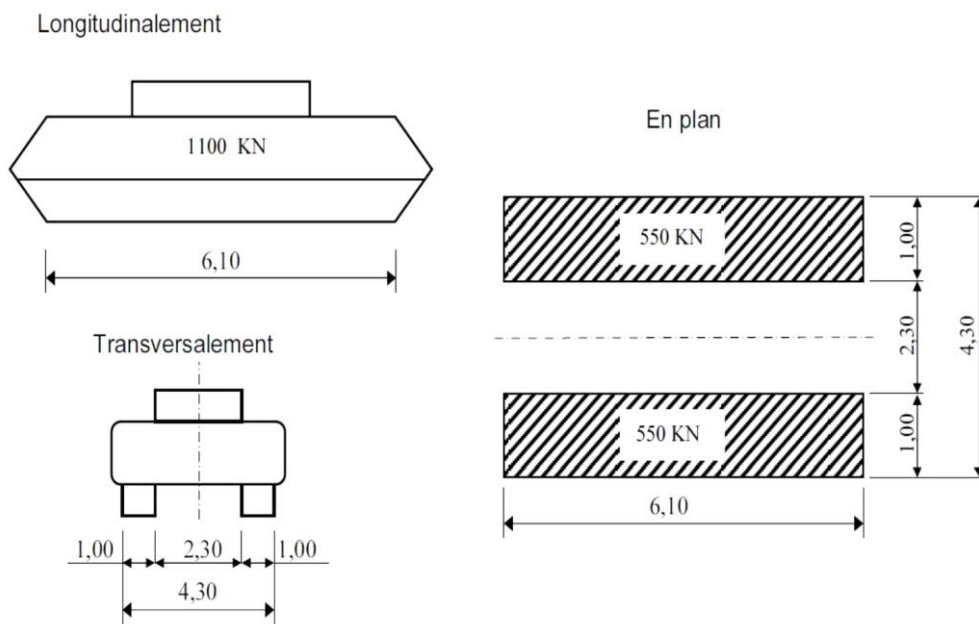


Figure I. 12: dispositions du système M_{c120} (D.T.R-RCPR 2008)

I.11.6. Surcharges exceptionnelles D₂₄₀

C'est une remorque composée de trois (3) éléments dont chacun comporte 4 lignes à 2 essieux (Figure. I.13). Le poids total du convoi D est de 2400 KN, cette charge est supposée uniformément répartie au niveau de la chaussée et sur un rectangle de 18.60 m de long et 3.20 m de large.

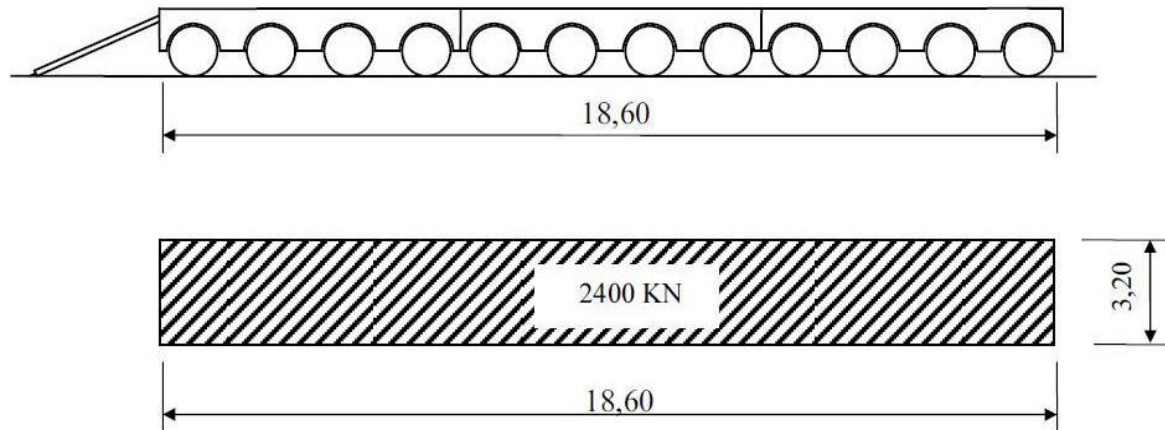


Figure I. 13: Disposition du convoi type D240 (D.T.R-RCPR 2008)

I.11.7. Surcharge sur trottoir

Elle est appelée également charge générale et qui est constituée par une charge uniforme de 150 Kg/m² sur les trottoirs.

I.12. Le chargement des ponts routiers selon les normes Eurocode

La conception et la vérification des ponts routiers en Europe sont régies par les normes Eurocode, en particulier l'Eurocode 1 (EN 1991), qui traite des actions sur les structures. Le Chapitre EN 1991-2 est spécifiquement dédié aux actions du trafic routier sur les ponts.

Le chargement des ponts routiers selon les normes Eurocode repose sur une modélisation rigoureuse des effets du trafic routier. En adoptant les modèles de charge LM1 à LM4 et en tenant compte des facteurs dynamiques, les concepteurs peuvent assurer une structure fiable et conforme aux exigences européennes. Cette approche permet une conception rationnelle et sécurisée, essentielle pour la pérennité des ouvrages d'art dans le contexte des infrastructures modernes.

I.13. Objectif des normes

Les Eurocodes visent à harmoniser les pratiques de calcul dans l'Union européenne, garantissant ainsi la sécurité, la durabilité, et l'économie des ouvrages d'art. EN 1991-2 définit les actions représentatives du trafic routier, des piétons, et des effets dynamiques associés, à intégrer dans les combinaisons d'actions pour la conception des ponts.

I.14. Types d'actions définies

(EN 1991-2) On distingue deux types principaux d'actions liées au trafic routier :

Modèles de charge (Load Models, LM) : Ce sont des représentations idéalisées des effets du trafic.

Charges réparties et ponctuelles : Représentent les effets de véhicules lourds et de flux de circulation.

Les modèles de charge principaux sont :

Modèle de charge LM1 : Il simule les effets verticaux du trafic routier classique, avec des charges concentrées (essieux de poids lourds) et une charge répartie uniforme. C'est le modèle le plus utilisé pour la vérification des états limites ultimes (ELU).

Modèle de charge LM2 : Il simule l'effet d'un véhicule exceptionnel très lourd (essieu tandem de 300 kN). Il est utilisé pour les zones critiques où des charges ponctuelles pouvant produire des effets maximums.

Modèle de charge LM3 : Représente les effets transversaux dus à la circulation, notamment les forces de freinage et de changement de voie.

Modèle de charge LM4 : Utilisé pour le calcul des effets dus à la circulation piétonne, principalement sur les passerelles et les zones mixtes.

I.15. Application sur la chaussée

La largeur de la chaussée est divisée en voies de circulation normalisées (3 m chacune), sur lesquelles sont appliqués les modèles de charges. Les combinaisons de charge dépendent de la classe du pont (classe de route) et du nombre de voies équivalentes.

I.16. Facteurs dynamiques et d'impact

Pour tenir compte des effets dynamiques (vibrations, chocs), des coefficients d'amplification dynamique (DAF) sont introduits. Ils simulent l'augmentation des effets dus aux irrégularités de la route, aux vitesses élevées et aux interactions véhicule-structure.

I.17. Combinaisons d'actions

Selon les règles de l'Eurocode 0 (EN 1990), les actions du trafic routier sont combinées avec d'autres actions (poids propre, vent, température, etc.) pour vérifier les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

I.18. Conclusion

La conception et le dimensionnement des ponts en béton armé sont des sujets importants dans le domaine des travaux publics, car ils permettent de réaliser des ouvrages durables, économiques et esthétiques. Dans ce premier chapitre, nous avons présenté les généralités sur les ponts, leur historique, leur classification selon les matériaux et la conception, ainsi que les principaux types de sollicitations auxquelles ils sont soumis. Nous avons également exposé les normes et les règlements en vigueur pour la conception des ponts en béton armé, notamment les Eurocodes. Ce chapitre a permis de poser les bases théoriques et réglementaires nécessaires pour la suite de notre étude. Nous verrons dans le chapitre suivant les différentes pathologies et nous présenterons les agressions le plus rencontrées qui touchent les constructions des ponts en béton armé.

Chapitre II : Pathologies des ponts en béton

II.1.Introduction

Une structure en béton armé est conçue pour être sécurisée et fonctionnelle pendant une période de vie déterminée, qui peut être affectée par différents facteurs climatiques et environnementaux, tels que l'attaque par les chlorures, l'attaque par les sulfates, le gel/dégel, etc. La norme (NBN EN 1504-9) classe les principales causes de dégradation des structures en béton armé en cinq (05) catégories : les actions mécaniques, chimiques, physiques, les dommages dus au feu, et la corrosion des barres d'acier. Par ailleurs, la durabilité d'une structure fait référence à sa capacité à maintenir son degré de fiabilité et sa résistance face à ces agressions. Lorsque cette résistance est épuisée, des détériorations peuvent se produire dans le béton. Parmi les problèmes courants figurent la fissuration, le faïençage, l'écaillage et l'éclatement du béton.

Actuellement, un grand nombre de structures en béton armé sont confrontées à des problèmes de détérioration sévère, dont certaines ont déjà atteint la fin de leur cycle de vie. Déterminer la source de la détérioration est l'étape primordiale avant toute intervention pour le diagnostic et la réparation. Effectivement, diverses techniques destructives et non destructives ont été mises au point, la plus couramment employée étant la pulvérisation avec des indicateurs colorés, suivie de près par l'ultrason et le radar, etc.

Ce chapitre vise à exposer les attaques fréquentes affectant les structures en béton armé, à identifier les divers types de détérioration notamment celles causées par des agents nuisibles tels que le CO₂, les chlorures et les sulfates, et à souligner les techniques possibles d'évaluation.

II.2.Durée de vie d'un pont :

Surveiller et entretenir les ponts sont des actions cruciales pour garantir leur résistance structurelle et assurer la sécurité de ceux qui les empruntent. Peu importe la qualité de leur conception initiale, les matériaux utilisés dans ces constructions sont sujets à des processus de dégradation en raison des contraintes mécaniques, de changements climatiques et d'agressions environnementales. Sur le long terme, les fondations peuvent se détériorer, les murs de maçonnerie peuvent connaître des problèmes structurels, les bétons peuvent développer de petites fissures et les barres d'acier peuvent être touchées par la rouille. Sans des mesures de réparation, la capacité portante de certaines parties se réduit progressivement, ce qui accroît le danger d'une défaillance de la construction. Il est donc essentiel d'avoir un suivi rigoureux et des actions de maintenance appropriées pour éviter les accidents et réduire les dangers d'effondrement.

La surveillance et l'entretien des ponts sont des opérations essentielles pour garantir leur stabilité et la sécurité des usagers. Même lorsqu'ils sont conçus avec soin, ces ouvrages se détériorent avec le temps sous l'effet de charges répétées, des conditions climatiques et des agressions extérieures telles que la présence de pollution ou d'humidité. Dans le cadre de l'analyse des dégradations structurelles, il est essentiel de considérer l'éventualité de l'apparition de fissures dans le béton, de la corrosion des armatures métalliques et de dégradations des fondations.

En l'absence d'interventions régulières, la capacité portante du pont subit une détérioration progressive, ce qui accroît le risque de défaillance structurelle. À titre d'illustration, le viaduc Morandi de Gênes, en Italie, qui s'est effondré en 2018, a mis en exergue les conséquences engendrées par un défaut de suivi et de maintenance (**Gênes, 14 août 2018**).

En moyenne, la durée de vie théorique d'un pont est estimée à 100 ans (**Whitmore, R. 2022**), mais les statistiques montrent qu'en pratique, elle se limite souvent à environ 70 ans, en fonction du type d'ouvrage, de l'environnement et de la rigueur de l'entretien (**Cerema, 2020 ; AFGC, 2019**). Cela souligne l'importance d'un suivi rigoureux et de réparations adaptées pour garantir la durabilité des infrastructures.

II.3. Pathologie des ponts en béton armé

Dans les ouvrages en béton armé ou précontraint, l'enrobage du béton représente la première mesure de protection des armatures contre les agents agressifs tels que le dioxyde de carbone, les chlorures ou l'humidité (**Habbache, 2021**). Ce rôle protecteur est essentiel pour assurer la durabilité de la structure. Cependant, le vieillissement des matériaux, l'absence d'un entretien programmé et les sollicitations mécaniques répétées peuvent altérer l'enrobage, ce qui, à terme, peut conduire à une dégradation de la performance structurelle de l'ouvrage.

Lorsqu'ils sont conçus et réalisés en respectant les normes spécifiques, les ponts en béton armé démontrent généralement une durabilité optimale. Cependant, il convient de noter que des pathologies peuvent survenir, notamment en présence de défauts géotechniques ou de défaillances dans la conception structurelle (**Delefosse, J. (2023, septembre 12)**).

Parmi les aspects les plus critiques de la construction des ouvrages d'art, le ferrailage dans les zones d'angles vifs a une importance particulière, notamment dans le cas des ponts à dalle inclinée. En l'absence d'armatures adéquates de ces zones, des concentrations de contraintes peuvent se former, conduisant à la formation de fissures localisées. Par ailleurs, les variations thermiques périodiques induites par les changements climatiques peuvent engendrer des fissures longitudinales sur les tabliers de grande largeur. Bien que ces fissurations soient

fréquentes, elles ne compromettent pas nécessairement la durabilité de l'ouvrage si elles sont anticipées et maîtrisées par des dispositifs de dilatation et un dimensionnement adapté.

En outre, un ferrailage longitudinal sous-dimensionné dans les encorbellements latéraux, que l'on observe dans les ponts à dalles ou à poutres continues sous chaussée, peut générer des fissures, notamment dans les zones adjacentes aux appuis intermédiaires, où les contraintes de flexion et de cisaillement sont les plus significatives.

Dans le cas d'ouvrages de type portique ou cadre, les désordres liés au retrait différentiel du béton ou aux tassements hétérogènes du sol peuvent provoquer des fissures au niveau des traverses et des pieds droits. Ces désordres sont souvent dus à une armature insuffisante ou mal répartie, ce qui rend la structure soumise à des mouvements différentiels (AFGC, 2019).

En somme, la maîtrise des pathologies dans les ponts en béton armé dépend d'une approche intégrée de la conception, qui doit anticiper les sollicitations différées, les effets thermiques, les conditions de service réelles, ainsi que les interactions sol-structure.

Une maintenance préventive rigoureuse et une surveillance continue sont également indispensables pour assurer la pérennité, la sécurité et la fonctionnalité de l'ouvrage tout au long de son cycle de vie.

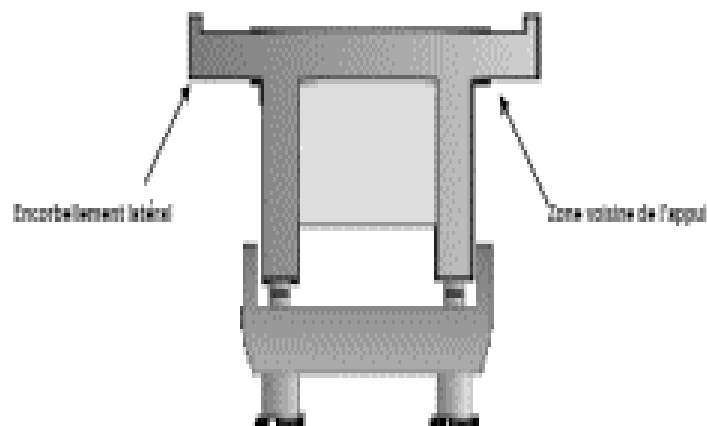


Figure II. 1: Section transversale type de ponts courant en béton armé (Boutaraa, Z. (2019))

II.4. Pathologies et principales origines des dégradations des ouvrages :

Diverses formes de dégradation affectent les structures de génie civil, résultant d'erreurs dans la conception ou l'exécution, du vieillissement des matériaux et des changements dans les conditions d'exploitation. L'environnement et les conditions météorologiques ont une influence considérable sur la durabilité des structures en béton armé, car ils affectent directement les propriétés mécaniques du béton et de l'acier. Au fil du temps, ces changements se développent

de façon progressive mais inéluctable, diminuant la marge de sécurité des infrastructures et mettant en danger leur fonctionnement adéquat.

Depuis les années 80, des programmes d'évaluation au niveau mondial ont révélé une situation préoccupante concernant les infrastructures. Avant toute intervention, un diagnostic approfondi est indispensable pour déterminer les origines des détériorations, qu'elles soient dues à des erreurs de conception, à des changements dans les conditions d'usage, à l'usure naturelle des matériaux ou à des circonstances imprévues.

Ce chapitre vise donc à établir un diagnostic des principales maladies touchant les structures en béton armé, celles capables d'affecter à leur durabilité, leur résistance et leur stabilité, pouvant mener jusqu'à leur effondrement.

II.5. Les différents types de dégradations d'un pont

Diverses causes de dégradation rendent les ponts particulièrement susceptibles aux dommages qui compromettent leur durée de vie. Le béton peut être affecté par trois principaux types de désordres. Pour commencer, les désordres chimiques, qui proviennent d'un déséquilibre du liquide interstitiel et sont capables de se produire avec ou sans contact avec des polluants externes après la maturation du béton. Par la suite, les désordres physiques, habituellement attribués à des contraintes mécaniques causées par des déplacements d'eau. Au final, la corrosion des barres d'armature en acier est un processus complexe qui englobe deux phases : une phase initiale caractérisée par une modification chimique du liquide interstitiel, puis une phase de propagation qui engendre des forces mécaniques attribuées aux produits corrosifs. Ces processus constituent les facteurs majeurs de la dégradation des ponts, mettant en péril leur solidité et leur durabilité.

Les principales causes de dégradation sont liées aux phénomènes suivants :

II.6. Erreurs de conception ou d'exécution

Les problèmes de structure des ponts peuvent résulter d'erreurs commises soit pendant leur conception, soit lors de leur construction. Durant l'étape de dimensionnement, des suppositions incorrectes concernant la stabilité, les charges ou les conditions environnementales peuvent aboutir à un calcul inexact des sections et à une disposition inadéquate des armatures. Cela peut provoquer des fissures et des insuffisances en flexion et en effort tranchant nécessitant ainsi des corrections.

Les impacts des gradients de température, souvent négligés, et une estimation inexacte des efforts de précontrainte, dues à des erreurs dans les tracés ou à des informations incorrectes concernant la détente des câbles et leur interaction avec la structure, figurent parmi les facteurs généralement sous estimés (Elshoura, A. S. E. M.2021).

En outre, un dimensionnement incorrect des cadres et de leur espacement pour la reprise des efforts tranchants peut entraîner des fissures qui exigent une intervention immédiate.

Finalement, une étude insuffisante des sollicitations récurrentes et des processus d'épuisement des matériaux risque de menacer la fiabilité des calculs et de diminuer la longévité prévue de la structure. Une évaluation incorrecte des caractéristiques mécaniques des barres d'armature et du béton en raison de la fatigue et de la corrosion pourrait nuire à la stabilité de l'édifice.

En outre, des anomalies dans l'exécution comme des défauts de coffrage, des erreurs dans le coulage du béton, des incohérences dans la pose du ferrailage ou un décoffrage inapproprié peuvent requérir des actions correctives afin d'assurer la durabilité de la structure (**Golewski, G. L.2023**).

II.7. Conséquences des modifications d'utilisation sur les ponts en béton armé

L'augmentation des charges imposées aux ponts peut être associée à une révision des normes concernant les essieux ou à une hausse de la fréquence des sollicitations (**Abou, R., & Jacob, B.2023**). Par ailleurs, certaines contraintes extrêmes, qu'elles soient dues à des facteurs climatiques ou accidentels, peuvent avoir été sous-estimées lors de la conception du projet. Cela peut rendre indispensable une mise à niveau, particulièrement en ce qui concerne les risques sismiques ou les impacts liés aux véhicules. Ces éléments participent à la dégradation des structures et nécessitent des actions destinées à améliorer leur résistance et leur fiabilité.

II.8. Effets de la température.

Les récents dégâts ont souligné l'importance d'améliorer les réglementations de sécurité dans les tunnels et les tranchées couvertes, mettant en évidence l'étendue des dommages que peut provoquer un incendie sur les structures en béton. Quand un incendie ou une différence de température se produit, la vapeur se forme à partir de l'eau interstitielle présente dans le béton (**Khalafallah, B. H. 2001**). Si cette dernière n'est pas en mesure de se libérer rapidement, la pression interne augmente jusqu'à excéder la capacité du matériau à résister à la traction, entraînant un écaillage progressif en profondeur. L'intensité de ce phénomène est intensifiée par la faible perméabilité et porosité du béton.

II.9. Chargement de fatigue

La fatigue est un phénomène où les fissures créées dans le béton ou les armatures à la suite de charges répétées provoquent une détérioration progressive du revêtement et, finalement, la rupture de l'acier (**Toumi, A. (1998)**). Ce genre d'anomalie se produit lorsque des charges trop importantes sont appliquées de façon répétée. Par exemple, l'affaissement d'une dalle de béton

armé peut être dû à la circulation continuelle des roues sur un pont, entraînant une détérioration progressive de la structure.

II.10. Actions dues au trafic

Les ponts jouent le rôle de structures facilitant la circulation, qui peut être l'un des facteurs principaux contribuant à leur dégradation. Les caractéristiques et le mode de transport ont constamment évolué au fil du temps, avec une augmentation importante de la vitesse des véhicules. Dans ce cadre, une préoccupation importante se soulève concernant les structures en place dont les calculs ne sont plus fiables. Il est donc compliqué de les évaluer compte tenu de l'augmentation du trafic routier qu'ils reçoivent.

II.11. Actions dues au climat

Après leur construction, les ponts deviennent des éléments essentiels du paysage et ils sont par conséquent exposés aux aléas environnementaux qui les affectent. Il faut tenir compte de trois éléments clés : Le vent, l'eau et la température (**Cerema. 2021**). L'impact de la température sur les matériaux est généralement bien établi, par exemple, lorsque la température augmente, elle contribue souvent à la fissuration du béton en train de durcir à cause de son séchage naturel (fissuration causée par le retrait de dessiccation). En contrepartie, le bétonnage par temps froid, sans mesures spécifiques, crée un danger de gel de l'eau du béton qui provoque sa détérioration par expansion. De plus, l'accélération significative de la vitesse d'hydratation du ciment génère des différences de température entre le milieu des éléments coulés et leur surface, augmentant ainsi le potentiel de fissuration pendant le processus de refroidissement. L'acier est aussi sensible à la température car lorsqu'on modifie la température d'un échantillon d'acier soumis à une tension, on observe un changement parallèle de ses propriétés de ductilité.

L'eau est aussi un facteur de perturbation pour les ponts. Concernant les structures en béton, c'est la pénétration de l'eau dans le matériau qui est préjudiciable (phénomène du gel et dégel, corrosion des barres d'armature). Ses effets mécaniques se manifestent aussi sur les structures par le biais des phénomènes d'érosion et d'abrasion. Ces occurrences peuvent être attribuées à l'intervention des flux hydrauliques et à l'existence d'obstacles dans le lit des rivières, qui sont les causes de l'érosion au niveau des appuis et de dégradations au niveau des fondations.

Des chocs sur les parois des ponts sont causés par la présence d'objets flottants tels que les arbustes déracinés (**Cerema. 2023**).

L'impact du vent sur les structures se manifeste de plusieurs façons, allant de l'effet de dessiccation du béton frais en surface à la pression dynamique exercée sur les structures qui entraîne leur fatigue et éventuellement leur mouvement.

Les ponts sont exposés aux impacts du vent, notamment au niveau des fondations des piliers. Ce phénomène est particulièrement à craindre durant la saison des vents forts (printemps, avril, mai, juin) (**Eurocode 1. 2005**).

II.12. Actions accidentelles

Les actions accidentelles les plus généralement mentionnées concernant les ponts incluent les inondations, les chocs de véhicules et les incendies (**Trouillet, P. 1997**). Dans ces opérations, les coefficients de sécurité sont déterminés sur la base d'une approche probabiliste, étant donné que le risque absolu n'est pas considéré et que la répétition est courante. Ainsi, le pont sera soumis à des attaques extérieures qui influencent sa longévité, quel que soit le type de ces actions.

II.13. Les principaux types de pathologies

Les ponts sont principalement composés de deux matériaux qui sont le béton et l'acier (armatures), d'où la nécessité d'étudier successivement leurs pathologies auxquelles ils peuvent être exposés.

Certaines pathologies, dites « visibles », résultent directement des phénomènes externes auxquels la structure est exposée, c'est particulièrement le cas pour la corrosion des barres d'armatures et l'éclatement du béton. Par contre, des phénomènes tels que l'alcali-réaction sont attribuables uniquement au matériau en question.

Les pathologies les plus importantes sont citées ci-dessous :

II.14. Dégradation d'origine chimique

Du fait de sa composition élémentaire, le béton est particulièrement exposé aux attaques acides, notamment celles liées à des acides forts (**MOUHOU, A.M,2024**). Les modifications chimiques se produisent lorsque des substances corrosives interagissent avec la pâte de ciment, provoquant l'extraction des hydrates, en particulier de la chaux. Ce processus donne lieu à la création de produits expansifs, exerçant des contraintes internes considérables et entraînant une dégradation majeure du matériau.

II.14.1. Carbonatation :

Ce phénomène chimique naturel affecte les propriétés du béton tout au long de sa durée de vie. Elle résulte de la réaction entre le dioxyde de carbone (CO_2) présent dans l'air et l'hydroxyde de calcium contenu dans le ciment, ce qui provoque la formation de carbonate de calcium. Ce phénomène a un double effet : d'une part, il densifie le béton en réduisant sa porosité, ce qui limite la pénétration d'agents extérieurs et améliore sa résistance mécanique ; d'autre part, il abaisse la valeur du pH du béton, ce qui compromet la protection des armatures contre la corrosion (Figure II.5).

La corrosion induite par la carbonatation (Figure II.3) est particulièrement préoccupante dans le cas des bétons armés, car elle provoque des fissures et réduit la durabilité des structures. Ce phénomène est particulièrement marqué dans les zones urbaines et industrielles, où les concentrations de CO_2 sont plus élevées. En effet, la carbonatation ne se produit pas dans les milieux submergés, en raison de l'absence d'échanges gazeux avec l'atmosphère.

Plusieurs facteurs influencent la vitesse de carbonatation du béton, y compris sa porosité, le contenu en chaux du ciment, le niveau de CO_2 dans l'atmosphère et le taux d'humidité ambiante (Baroghel-Bouny, V, & Chaussadent, T, 2004). Le CO_2 ne peut se propager efficacement que lorsque le béton n'est ni entièrement saturé d'eau, ni totalement sec, car l'eau favorise la circulation des agents agressifs. De plus, l'incorporation de calcaire lors de la production du ciment augmente la perméabilité du béton, ce qui favorise l'infiltration du CO_2 et d'autres composants agressifs. Il est donc crucial d'utiliser cet élément avec prudence.

En résumé, si la carbonatation renforce certaines propriétés physiques du béton, elle représente un risque important pour la durabilité des structures armées si les armatures ne sont pas suffisamment protégées (Figure II.2).

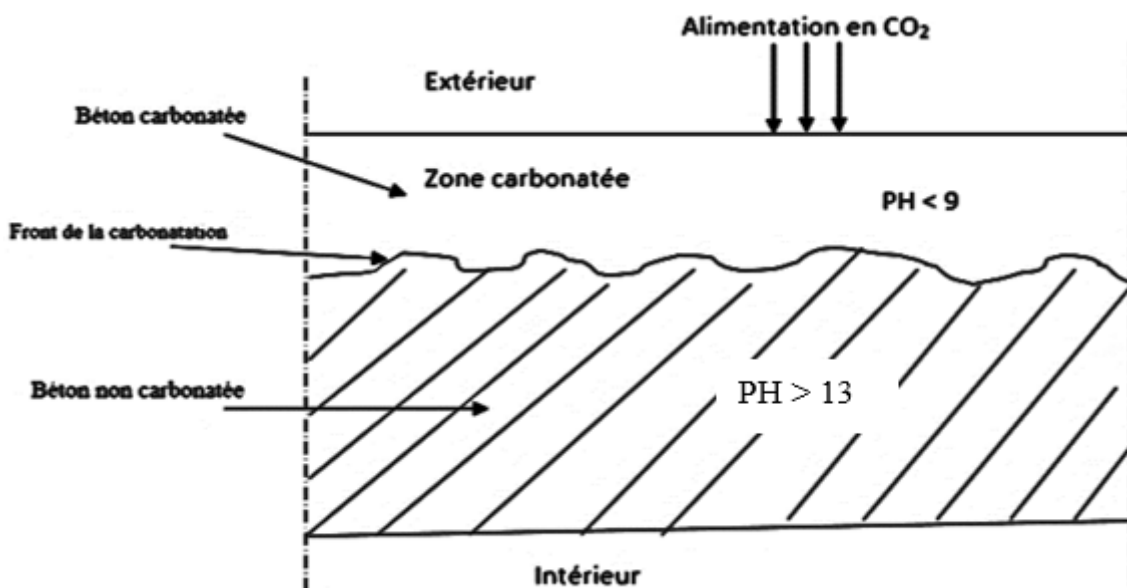


Figure II. 2: Principe de la carbonatation

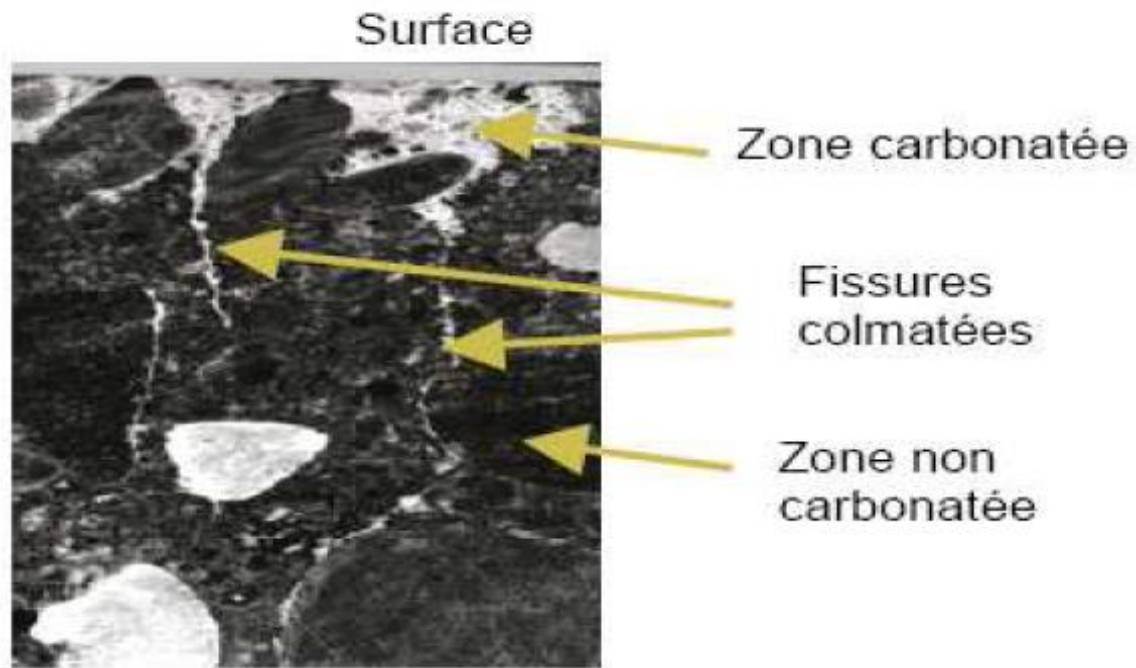


Figure II. 3: Progression de la carbonatation dans les fissures (Oxand. 2002)

II.14.1.1. Mesure de la profondeur de carbonatation

On peut établir théoriquement la profondeur de carbonatation du béton à l'aide de formules empiriques ou, en laboratoire, la mesurer grâce à des méthodes telles que l'analyse chimique, la diffraction par rayons X ou la spectroscopie infrarouge (Infociments.2024, 19 juin). Toutefois, en raison du prix élevé de ces techniques, on a recours fréquemment à un test élémentaire avec de la phénolphthaléine : lorsqu'elle est appliquée sur le béton, cette solution colore en rose les zones non carbonatées ($\text{pH} > 9$), tandis que les parties carbonatées demeurent grises (Figure II.1). Le taux de carbonatation, déterminé par la porosité et la résistance du béton (Tableau II.4), est approximativement de 2 mm par an.

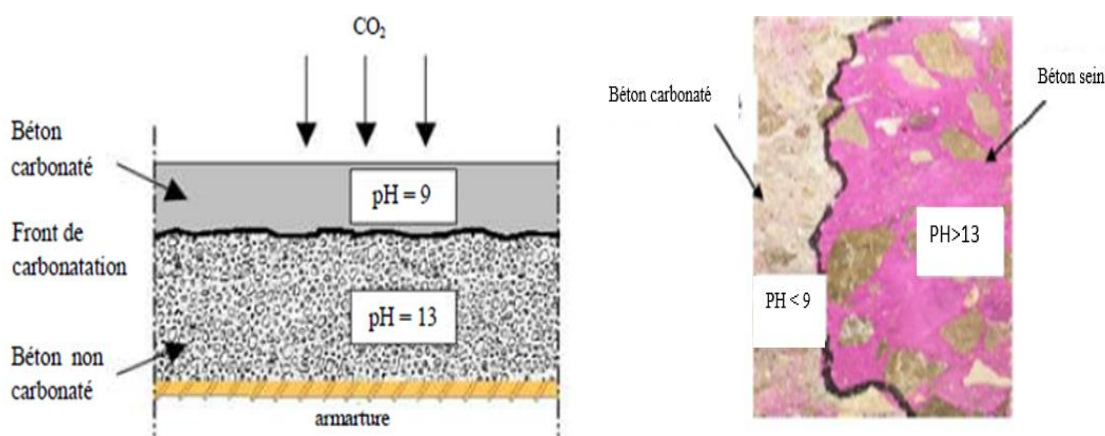


Figure II. 4: Mesure de la profondeur de la carbonatation (Boutaraa ,2021)

Tableau II. 1: Profondeur de la carbonatation du béton en fonction de sa résistance (23)

Condition d'exposition du béton	Profondeur de la carbonatation après :50 ans (mm)	
	Béton de 25 Mpa	Béton de 50 Mpa
Abrité	60 à 70	20 à 30
Exposé à la pluie	10 à 20	1 à 2

**Figure II. 5 :** Carbonatation et corrosion des armatures (Boutaraa 2021)

II.14.1.2. Action du dioxyde de carbone :

Le béton, qui reste constamment en contact avec l'air, est soumis à l'influence du dioxyde de carbone (CO_2) (Dakhmouche, F, Brunetaud, X., Chabil, H., & Al-mukhtar, M. 2009) .

Habituellement présent dans l'atmosphère à une concentration de 0,03 à 0,05 %, ce gaz devient réactif lorsqu'il se dissout dans l'eau, formant ainsi un acide léger (H_2CO_3). Cet acide entre en interaction avec les hydrates du ciment, initiant le mécanisme de carbonatation qui ne se manifeste que si les pores du béton demeurent partiellement ouverts.

Quand la carbonatation atteint les barres d'acier, elle diminue leur protection alcaline, ce qui facilite leur corrosion, surtout en présence d'ions corrosifs tels que les chlorures. On estime

généralement que la carbonatation progresse de 2 mm après une année, 8 mm après dix ans et entre 20 à 25 mm après cinquante ans.

II.14.2. Corrosion des aciers :

L'une des principales raisons de la détérioration du béton armé est la corrosion des armatures (Figure II.6), qui survient dès que la structure est exposée à l'humidité et s'aggrave en cas d'enveloppement inadéquat ou de présence de chlorures (Mai-Nhu, J. 2015, décembre). Ce phénomène touche tous les types de structures, bien que certaines zones soient particulièrement à risque : dans le cas des bâtiments, les balcons et acrotères, à cause de leur petite taille et de leur grande exposition aux facteurs ; pour ce qui est des parkings et des bâtiments industriels, les poteaux et dalles, exposés aux agents chimiques et sels anti-glace ; concernant les ponts et autres ouvrages d'art, les piles près des routes ainsi que les tabliers et leurs équipements, qui sont affectés par les sels anti-glace ; et finalement, dans les structures côtières, attaquées par les chlorures contenus dans l'air de mer



Figure II. 6 : Phénomène de corrosion des aciers (Haouara, S. 2014)

II.14.3. La corrosion atmosphérique :

L'acier non protégé, lorsqu'il est exposé à l'air libre, se couvre petit à petit de rouille, une couche d'oxydes qui peut atteindre six (06) fois le volume initial de l'acier et qui se crée au détriment du matériau sain. Ce processus est principalement facilité par l'eau et l'oxygène.

La corrosion devient significative lorsque l'humidité relative excède 50 à 70 %, toutefois, la présence de particules et de résidus solides peut réduire ce degré et accélérer le processus de détérioration. Dans un environnement urbain, les condensations qui se produisent en fin de

journée, généralement plus acides que les précipitations, peuvent aggraver la corrosion. En revanche, la pluie a la capacité de réduire cette corrosion en éliminant ces dépôts acides.

La vitesse de corrosion est aussi affectée par la température : une hausse de 10°C multiplie par deux la cadence d'oxydation (Li, Q., et al. 2022).

II.14.4. Corrosion des armatures dans les structures de béton armé et précontraint

Le phénomène de corrosion des armatures dans le béton est complexe et dépend de facteurs chimiques, physiques et mécaniques. L'acier subit une expansion considérable lors de l'oxydation, ce qui provoque la rupture du béton qui le protège et diminue la section résistante des barres d'armatures. Au delà de leur charge supportable, leur ductilité et leur résistance à la fatigue sont grandement affectées, même par une petite réduction du diamètre (Zhu, W. 2014).

Dans les couches externes du béton exposées à des cycles d'humidité et de sécheresse, le taux de corrosion atteint son maximum, rendant certaines armatures visibles en seulement quelques années. Cependant, à l'intérieur du béton, l'absence d'oxygène peut empêcher la formation de rouille et détruire la détérioration, ce qui constitue un risque potentiel.

L'épaisseur et la compacité de l'enrobage du béton garantissent la durabilité de la structure.

II.14.5. Autres formes de corrosion :

Il existe divers autres types de corrosion, y compris la corrosion provoquée par des courants parasites qui affectent les composants métalliques situés à proximité des tramways ou des voies ferrées alimentées en courant continu, et la décomposition microbienne due à des bactéries générant de l'acide sulfurique ou du sulfure d'hydrogène, qui réagissent avec les ions fer pour produire des sulfures insolubles.

II.14.6. Attaques Sulfatiques

Le béton, un matériau de construction largement utilisé dans les constructions modernes, est caractérisé par sa vulnérabilité aux réactions sulfatiques, internes (RSI) ou externes (RSE). Ces réactions chimiques induisent la formation d'ettringite, un minéral expansif qui se manifeste par la formation de fissures et de dégradations mécaniques de la structure. Ces réactions sont le résultat de l'interaction entre les ions sulfates, qui proviennent soit du ciment (RSI), soit de sources externes telles que l'eau de mer (RSE), et les aluminates de calcium. La RSI, ou résistance au sulfure d'hydrogène, se développe dans les ouvrages massifs exposés à de fortes températures lors du coulage. La RSE, ou résistance au sulfure d'étain, affecte les structures soumises à des environnements sulfatés (Figure.II.7). Le processus de cristallisation de l'ettringite, qui est un minéral de la famille des silicates, est amplifié en présence d'humidité.

En outre, il a été constaté que le béton présente une certaine sensibilité aux agents acides. Les acides, qu'ils soient d'origine naturelle, industrielle ou pure (Divet, L.2003), ont la capacité

de modifier la composition du béton en dissolvant les composés hydratés de calcium entraînant ainsi une altération de sa structure (Figure 2-9). La nature de ces attaques peut être influencée par la solubilité des sels de calcium formés. Afin de prévenir les dégradations potentielles, il s'avère impératif d'adapter la formulation du béton (ciment résistant aux sulfates, faible teneur en C3A), de contrôler la température d'hydratation et de vérifier la chimie du sol avant le processus de construction (IFSTTAR.2014).

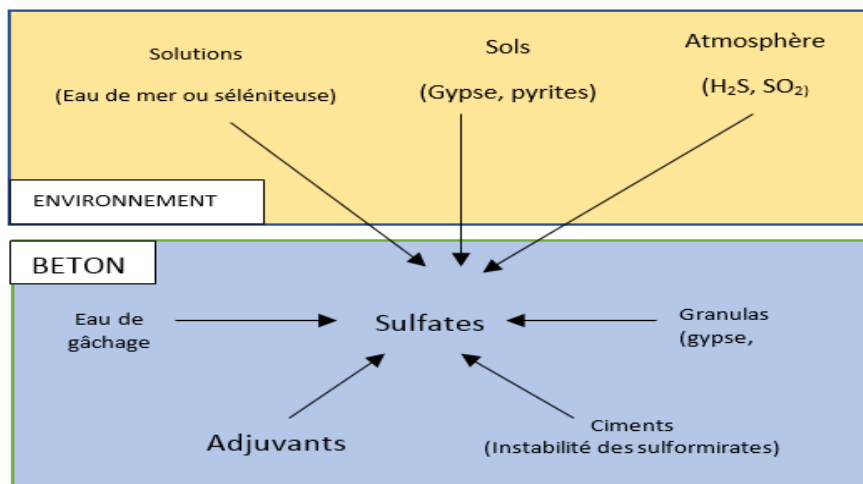


Figure II. 7: L'origine des sulfates



Figure II. 8: Fissure dues au gonflement interne (Divet, L.2003)



Figure II. 9:Fissures importantes d'un échantillon de béton soumis au test de résistance aux sulfates (Boutaraa 2021)

II.14.7.Action des chlorures :

Les chlorures, qui sont présents dans les sels de déverglaçage et l'eau de mer, constituent les principales sources de contamination du béton. Lors de la diffusion de ces ions au sein de la structure, une réaction avec les aluminates de calcium se produit, aboutissant à la formation du chloro- aluminate. Ce dernier, un composé stable, ne provoque aucune dégradation. Cependant, il a été observé que les ions chlorures non fixés peuvent progresser jusqu'aux armatures et accélérer leur corrosion, notamment dans les tabliers de pont.

Il est important de noter que l'action de l'eau de mer sur le béton est complexe. En effet, cette réaction implique principalement le sulfate et le chlorure de magnésium (El Khoury, M., Saïd, A., & Bougara, A.2022). Dans certains cas, comme celui de la mer Méditerranée, elle peut aussi englober le sulfure d'hydrogène. Dans le cadre de la réaction entre le sulfate de magnésium et l'hydroxyde de calcium, il a été observé que le premier produit forme du sulfate de calcium et de l'hydroxyde de magnésium (Santhanam, Cohen, & Olek, 2003). Cette transformation chimique pourrait potentiellement conduire à la précipitation de l'ettringite secondaire. Par ailleurs, le chlorure de magnésium, en interaction avec l'hydroxyde de calcium, conduit à la formation de chlorure de calcium, lequel, en présence de sulfates, peut engendrer de l'ettringite expansive.

Les structures situées en zone de marnage, exposées à des altérations chimiques, sont également vulnérables aux effets d'érosion mécanique causés par les vagues.

II.14.8.L'attaque des ions-chlorures

Le béton présente une perméabilité aux chlorures due à son rapport eau/ciment élevé, ce qui favorise la diffusion de ces ions. La formation de composés stables et inoffensifs, à savoir des chloro-aluminates, est rendue possible par l'interaction des aluminates de calcium comme l'illustre la (Figure II- 10), une partie des ions chlorures se retrouve sous forme libre dans la solution interstitielle du béton. Leur concentration critique à proximité des armatures provoque l'altération du film protecteur de l'acier et le déclenchement de la corrosion.

Les chlorures ont deux origines principales. Ils sont internes ou externes. Les chlorures internes sont liés à l'utilisation de certains adjuvants. Ils nécessitent un contrôle rigoureux. Les chlorures externes proviennent de l'eau de mer, des eaux souterraines, des eaux usées et des sels de déverglaçage.

L'eau de mer est moins agressive que certaines eaux fortement salées ou séléniteuses. Cela s'explique par la carbonatation de surface. Celle-ci empêche la pénétration des sulfates. Cependant, le sulfate de magnésium entretient une réaction avec l'hydroxyde de calcium, menant à la formation de sulfate de calcium et d'hydroxyde de magnésium. Ce processus catalyse la genèse d'ettringite secondaire. D'autre part, la réaction entre le chlorure de magnésium et les sulfates conduit à la formation de chlorure de calcium. Cette dernière, en présence d'ettringite expansive, provoque des fissurations dans le béton.

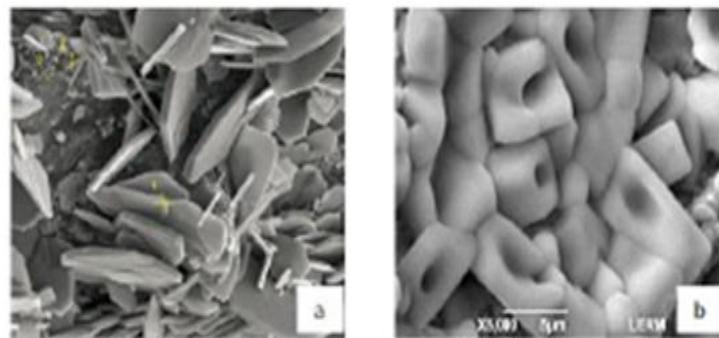


Figure II. 10:Chlorures dans la microstructure d'un béton (a)liés et (b) libres (NaCl)

(Quénée, B. 2013, 27 novembre)

II.14.9.L'alcali-réaction

La réaction alcali-silice (RAS) est un phénomène de dégradation chimique interne du béton, causée par l'interaction entre les alcalins présents dans le ciment (sodium et potassium) (Figure II 11) et certaines silices réactives contenues dans les granulats (Figure II 12) (**Dron, R. (2008)**). Cette réaction n'a lieu que sous certaines conditions :

Présence de silice réactive, forte concentration d'alcalins dans la solution interstitielle, et humidité relative élevée ($\geq 80-85\%$).

Lors de cette réaction, un gel de silicate alcalin se forme et, en absorbant l'humidité ambiante, il se gonfle, générant une pression interne de l'ordre de 3 à 10 MPa. Cela provoque l'apparition de fissures intra-granulaires (Figure II 11), qui évoluent en microfissures puis en fissures en réseau plus étendues. Ce phénomène peut entraîner des déformations, des fermetures de joints de dilatation, voir la rupture de la structure dans les cas les plus graves (Figure II 12).

La RAS est la plus fréquente des réactions dites alcali-granulats (Figure II 13), identifiée pour la première fois en 1940. Elle affecte significativement la durabilité et la résistance mécanique du béton, au point où parfois être confondue avec la corrosion des armatures, notamment lorsqu'une teinte ocre apparaît sur le béton endommagé (Figure II 12).

Afin de prévenir ces effets, des prescriptions techniques ont été introduites dans la Norme NF EN 206-1 (AFNOR.2014), visant à contrôler la composition du béton et à limiter la réactivité des matériaux.



Figure II. 11: Fissuration en faïençage provoqué par l'alcali réaction



Figure II. 12: Eclatement du béton dans une pile de pont

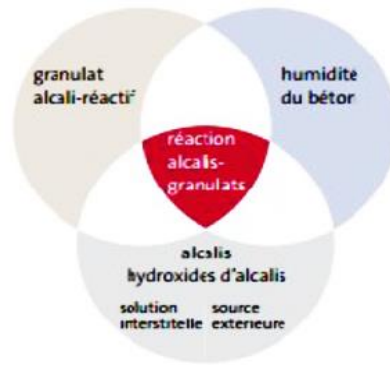


Figure II. 13:Facteurs d'endommagement.



Figure II. 14: Dégâts de RAG d'un mur de soutènement



Figure II. 15 : Granulat fissuré par réaction alcalis silice (Kosmatka,Kerhoff et al)

II.15. Dégradation d'origine physique :

Du point de vue physique, il convient de souligner que le béton, en sa qualité de matériau hydraulique et poreux, est sujet à divers phénomènes induits par son interaction avec son environnement .et par les échanges d'eau qui s'en suivent. Les dégradations physiques sont attribuables à des facteurs tels que des surcharges, des sollicitations excessives, des frottements, des chocs thermiques, des gonflements, des variations de dilatation thermique des granulats ou des retraits (CIMbéton. 2019, janvier). Ces derniers sont des causes principales de l'érosion et de la fissuration du béton.

II.15.1.Retrait

Le retrait du béton peut être défini comme un processus physico-chimique inévitable qui se produit dès les premières étapes de la mise en œuvre du matériau et se poursuit tout au long de son cycle de vie (**Benboudjema. (2015)**). Ce phénomène est provoqué par l'élimination graduelle de l'eau en excès, ce qui conduit à la formation de fissures, orientées ou multidirectionnelles, qui sont réparties en trois catégories en fonction de leur apparition .

Les premières fissures sont observées une à deux heures après le bétonnage, en conséquence du tassement du béton frais et du ressuage. Ces manifestations se caractérisent par leur profondeur et leur visibilité, affectant principalement les surfaces horizontales. En outre, il est à noter qu'elles sont en mesure de suivre le tracé des armatures lorsque les vibrations engendrées par le coulage ont causé un déplacement du ferrailage.

Les secondes fissures apparaissent immédiatement après le décoffrage, affectant aussi bien les surfaces horizontales que les parois verticales. Ces dernières, généralement fines et peu profondes, sont attribuables au retrait d'auto-dessiccation. Cependant, dans le cas de dispositifs massifs, un retrait thermique peut engendrer des fissures plus ouvertes, souvent traversantes, causées par les gradients thermiques internes.

En définitive, les fissures de retrait, qui se manifestent à une échelle temporelle de plusieurs jours à plusieurs mois suivant le décoffrage, apparaissent de manière systématique. Ces dernières sont attribuables au retrait de dessiccation, lequel est la conséquence directe de l'établissement d'un équilibre hygrométrique entre le béton et son environnement. Ce phénomène est fonction de l'épaisseur des éléments et peut s'étendre sur plusieurs années, même plusieurs décennies pour les ouvrages de grande envergure tels que les tabliers de ponts.

II.15.2.Le fluage :

Les matériaux cimentaires se caractérisent par une réponse viscoélastique, c'est à dire qu'ils présentent une capacité à absorber et à restituer de l'énergie sous forme de déformation élastique et visqueuse. Lorsqu'une contrainte leur est appliquée, ils subissent d'abord une déformation élastique. Il est important de souligner que si cette contrainte est maintenue, nous observons un phénomène de déformation continue qui augmente progressivement avec le temps. Le fluage correspond à la déformation différée du matériau sous une charge constante, en sus de la déformation initiale (**Courbon, J. (1986, 10 février)**).

II.15.3.Le gel-dégel

Les cycles de gel et de dégel sont un facteur déterminant dans le processus de détérioration du béton. Lors du processus de congélation, l'eau présente dans le matériau se transforme en glace, induisant une augmentation de volume et des pressions internes qui dépassent sa capacité

de résistance. La reproduction itérative de ces cycles induit la formation de fissures et un écaillage progressif de la surface (**Technobéton. (2023)**). Ces phénomènes sont accélérés par l'utilisation de sels de déverglaçage (Figure II.16) et par les variations thermiques imprévues. Dans le cadre de l'analyse des dégradations du béton, trois types de détériorations principales peuvent être identifiés. En premier lieu, l'éclatement du matériau, qui se manifeste par une rupture de la structure en cas de saturation élevée et de gel intense (**Dysli, M. (1991)**).

En deuxième lieu, l'écaillage (Figure II.17), caractérisé par un décollement en lamelles, est un phénomène qui peut être observé dans le contexte de la détérioration du béton. Enfin, la dégradation par le gel, suit les points de faiblesse du matériau, conduisant à une détérioration localisée. L'incorporation d'entraîneurs d'air lors de la formulation du béton permet de limiter les effets de l'expansion due au gel. En effet, la présence d'entraîneurs d'air crée des vides capables d'absorber l'expansion thermique.

Les cycles de gel et de dégel sont un facteur important de détérioration du béton. Lors du processus de gel, l'eau présente dans le matériau subit une transformation physique, passant de l'état liquide à l'état solide sous la forme de glace. Cette transformation entraîne une augmentation de la masse du matériau et une élévation des pressions internes qui dépasse sa capacité de résistance. La formation de fissures et l'écaillage de la surface sont des effets engendrés par la répétition de ces cycles (**Zhang, Kim, Castel, & Xu, 2023**). Ces phénomènes sont aggravés par l'utilisation de sels de déverglaçage et par les changements thermiques brusques. Dans le cadre de l'analyse des dégradations du béton, trois types de détériorations principales peuvent être identifiés. En premier lieu, l'éclatement du matériau, qui se manifeste par une rupture de la structure en cas de saturation élevée et de gel intense. En deuxième lieu, l'écaillage (Figure 2-17), caractérisé par un décollement en lamelles, est un phénomène qui peut être observé dans le contexte de la détérioration du béton. Enfin, la gélisation, ou dégradation par le gel, suit les parties les plus fragiles du matériau, conduisant à une détérioration localisée. L'inclusion d'entraîneurs d'air lors de la formulation du béton contribue à la limitation des effets indésirables susmentionnés. Cette démarche permet la création de vides à même de capter l'expansion due au gel et, par conséquent, de limiter la propagation des fissures.



Figure II. 16: Dégradation d'un ouvrage soumis au gel- dégel.



Figure II. 17 : Ecaillage d'une dalle de béton.

II.15.4. Les sels fondants (Les produits de déglçage ou de dévergçage) :

Dans le cadre de l'entretien des infrastructures routières et des ouvrages d'art, l'utilisation de sels de déneigement s'avère essentielle pour assurer la circulation en toute sécurité et préserver les structures des dommages causés par le gel et la neige. Les sels de déneigement, ou chlorures de sodium et de calcium par exemple, jouent un rôle clé dans la lutte contre les effets indésirables du cycle de gel et de dégel répétés, en facilitant la dissolution de la neige et de la glace sur les surfaces en béton (Guiraud, P. (2018, avril). Parmi l'ensemble des composés pouvant être utilisés, les plus courants sont le chlorure de sodium (NaCl) et le chlorure de calcium (CaCl₂).

❖ L'effet nuisible :

1. Leur utilisation entraîne une détérioration accélérée du matériau, caractérisée par des cycles de gel et de dégel répétés, une saturation en eau et les fissures de la surface (Xiang et al., 2022). En outre, ces derniers favorisent la pénétration des ions chlorure, ce

qui conduit à une accélération de la corrosion des armatures, en particulier sur les surfaces horizontales qui sont exposées.

II.15.5. Détérioration par fissuration interne

Ce phénomène est causé par des cycles répétés de gel et de dégel, plus fréquents dans le cas d'une formulation ou d'une conception qui s'avère inadaptée. Elle se manifeste par une microfissuration diffuse qui affecte la structure du béton dans sa masse. Cette dernière induit une réduction des performances mécaniques (compression, traction, module d'élasticité) et de protection contre les pénétrations d'eau, ce qui menace la cohésion et la durabilité de la structure.

II.15.6. Détérioration par l'écaillage

L'écaillage est une forme de détérioration des bétons exposés à des cycles de gel et de dégel en présence de sels fondants. Ce phénomène se caractérise par un décollement progressif de particules superficielles. Entraînant une corrosion des armatures et une détérioration de l'aspect esthétique du matériau. Cependant, en l'absence ou l'utilisation de sels fondants, ce phénomène reste dans la plupart des cas limité (Wardeh, Mohamed & Ghorbel, 2011).

II.16. Dégradations d'origine mécanique

II.16.1. Chocs

Les impacts sur les ponts sont causés par les poids lourds dont les dimensions excèdent les normes établies (Figure II-18 ; II-19), par les bateaux ou objets flottants qui entrent en collision avec les piles, et par les véhicules qui heurtent les barrières de sécurité (Zhao, W., & Ye, J. 2021, December). Ces dernières peuvent causer des dommages au béton et à l'acier, et dans les cas les plus graves, rendre nécessaire le procédé de renforcement des éléments de structure, en particulier sur les ponts à poutres précontraintes



Figure II. 18: Choc de véhicule Trémie / carrefour Regina ville de Tiaret.



Figure II. 19: Poutres Endommagées par les Chocs des véhicules.

OA sur RN 14 PK130+000 Wilaya de Tiaret.

II.16.2. Abrasion, érosion :

Les processus d'érosion et d'abrasion du béton se manifestent principalement dans les structures de génie civil soumises à des écoulements d'eau importants, tels que les barrages ou les galeries hydrauliques, ainsi que dans les ouvrages exposés à des sollicitations mécaniques répétées, comme les chaussées en béton. L'érosion se caractérise par la détérioration progressive du béton exposé à un contact prolongé avec des masses d'eau en mouvement (Aziz, Hilo & Al-Gasham, 2024). Dans le cas des ponts, ce sont principalement les piles situées en rivière qui sont endommagées, en raison de divers facteurs. L'action du courant et des objets flottants, notamment, provoque une usure progressive des structures.

II.16.3. La cavitation

Ce phénomène est la manifestation de bulles de vapeur qui se forment lorsque la pression absolue locale atteint un seuil équivalent à la pression de vapeur de l'eau à température ambiante. Ces dernières, dont les dimensions peuvent être considérables et qui se trouvent en état d'isolement, sont soumises à une implosion, induisant une injection rapide d'eau dans l'espace préalablement occupé par la vapeur (Xu, W. 2020). Ce processus induit des pressions de grande intensité qui se concentrent sur des surfaces réduites et sur des périodes de temps extrêmement brèves. En outre, plusieurs de ces cavités sont sujettes à des pulsations à haute fréquence, phénomène qui semble dégrader davantage l'état de surface en augmentant la superficie affectée.

II.16.4. Délamination :

Dans des régions soumises à des conditions climatiques rigoureuses, l'interaction complexe entre les sels de déverglaçage, les cycles thermiques et le trafic a induit une détérioration du béton sur les hourdis des ponts (Guiraud, P. 2018, avril). Cette dégradation peut conduire à la chute de plaques et à la formation de cavités dans les tabliers, mettant en péril la durabilité des ouvrages.

II.17. Conséquences des pathologies sur la durabilité et la sécurité des ponts

Les dégradations affectant les ponts en béton armé peuvent compromettre gravement leur durabilité et leur stabilité. Parmi les défis mentionnés précédemment, les erreurs liées à la conception et à la mise en œuvre occupent une place de particulière importance (Delefosse, J. 2023, 12 sept). Il a été constaté que des anomalies dans le ferrailage, des ancrages ou recouvrements mal réalisés, l'absence de renforts de surface ou de répartition, ainsi que des contraintes par vide des barres soumises à la traction ou à la compression sont à l'origine de la défaillance des structures. Une protection insuffisante des armatures entraîne plusieurs pathologies : la corrosion, l'apparition de fissures, la dégradation du béton et une détérioration progressive de la structure.

Il convient de noter que l'eau exerce également une influence significative sur le processus de dégradation de ces structures. En s'infiltrant dans le béton, l'humidité provoque sa dégradation et aggrave la corrosion des armatures, ce qui peut entraîner la rupture des éléments de fixation ou des torons. L'absence d'une chape imperméable favorise une pénétration importante de l'humidité, ce qui provoque des phénomènes de décollement. En outre, divers types de dégradations affectent les ponts en béton armé. Celles-ci comprennent l'usure des garde-corps et des glissières, la détérioration des joints de chaussée, l'apparition de déformations et de fissures sur les éléments porteurs, ainsi que l'érosion des appareils d'appui et des équipements de protection pour les rives.

En l'absence d'une intervention rapide et appropriée, ces désordres peuvent compromettre la sécurité et la durabilité des structures, et dans certains cas, conduire à leur défaillance structurelle.

Il s'avère par conséquent impératif d'assurer une surveillance régulière et de mettre en œuvre des méthodes de réparation et de renforcement adéquates afin de préserver la durabilité des ponts en béton armé.

II.18. Risques liés aux défauts de conception et d'exécution

Dans le cadre de l'analyse des défaillances structurelles, il a été constaté que des erreurs dans le ferrailage, des ancrages et recouvrements insuffisants, l'absence d'armatures de renforcement ou de répartition, des efforts de traction ou de compression des barres, ainsi que des enrobages insuffisants peuvent conduire à la corrosion des armatures. Cette pratique peut malheureusement avoir pour conséquence l'apparition de fissures, la dégradation du béton et, dans les cas les plus graves, une détérioration complète de la structure (Delefosse, J. 2023, 12 sept).

II.19. Risques liés aux dégradations dues à l'eau

L'infiltration de l'eau dans le béton entraîne une détérioration du matériau et une corrosion des armatures, pouvant conduire à une rupture de la structure. En l'absence de chape d'étanchéité, les dégâts peuvent s'aggraver (Mommer, Dondonne & Demars,2004)

II.20. Autres risques

Les garde-corps et les glissières subissent des dommages, les joints de chaussée se dégradent, des déformations et des fissures apparaissent sur les structures, les appareils d'appui se détériorent et les protections alentours perdent de leur stabilité.

En l'absence de traitement adéquat, ces pathologies peuvent compromettre la sécurité et la durabilité des ouvrages, et même conduire à leur désagrégation complète.

Il s'avère par conséquent impératif d'assurer une surveillance rigoureuse et de mettre en œuvre des mesures de réparation et de renforcement afin de garantir la durée de vie et la sécurité des ponts en béton armé.

II.21. Méthodes de diagnostic des pathologies

L'évaluation de l'état et de la sécurité des ponts en béton armé s'inscrit dans une démarche rigoureuse et méthodique, qui comprend plusieurs étapes essentielles. Ces dernières impliquent l'utilisation de méthodes de diagnostic spécifiques, détaillées ci-dessous :

II.21.1.Diagnostic préliminaire

Ce diagnostic préliminaire constitue la première étape du processus de diagnostic. Il est essentiel de noter que cette étape est suivie par l'élaboration d'un programme d'examens. Ce dernier est conçu pour atteindre deux objectifs principaux : d'une part, établir un diagnostic précis et, d'autre part, évaluer la stabilité et la fiabilité de la structure. Cette démarche méthodique inclut des contrôles, une analyse des caractéristiques des matériaux, des inspections et des auscultations. Ces dernières visent à identifier les risques de dégradation des matériaux et de la structure.

II.21.2.Recalcul de l'ouvrage

Cette phase nécessite une évaluation approfondie de l'état de contraintes possibles de la structure, en tenant compte des anomalies identifiées. Elle conduit à la détermination des marges de sécurité par rapport aux seuils critique ou à la défaillance. Cette démarche est essentielle pour évaluer la durabilité et la fiabilité de la construction.

II.21.3.Investigations complémentaires

Dans le cadre de ces investigations, une série de démarches méthodologiques sont préconisées, incluant la mise à jour des dimensions et des plans de l'ouvrage, l'exécution

d'essais mécaniques, la réalisation de simulations en laboratoire, l'évaluation des propriétés soniques, du module d'élasticité, ainsi que des températures obtenues dans les bétons. En outre, des tests de thermoluminescence et de colorimétrie seront effectués afin d'enrichir la compréhension des phénomènes observés. Ces procédures permettent d'évaluer les caractéristiques résiduelles du béton et l'étendue des dégradations.

II.22. Réparation des pathologies des ponts en béton armé

La réparation des ponts en béton armé joue un rôle crucial dans l'entretien des infrastructures de transport, garantissant ainsi la sécurité, la durabilité et l'efficacité des ouvrages. En présence de pathologies présentes sur ces ouvrages, il est essentiel de mettre en œuvre des stratégies d'intervention appropriées et spécifiques. Ces dernières s'appuient sur un diagnostic adéquat de l'état de détérioration du pont et sur le choix de méthodes techniques appropriées, visant à rétablir les capacités structurelles et à assurer la durabilité de l'ouvrage (Courard & Bissonnette, 2023, 4 septembre). Parmi les principales techniques de réparation des dommages observés sur les ponts en béton armé, on peut citer :

II.22.1. Traitements de surface

Les traitements de surface, qui constituent une catégorie d'interventions, visent à restaurer et à protéger les structures en béton. Dans le cadre des travaux de réparation des structures en béton, le ragréage est une technique de restauration des matériaux qui permet de colmater les fissures, les éclats et les parties dégradées de la surface, afin d'obtenir une zone réparée uniforme et résistante. Dans le cadre du processus de réparation, l'injection des fissures est une étape cruciale pour assurer une liaison mécanique efficace et préserver les caractéristiques de la structure. Cette intervention permet également de garantir l'étanchéité de la structure, contribuant ainsi à prévenir les infiltrations d'eau et les dommages supplémentaires.

II.22.2. Protection du béton et des armatures

Il s'avère impératif de procéder à la protection du béton et des armatures afin d'assurer la durée de vie des structures. Afin d'assurer une résistance à la corrosion satisfaisante, il est impératif de prévoir des couches de protection qui permettent d'éviter l'apparition de rouille sur les armatures. Par ailleurs, l'application de chapes étanches s'avère indispensable pour prévenir les infiltrations d'eau, ce qui contribue à réduire les risques de détérioration du béton et à prolonger la durée de vie de la structure.

II.22.3. Régénération des matériaux

La rénovation des matériaux s'inscrit dans une démarche de réhabilitation visant à restaurer les éléments détériorés, afin d'assurer la résistance et la durabilité des ouvrages. Dans le cadre

des travaux de rénovation, il est essentiel de procéder au remplacement des éléments bétons endommagés par des éléments parfaitement conformes aux structures existantes. Cette démarche permet d'assurer une adhésion optimale et une résistance maximale des nouvelles pièces, garantissant ainsi la pérennité et la fiabilité de l'infrastructure. En outre, un procédé spécifique est employé pour traiter les barres d'armature rouillées, incluant des étapes telles que le décapage et la passivation, afin de prévenir la corrosion et de préserver leur fonction structurale.

II.22.4. Ajout de forces

L'incorporation de forces supplémentaires a pour effet d'accroître la résistance et la stabilité des structures. Cette démarche s'articule autour du renforcement de la structure par l'ajout de renforts supplémentaires, entraînant ainsi une amélioration de sa capacité portante. En outre, l'application d'une précontrainte supplémentaire permet d'accroître la résistance de la structure en optimisant la distribution des forces, ce qui se traduit par une performance améliorée face aux différentes charges et contraintes externes (Courard & Bissonnette, 2016).

II.22.5. Ajout de matière

L'insertion de matière constitue une technique principale pour la réparation des structures dégradées. La réparation des zones endommagées et la restauration de l'intégrité structurale de l'ouvrage impliquent des interventions spécifiques, telles que le coulage, l'injection de béton, de mortier ou de coulis. La méthodologie de réparation sera déterminée en fonction des causes des pathologies affectant le pont. Dans certaines situations, l'emploi d'une méthodologie intégrant différentes techniques s'avère indispensable pour assurer la durabilité et la sûreté de l'ouvrage.

II.23. Conclusion

La pathologie est définie comme une discipline scientifique qui se consacre à l'étude des phénomènes pathologiques dans leur principe et leurs manifestations. Dans le chapitre précédemment mentionné, il a été observé que l'ensemble des phénomènes de détérioration des matériaux, ainsi que la diminution de leurs performances ou leur comportement global, sont attribuables à une multitude de facteurs échappant en grande partie à tout contrôle. Ainsi, la notion de structure parfaite et durable se révèle difficile à concrétiser.

Les pathologies affectant les structures en béton armé, telles que les fissures, l'écaillage, le faïençage ou l'éclatement du béton, peuvent se manifester de diverses manières, depuis la phase de coulage jusqu'à long terme, et survenir à tout moment. Il convient de noter que ces dégradations ont la possibilité de se produire de manière indépendante, ou simultanément. Par ailleurs, il convient de noter que, dans certaines circonstances, les mécanismes pathologiques peuvent présenter des spécificités communes à diverses situations.

La résistance des structures nécessite des travaux de réparation ou de renforcement tout au long du cycle de vie de l'ouvrage. Afin de garantir la protection des biens et des individus, il est impératif de procéder à un diagnostic dès l'apparition de la première détérioration. Cette étape s'avère en effet fondamentale dans le cadre du processus de maintenance de la structure.

Afin de procéder à un diagnostic aussi précis que possible, il est impératif de disposer d'une connaissance approfondie des phénomènes de dégradation, d'une maîtrise des techniques d'identification des causes et des pathologies, ainsi que d'une expertise permettant d'identifier ces pathologies.

**Chapitre III : Diagnostic et résultats des investigations
des pathologies d'une étude de cas**

III.1.Introduction

L'utilisation prolongée des ponts entraîne leur vieillissement, ce qui peut conduire à la dégradation de certaines de leurs propriétés. C'est pourquoi une évaluation spécialisée est essentielle pour garantir qu'ils remplissent leur rôle pendant leur durée de vie prévue. Cette fonctionnalité n'est pas constamment garantie et il est souvent compliqué d'identifier les causes, puis de mettre en place les mesures nécessaires pour résoudre le problème avec des solutions adaptées.

L'étude des désordres des ponts nécessite des ressources considérables, notamment des équipements et des spécialistes en inspection de ponts qui étudient l'état des structures sur le terrain, ainsi que des méthodes d'informatisation pour les processus d'inspection, de suivi et d'entretien des ponts. De récentes recherches ont développé des approches intégrées pour évaluer la performance des ponts, en combinant critères structurels, fonctionnels et environnementaux. En complément, le (Cerema,2022) a proposé une méthodologie nationale pour hiérarchiser les besoins d'entretien et optimiser la maintenance des ouvrages.

Le but de ce chapitre est d'établir un bilan de l'état de service des ponts cadres (dalots) à partir des dégradations et les désordres recensés ainsi que les anomalies les plus singulières observées à travers les inspections de l'ouvrage et les essais réalisés in situ et en laboratoire.

Les inspections sont basées principalement sur les examens visuels des différentes parties des ouvrages, des berges et des lits des oueds ainsi que sur des prises de photos des détériorations constatées. Les essais in-situ et en laboratoire sont effectués pour diagnostiquer les différentes pathologies des ponts expertisés.

III.2. Présentation du parc des ouvrages d'art dans la wilaya de Tiaret en Algérie

La wilaya de Tiaret, située à l'ouest de l'Algérie, s'étend sur 20 050,05 km² et comprend 14 daïras ainsi que 42 communes. La région est caractérisée par une position géographique stratégique, car elle se trouve à l'intersection de plusieurs wilayas : Tissemsilt et Relizane au nord, Laghouat et El Bayadh au sud, Mascara et Saïda à l'ouest, et Djelfa à l'est. Cette position privilégiée contribue significativement à renforcer sa fonction de point de liaison pour la Connectivité régionale et nationale.

Le réseau routier de la Wilaya de Tiaret joue un rôle crucial dans le développement économique et social de la région. En effet, il assure non seulement la connectivité interne de la région, mais aussi son intégration au réseau national de transport. Le développement et la préservation de ce réseau s'avèrent des facteurs déterminants pour la croissance économique et sociale locale.

Le linéaire total s'établit à 2265.6 kilomètres (Tableau III.1), dont la répartition est la suivante : 646.10 kilomètres de routes nationales (dont 82 kilomètres en configuration dédoublée), 684.50 kilomètres de chemins de wilaya et 876 kilomètres de voies communales. Ce réseau est par ailleurs renforcé par 59 kilomètres de voies de contournement, dont trois sections à forte valeur stratégique assurent les points d'accès majeurs des communes Tiaret, Hamadia, Guertoufa et Dahmouni.

Par ailleurs, il est à noter que la région est desservie par six axes routiers nationaux d'importance majeure, contribuant à l'optimisation de la circulation des biens et des personnes en créant des liaisons inter-wilayat essentielles. Ces réseaux contribuent à consolider le rôle de Tiaret en tant que carrefour régional d'importance nationale.

Comme l'indique la figure III-1 et le tableau III.1, l'état du réseau présente une forte hétérogénéité. Les données montrent ainsi que 52 % des chemins de wilaya (soit 684,50 km) sont en bon état, 23 % en état moyen et 25 % en mauvais état. Une analyse des chemins communaux révèle que 42 % de ceux-ci sont jugés en bon état, tandis que 19 % sont classés comme étant en état moyen et 21 % en mauvais état.

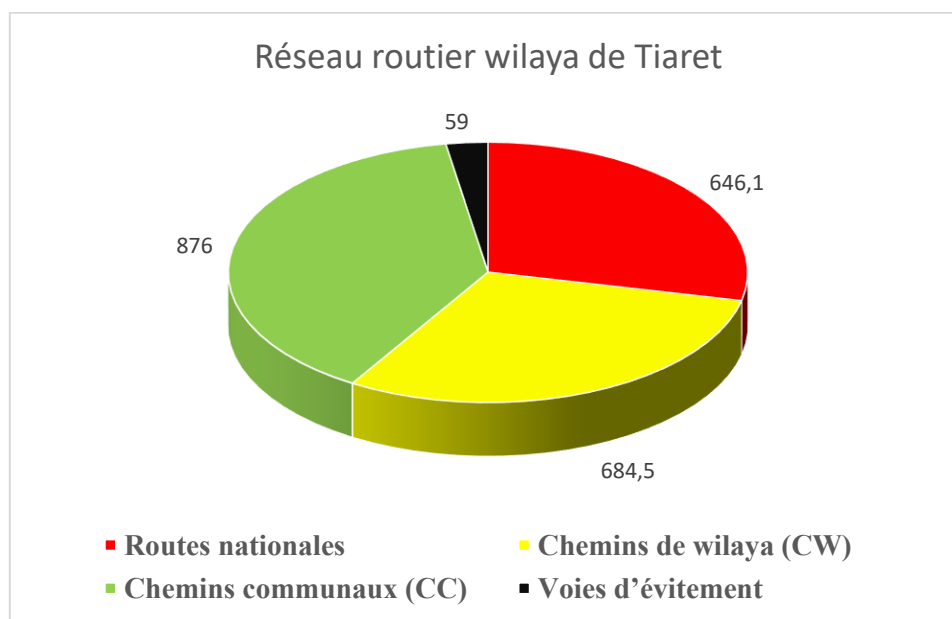


Figure III. 1: Réseau routier wilaya de Tiaret.

Tableau III. 1:Répartition et état du réseau routier de la wilaya de Tiaret.

Type de voie	Longueur (km)	État bon (%)	État moyen (%)	État mauvais (%)
Routes nationales	706.10 Km (82 km dédoublés)	325.8 km 50%	133.9 km 22%	246.40 km 38%
Chemins de wilaya (CW)	682 Km	357.65 km 52 %	154.45 23 %	169.90 km 25%
Chemins communaux (CC)	1520.13 Km	635.67 km 42 %	291.71 km 19 %	319 km 21 %
Non revetu		273.75 km 18 %		
Voies d'évitement	59.85 km	31.40 km 52%	20.45 km 34 %	8 km 13 %
Total	2265.60 km			

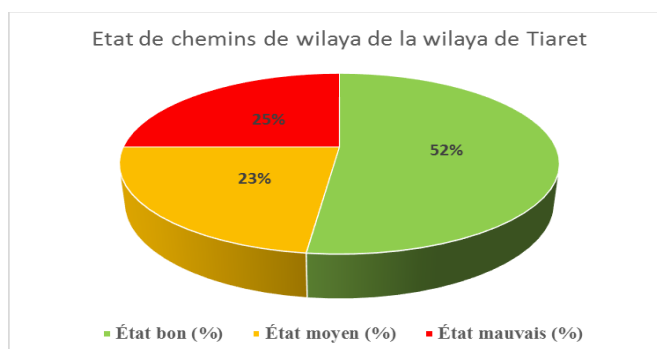


Figure III. 2 : Etat de chemins de wilaya de la wilaya de Tiaret.

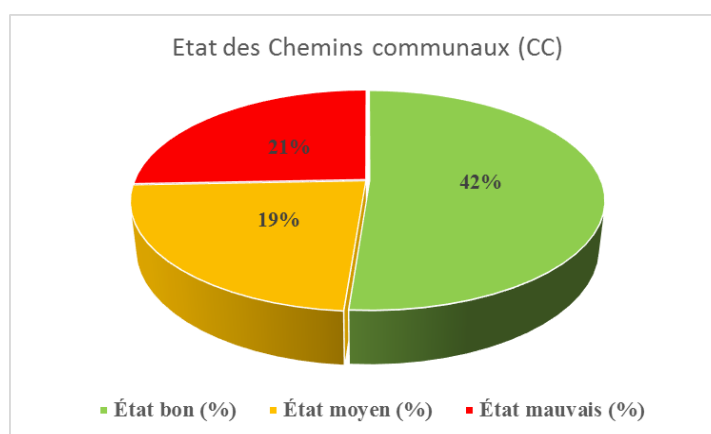


Figure III. 3: Etat des Chemins communaux (CC).

Dans le contexte de la gestion des infrastructures de transport, la Direction des travaux publics (DTP) de Tiaret assume des responsabilités qui englobent la gestion et la maintenance du réseau de transport, y compris les signalisations routières, l'aéroport Abdelhafidh-Boussouf, les maisons cantonnières et le parc à matériel.

Comme le révèle le tableau III.2, Figure III.4, ce réseau est soutenu par un patrimoine d'ingénierie civile composé de soixante-cinq ouvrages d'art (OA), dont trente se trouvent sur des routes nationales, vingt-deux sur des chemins de wilaya et treize sur des chemins communaux. Ces différents ouvrages permettent d'assurer la continuité et la sécurité du trafic. Ce patrimoine sera évalué selon plusieurs critères : la répartition des ponts selon les matériaux de superstructure, l'analyse de l'âge du parc et son état général. Cette évaluation permettra d'orienter les stratégies de maintenance et de réhabilitation.

Tableau III. 2: Répartition des ouvrages selon classification des route (RN-CW- CC)

Route	Nombre d'ouvrage
RN	30
CW	22
CC	13
TOTAL	65

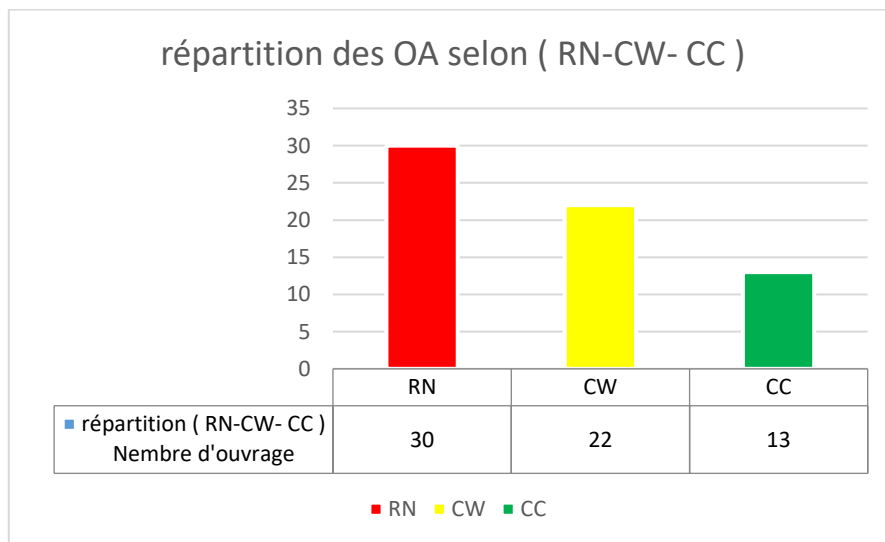


Figure III. 4: Répartition des ouvrages selon (RN, CW, CC)

III.3.Patrimoine des ouvrages d’art à la wilaya de Tiaret

Le parc des ouvrages d'art de la wilaya de Tiaret peut être considéré comme une illustration de la croissance historique, étroitement liée aux avancées technologiques successives dans le domaine de la construction des ponts. Cette évolution a engendré une hétérogénéité marquée,

tant au niveau typologique que dans le choix des matériaux, démontrant ainsi la diversité des approches constructives adoptées au fil du temps. En 2025, le réseau des routes nationales, les chemins de wilaya et les voies communales comptaient environ soixante-cinq ponts.

III.3.1. Age du parc des ouvrages d'art

L'ancienneté des ouvrages d'art est un critère déterminant pour évaluer leur état de conservation. Elle constitue également un paramètre stratégique dans la gestion de leur durabilité. En effet, l'âge d'un pont influe directement sur l'ampleur des dégradations susceptibles d'apparaître et, par conséquent, sur la nécessité de mettre en place des mesures de protection ou de réhabilitation avant que les altérations ne deviennent irréversibles.

Dans ce contexte, le recensement des ouvrages d'art réalisé en 2025 a permis d'établir un bilan détaillé et de classer l'ensemble des ponts en huit catégories, selon leur année de mise en service. Cette répartition, illustrée dans la Figure III.5, permet une interprétation claire de la distribution chronologique du parc et constitue un outil d'analyse essentiel pour anticiper les besoins en maintenance et en intervention.

- 22 ouvrages construits au cours et après 1900 et avant l'année 1962
- 6 ouvrages construits au cours et après 1962 et avant l'année 1970
- 09 ouvrages construits après 1970 et au cours l'année 1980
- 06 ouvrages construits après 1980 et au cours de l'année 1990
- 04 ouvrages construits après 1990 et au cours de l'année 2000
- 10 ouvrages construits après 2000 et au cours de l'année 2010
- 08 ouvrages construits après 2010 et au cours de l'année 2025

Dans la figure ci-dessous (Figure III.5), une représentation graphique est présentée. Cette représentation graphique illustre la distribution des ponts selon leur âge .

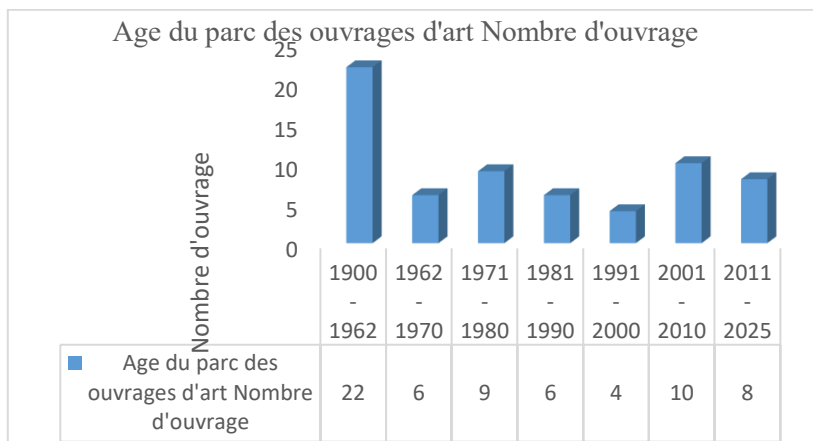


Figure III. 5: Répartition des ouvrages selon leur âge.

Le patrimoine des ouvrages d'art peut être considéré comme relativement récent, dans la mesure où environ 87 % des ponts gérés par la direction des travaux publics, service de l'exploitation et de l'entretien des routes, ont été construits il y a moins de 50 ans. Ces ouvrages ont été conçus durant une période marquée par un développement significatif des techniques de construction et une innovation notable en matière de matériaux utilisés dans la construction des ponts.

La proportion de ponts composés d'ouvrages très anciens, datant de la période antérieure à 1962, représente 33 % du total des ponts analysés. Il s'agit précisément de 22 ponts. Ainsi, il a été constaté que, de manière générale, les ouvrages âgés sont caractérisés par un vieillissement avancé et requièrent, par conséquent, un entretien périodique. Cette mesure préventive s'avère indispensable pour maintenir leur intégrité structurelle et prévenir des dégradations majeures, qui, à leur tour, engendrent des coûts de maintenance ou de réhabilitation souvent significativement accrus.

III.3.2. Etat des ouvrages d'art

Dans le cadre de la présente thèse, l'analyse de l'ensemble des ouvrages s'est articulée autour de la méthodologie d'inventaire établie en 2025. Cette démarche méthodique a permis de structurer et de regrouper les ouvrages selon des critères rigoureux, garantissant ainsi une classification fiable et pertinente.

L'organisation des classes se présente comme suit :

- 1) Bon état : fait référence aux ponts neufs ou aux ponts qui ne présentent pas de dégradations et qui offrent une qualité de service optimale.
- 2) Etat Moyen : Il s'agit d'une description des ouvrages dont la structure semble être en bon état, mais pour lesquels des investigations supplémentaires sont nécessaires pour confirmer cette première impression. Il est à noter que les équipements et les éléments de protection peuvent présenter des défauts. De même, il est possible que la structure elle-même présente des défauts mineurs qui rendent nécessaire un entretien spécialisé sans caractère d'urgence.
- 3) Mauvaise Etat : Peut être définie comme un état de détérioration physique ou fonctionnelle, entraînant une détérioration de la structure et nécessitant des travaux de réparation, que ceux-ci soient immédiats ou différés.

L'évaluation de l'état des ouvrages a révélé des disparités notables en fonction de la catégorie du réseau routier. Une analyse de l'état des infrastructures routières au niveau des routes nationales révèle que 53 % des ouvrages sont jugés en bon état, tandis que 27 % sont classés comme étant dans un état moyen et 20 % dans un état dégradé (Figure III.6). Cette évaluation

met en lumière la nécessité de réaliser des interventions de réhabilitation sur une partie significative du réseau routier. En ce qui concerne les chemins de wilaya, la situation est plus équilibrée, avec 37 % des ouvrages en bon état, 36 % dans un état moyen et 27 % dans un état mauvais (Figure III.7). Cette donnée témoigne d'une fragilité accrue par rapport au réseau national. En revanche, les chemins communaux se distinguent par une performance structurelle relativement favorable, puisque 62 % des ouvrages y sont en bon état, 38 % en état moyen et aucun n'est recensé en mauvais état (Figure III.8), indiquant un niveau de conservation globalement satisfaisant. Cette répartition met en exergue la nécessité d'adapter les stratégies d'entretien et de réhabilitation en fonction des spécificités inhérentes à chaque niveau de réseau.

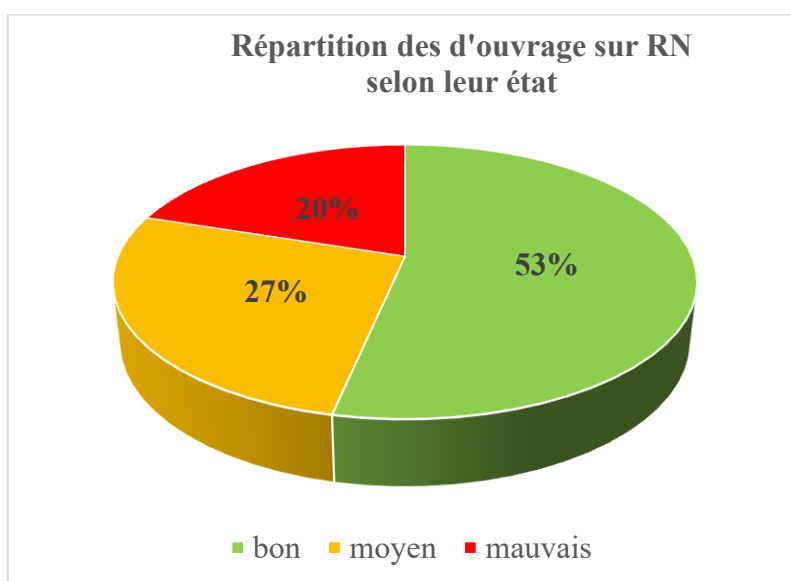


Figure III. 6: répartition des ouvrages sur RN selon leur état.

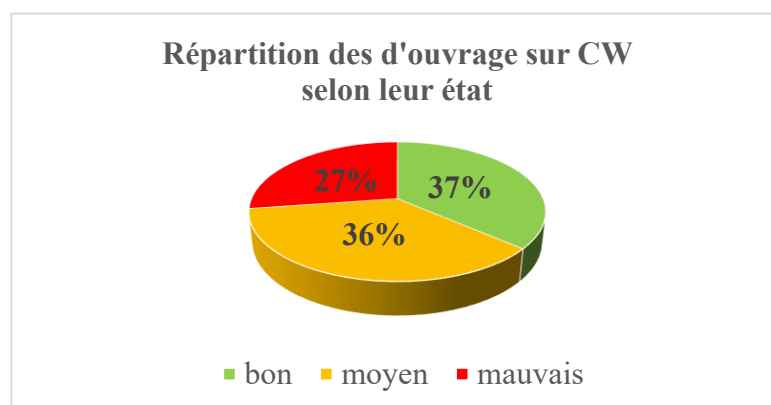


Figure III. 7 : répartition des ouvrages sur cw selon leur état.

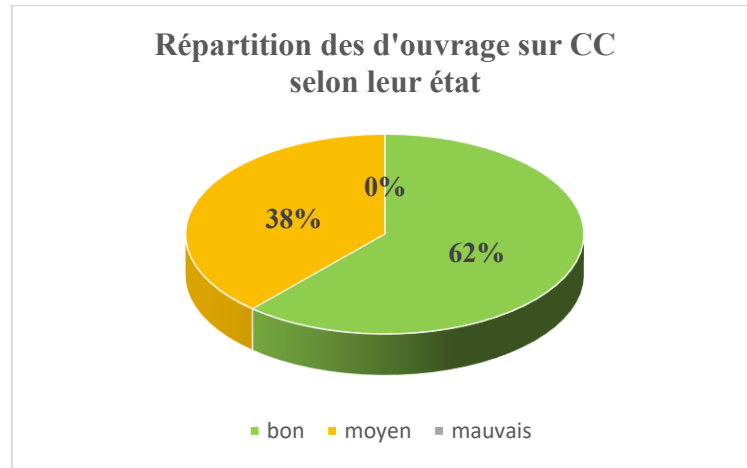


Figure III. 8:répartition des ouvrages sur cc selon leur état.

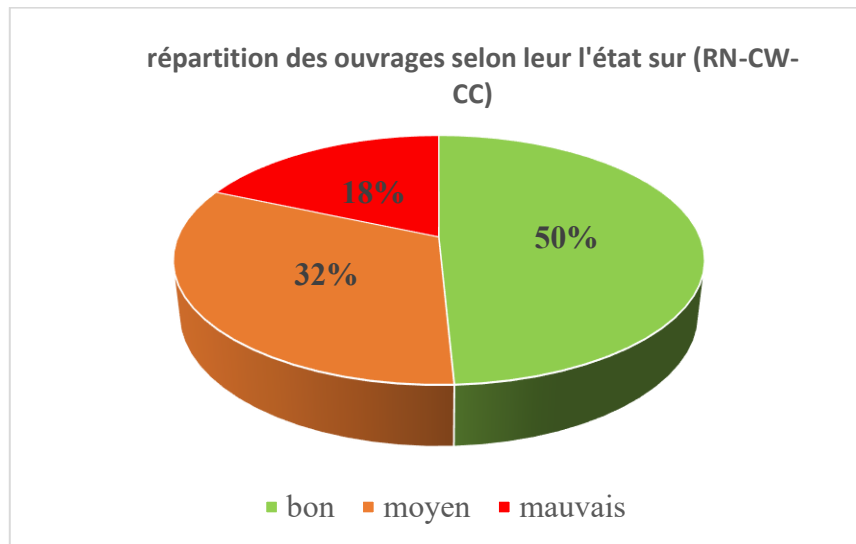


Figure III. 9: Répartition des ouvrages selon leur état (RN-CW-CC).

L'analyse de l'état du parc des ouvrages d'art sur les routes nationales (RN), les chemins de wilaya (CW) et les chemins communaux (CC) de la wilaya de Tiaret, telle qu'illustrée dans la (Figure III.9), révèle une répartition contrastée. En effet, 50 % des ouvrages sont en bon état, tandis que 32 % présentent un état moyen et 18 % se trouvent dans un état jugé mauvais. Comme nous pouvons le constater en examinant cette répartition, près de 82 % des ouvrages, évalués comme étant en bon ou moyen état, ne nécessitent pas d'intervention immédiate. Cela nous permet de conclure que le niveau global de conservation est relativement satisfaisant. Cependant, la présence d'ouvrages en état dégradé, représentant 18 % du parc évalué, met en évidence une défaillance des systèmes de suivi et de surveillance. Cette situation suggère la mise en place de stratégies renforcées d'entretien préventif et de contrôle technique, afin de prévenir l'aggravation des pathologies structurelles et d'assurer la pérennité des infrastructures.

III.4.Règlementation utilisée pour l'évaluation de l'état des ponts

La conception de ponts est une tâche complexe qui nécessite la synthèse d'un grand nombre d'informations et elle joue un rôle important dans la faisabilité, le coût, la fonctionnalité et l'esthétique du pont.

La zone de sismicité et le groupe d'importance de l'ouvrage influe sur le paramètre d'accélération qui est un paramètre très important lors de l'étude et surtout il influe sur le degré des dégradations des ouvrages au fil du temps. Le (RPOA ,2008) classe les ouvrages d'art en groupes d'importance afin d'adapter le niveau de protection sismique à leur rôle dans le réseau routier. Les ouvrages stratégiques, dont le maintien en service est essentiel après un séisme, sont soumis à des exigences de calcul plus élevées, tandis que les ouvrages secondaires bénéficient de règles moins contraignantes. Ce classement garantit la continuité des infrastructures prioritaires et améliore la résilience du réseau en cas d'évènement sismique.

Le (RPOA ,2008) classe les ouvrages d'art en groupes d'importance afin d'adapter le niveau de protection sismique à leur rôle dans le réseau routier. Les ouvrages stratégiques, dont le maintien en service est essentiel après un séisme, sont soumis à des exigences de calcul plus élevées, tandis que les ouvrages secondaires bénéficient de règles moins contraignantes. Ce classement garantit la continuité des infrastructures prioritaires et améliore la résilience du réseau en cas d'évènement sismique. Ce règlement divise le territoire Algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante (Figure III.10).

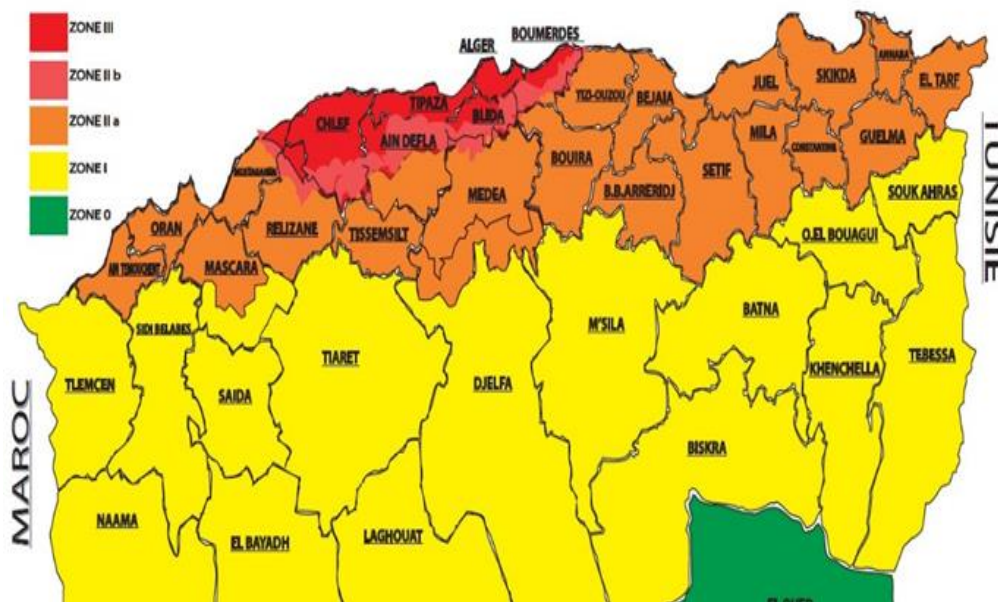


Figure III. 10: Carte de zonage sismique de l'Algérie selon le RPOA 2008.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des trois groupes définis par le **(RPOA, version 2008)**.

L'état du pont est caractérisé par le choix d'une classe d'état parmi cinq, complété éventuellement d'une mention "S" au titre de la sécurité des usagers et qui sont définies dans un guide spécifique appelé image de la qualité des ouvrages d'art (IQOA) **(SETRA, 1996)**.

La cotation d'un ouvrage selon l'IQOA **(SETRA, 1996)** résulte d'une analyse de son état, faite soit à partir du dossier de l'ouvrage si celui-ci contient un rapport d'inspection détaillée périodique durant l'année, soit à l'issue d'une visite sommaire réalisée conformément au guide de visite IQOA édité séparément.

L'IQOA, permet de classer et de fournir un indicateur de l'état moyen d'un patrimoine d'ouvrages d'art par le biais d'une évaluation technique de chaque ouvrage. Cette évaluation consiste à attribuer une classe d'état à chaque ouvrage en se basant sur les différents défauts et désordres qu'ils l'affectent. La note globale à retenir est la plus défavorable des notations élémentaires. La classe d'état choisie parmi 1, 2, 2E, 3, 3U caractérise son état mécanique ou fonctionnel, par ordre croissant de gravité (Figure III-11).

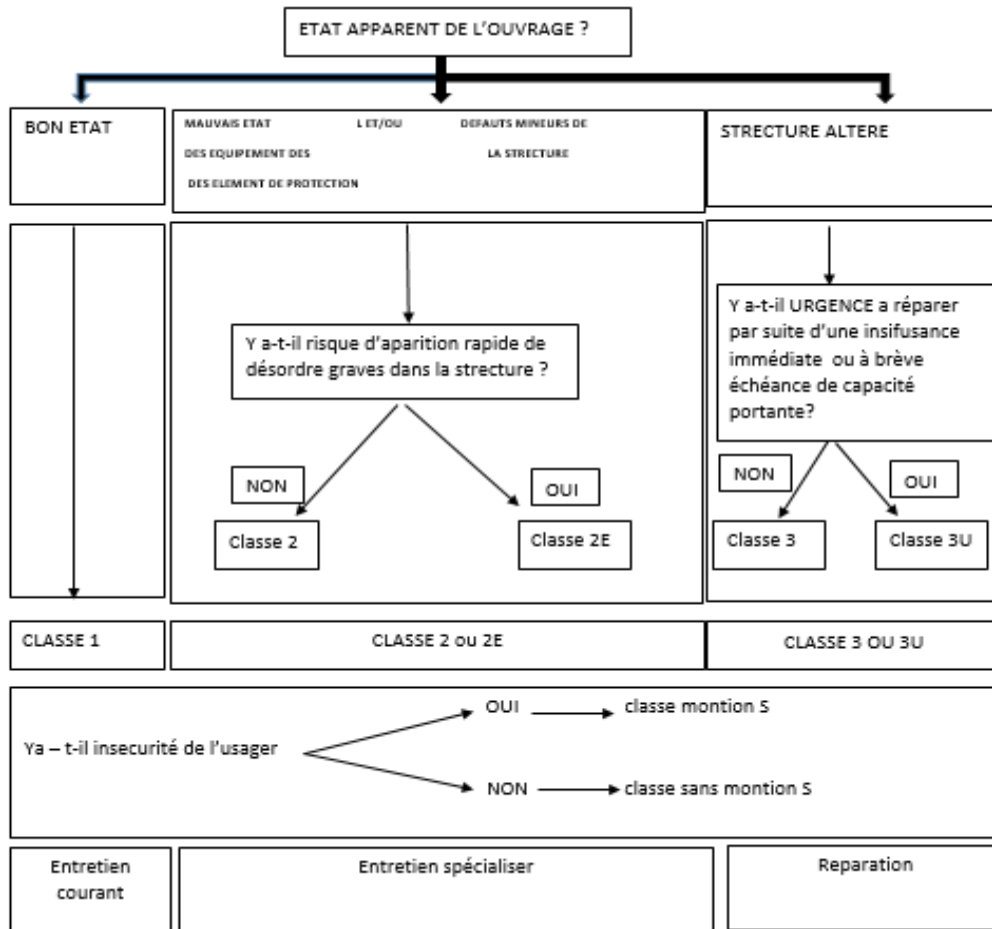


Figure III. 11: La démarche d’appréciation de la classe d’état selon l’IQA.

La démarche dépréciation de la classe d’état dans laquelle doit être rangé un pont est conduite selon le processus résumé dans l'organigramme de la (Figure III.11). Les éléments de décision font appel à un ensemble de notions et de termes portant sur les différentes parties des ponts à considérer et sur les natures d'intervention. En raison de l'imprécision des termes "Entretien" et "Réparation" qui figurent dans cet organigramme, il convient de procéder au classement de l'ouvrage en parcourant l'arbre de décision du haut vers le bas, et non pas le contraire.

III.5. Localisation du pont expertisé

Le pont est situé sur la route nationale N°120 (RN120 ex CW77) au PK 97+000 (Lat : 34°58'57,21"N ; Long : 2°20'33,70"E) et sert de connexion des communes de la daïra de Chellala ainsi que pour les fermes agricoles et les douars régionaux de la commune de Rechaigua (Figure III.6). Son trafic principal est constitué de voitures, de tracteurs et des camions. Cet ouvrage d’art expertisé est classé d’après le règlement parasismique Algérien

RPOA version 2008 en zone I et donc de faible sismicité et en groupe 2 de classe d'importance (pont important).



Figure III. 12: Localisation de la wilaya de Tiaret et de la zone d'étude

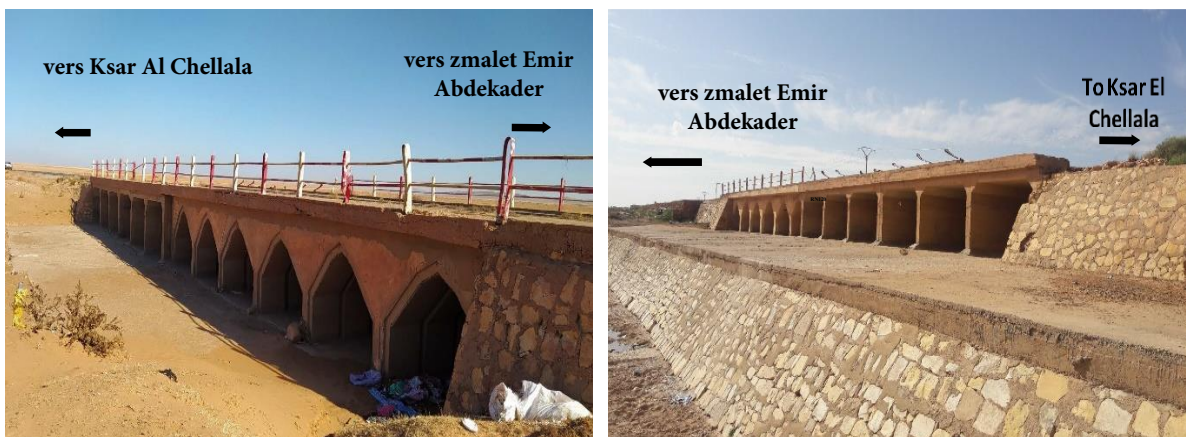
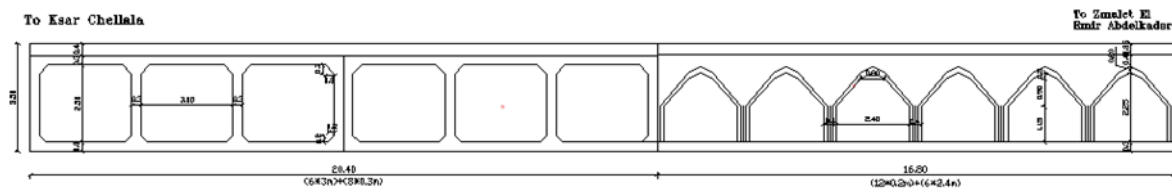
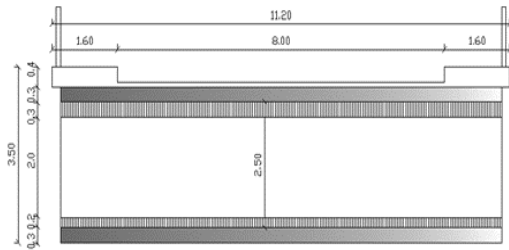


Figure III. 13 : Le pont expertisé situé sur la route nationale RN120 au PK 97+000.

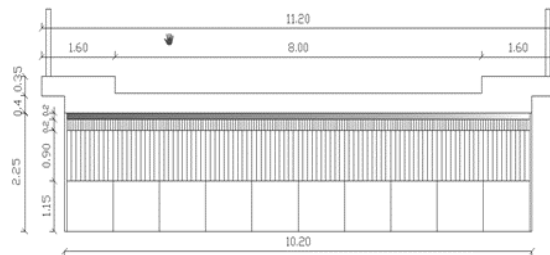
La longueur totale du pont est de 37,2 m et il est constitué de deux parties, la première partie construite en 1994 d'une longueur de 20.40 m, constituée de 6 dalots en béton armé coulés sur place et une deuxième partie construite en 1997 d'une longueur de 16.80 m, constituée de 6 dalots préfabriqués en béton armé. La coupe longitudinale ainsi que les deux coupes transversales du pont expertisé sont illustrées sur la Figure III.7 ci-dessous.



a. Coupe longitudinale de l'ouvrage d'art



b. Coupe transversale partie coulée sur place-place



c. Coupe transversale partie préfabriquée

Figure III. 14: Différentes coupes sur ouvrage d'art.

III.6. Enquêtes d'investigation du pont expertisé

Pour cette recherche le diagnostic de l'état des ponts se base sur deux critères, une inspection préliminaire visuelle et l'autre expérimentale.

L'inspection préliminaire est basée sur un diagnostic visuel de l'état du pont en faisant un constat schématique et photographique des principaux désordres visibles, un avis sur l'état apparent de l'ouvrage, les conditions d'exercice, les conditions d'accessibilité à l'ouvrage et un recueil des informations disponibles sur l'ouvrage et son environnement.

Pour l'inspection basée sur l'expérimentation, des essais ont été réalisés en coordination avec l'organisme centre technique des travaux public ouest (CTTP) pour diagnostiquer les pathologies des ponts expertisés.

III.6.1. Inspection visuelle

Le relevé des principales dégradations est composé d'une description photographique des désordres constatés au niveau des ouvrages, en particulier sa structure principale composée des piliers, la dalle en béton armé et des murs de protection des remblais en amont et en aval de l'ouvrage ainsi que des interprétations sur les causes probables qui sont à l'origine de ces dégradations.

Les dégradations sont divisées sur trois catégories qui sont la superstructure, l'infrastructure et les équipements et dont les résultats sont récapitulés dans les tableaux 1,2 et 3.

Tableau III. 3:Récapitulatif des inspections visuelles de la superstructure des ponts expertisés

		Nature de la dégradation	Causes probable
SUPERSTRUCTURE	- Amorce d'éclatement du béton sans armature apparente (flèche en vert) et éclatement de béton localisé avec mise à nu d'armatures (flèche en rouge) (Figure III.15.a).		- La poussée exercée par l'oxydation des armatures sur le béton d'enrobage, consécutive à la porosité du béton.
	- Armature apparente sans éclatement du béton (flèche en bleu) due à l'insuffisance d'enrobage ou défaut de calage des armatures. (Figure III.15.b).		- Une insuffisance d'épaisseur d'enrobage. - La carbonatation du béton.
	- Zones de ségrégation sans mise à nu d'armature (Figure III.15.c).		- Défaut de la mise en œuvre du béton ou de la mauvaise qualité de béton.
	- Traces de rouille due à la corrosion des armatures.		
	- Traces de réparation antérieure du béton. (Figure III. 15.d).		



Figure III. 15: Dégradation visuelle de la superstructure du pont

Tableau III. 4 : Récapitulatif des inspections visuelles de l'infrastructure des ponts expertisés

	Nature de la dégradation	Causes probable
INFSTRUCTURE	<ul style="list-style-type: none"> - Zones de ségrégation (Figure III.16.a). - Epaufrures sans mise à nu d'armature (Figure III.16.b). - Armature apparente sans éclatement du béton (Figure III.16.c). - Traces de réparation antérieure du béton (Figure III.16.d). - Amorce d'éclatement du béton sans armature apparente (Figure III.16.e). - Fissures des murs tympan des éléments préfabriqués côté amont. 	<ul style="list-style-type: none"> - Due au défaut de mise en œuvre du béton ou mauvaise qualité de béton. - Due au choc des corps flottants - Insuffisance d'enrobage ou défaut de calage des armatures. - La poussée exercée par l'oxydation des armatures sur le béton d'enrobage, consécutive à la porosité du béton - Choc des corps flottants.

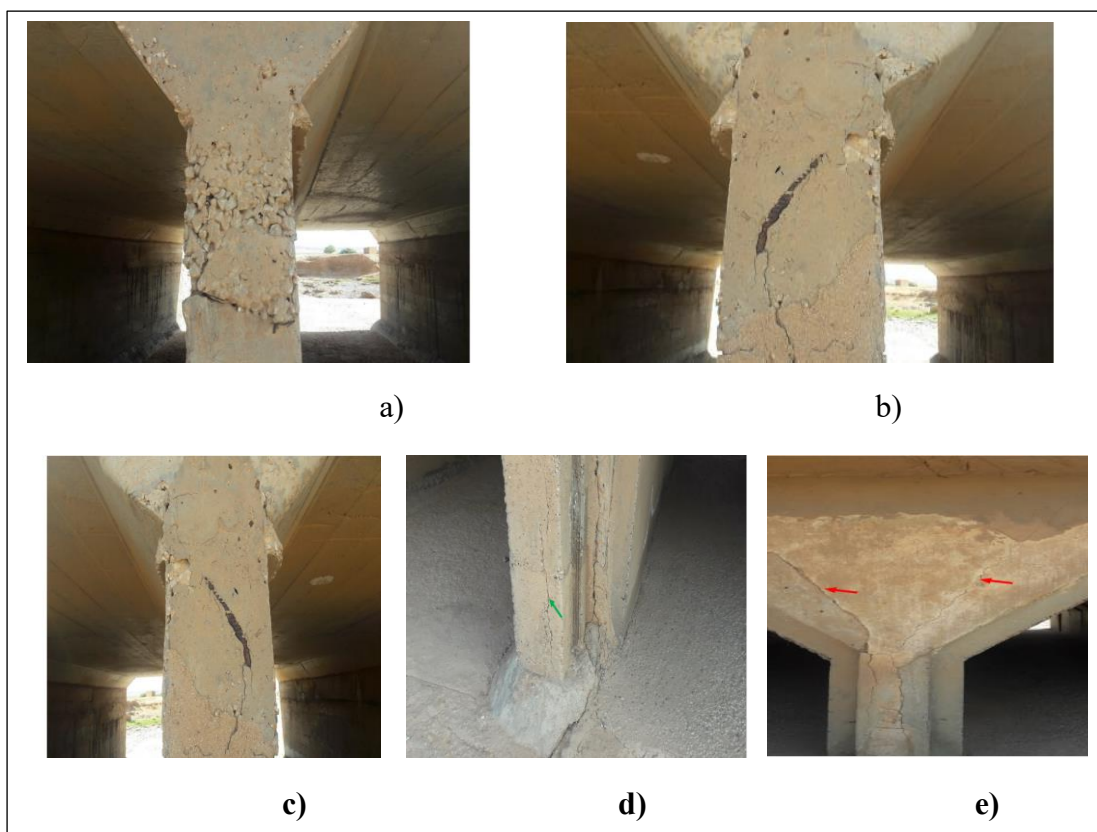


Figure III. 16: Dégradation visuelle de l'infrastructure du pont.

Tableau III. 5: Récapitulatif des inspections visuelles des équipements des ponts expertisés

	Nature de la dégradation	Causes probables
ÉQUIPEMENTS	<ul style="list-style-type: none"> - Garde-corps dégradé (Figure III.17). - Peinture du garde-corps dégradée. - Corrosion du garde-corps . - Défaut d’alignement localisé. - Éléments tubulaires manquants. 	<ul style="list-style-type: none"> - Manque d’entretien



Figure III. 17: Dégradations visuelles des équipements du pont

Lors de cette inspection visuelle et après examen des différentes parties de l’ouvrage, des berges ainsi que du lit d’oued, les ouvrages expertisés sont classés selon IQOA en classe 2E. Il ne présente aucune dégradation d’ordre mécanique indiquant un dépassement de ses capacités sous l’effet des charges. Les désordres relevés sont localisés dans les zones de ségrégation et d’épaufrures sur dalle et voiles, des efflorescences sur dalle.

III.6.2. Expérimentation réalisée sur le pont expertisé

Des essais expérimentaux ont été réalisés pour caractériser les propriétés physiques et mécaniques des matériaux, ainsi que d’évaluer leurs performances structurelles. Les essais réalisés sont localisés sur le schéma

Sur ce schéma, les essais de la vitesse de propagation ultrason sont noté U, les essais scléromètre sont noté S, les essais de mesure de contraintes de compression sont notés C.

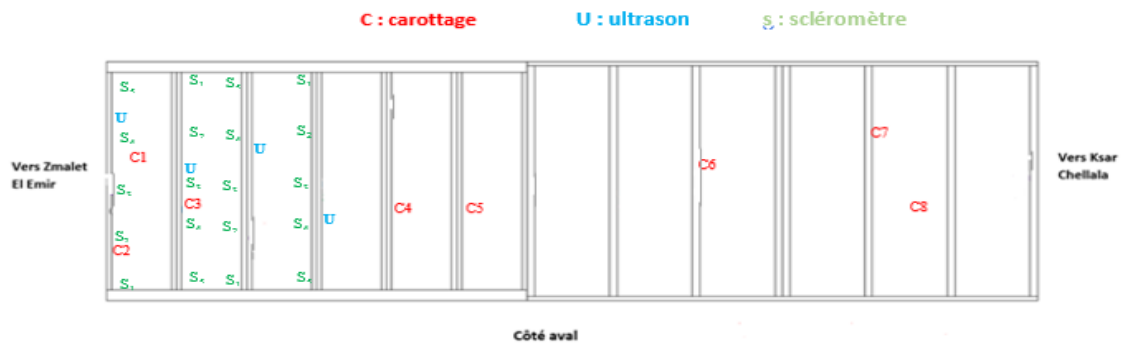


Figure III. 18: Plan schématique des essais expérimentaux

III.6.2.1. Auscultation dynamique à l’ultrason

Une auscultation dynamique à l’ultrason selon la norme EN 12504-4 (AFNOR, 2019). Qui consiste à mesurer le temps de propagation d’un train d’ondes entre deux points en connaissant la distance entre l’émetteur et le récepteur, d’où la vitesse de propagation sera déduite (Figure III.19).



Figure III. 19 : Scanner mural multi-détecteur

L’équipement de mesure utilisé est un ultrason de type TICO (Figure III.20) qui permet d’effectuer des mesures par la méthode de surface (mesure indirecte).



Figure III. 20 : Mesure de la vitesse de propagation (ultrason de type TICO).

L'essai permet la détermination de l'indice de rebondissement d'une surface de béton durci selon la norme NA 2786, ce dernier peut être utilisé pour évaluer l'homogénéité du béton in situ.

À titre illustratif, le tableau suivant (III.6) regroupe des valeurs typiques issues des mesures ultrasoniques, accompagnées des résistances estimées correspondantes à partir des corrélations empiriques établies entre la vitesse ultrasonique et la contrainte de compression :

Tableau III. 6: Résultat des essais de l'ultrason

Désignation	Vitesse ultrasonique (m/s)	Resistance (MPa)
Piédroit gauche	4550	25,60
Piédroit inter. 1	4350	24,90
Piédroit inter. 2	4300	24,80
Piédroit droit	4500	25,30



Figure III. 21 : Plan schématique de l'essai ultrasonique

III.6.2.2. Essais de compression simple au scléromètre

Cet essai s'inscrit dans le cadre de la campagne d'investigation du tablier, menée en vue de consolider le diagnostic structurel préalable aux travaux de réhabilitation. Les essais sclérométriques ont été reconduits dans des conditions strictes de reproductibilité : calibration préalable du marteau de Schmidt, préparation des parements par meulage léger et dépoussiérage, puis réalisation de cinq impacts par zone.

Les essais de compression simple selon la norme NA 5075 (NA 5075, 2006) à l'aide du scléromètre permet de déterminer la résistance à la compression (Figure III.22).



Figure III. 22: Appareil de mesure de la résistance de béton (scléromètre à béton).

Le (tableau III-7) regroupe les valeurs des résistances de béton relevées par le scléromètre sur la dalle supérieure le tableau suivant (08) et le (tableau III-8) regroupe des valeurs des résistances de béton estimées correspondantes aux différents piédroits.

Tableau III. 7: Résultats d'auscultation au scléromètre sur la dalle.

Désignation	Impacts	fc (MPa)
Dalle	1	24.6
	2	26.10
	3	25.80
	4	22.70
	5	26.40
	6	23.90
	7	26.20
	8	25.80

Tableau III. 8: Résultats d'auscultation au scléromètre sur piédroits

Désignation	Impacts	fc (MPa)
Piédroit gauche	1	24,70
	2	26,00
	3	24,90
	4	25,50
	5	26,80
Piédroit inter. 1	1	24,20
	2	23,80
	3	24,10
	4	23,90
	5	24,50
Piédroit inter. 2	1	24,40
	2	24,10
	3	24,30
	4	25,00
	5	25 ,20
Piédroit droit	1	24.90
	2	25.50
	3	25.20
	4	24.20
	5	24.70

III.6.2.3. Essais de carottage

Dans le cadre de l'évaluation in situ de l'ouvrage en béton armé, des carottes ont été prélevées au niveau des quatre piédroits ainsi que de la dalle afin de déterminer la résistance réelle du matériau en compression. Ces essais, réalisés en laboratoire selon les prescriptions du CPC 61 et comparés à la résistance caractéristique de conception ($f^c = 35$ MPa), constituent

un indicateur fondamental de la performance mécanique et de la durabilité de la structure. L'objectif de cette analyse est double : (1) vérifier la conformité des résistances mesurées par rapport aux exigences normatives et (2) identifier d'éventuelles hétérogénéités liées aux conditions de mise en œuvre, au vieillissement du béton ou aux sollicitations différentielles propres à chaque élément de l'ouvrage.

le Tableau III.9 regroupe des valeurs des résistances de contraintes de béton estimées correspondantes.

Tableau III. 9 : Résultats des essais sur carotte sur piédroits

Élément	Contrainte de compression (MPa)
Piédroit gauche	25,20
Piédroit inter. 1	23,10
Piédroit inter. 2	23,10
Piédroit droit	24,90

L'essais de compression simple réalisés sur les différentes éprouvettes carottées ont donné les résultats récapitulés dans le Tableau III.10.

Tableau III. 10: Résistance à la compression sur carottes.

Partie de l'ouvrage	Résistance à la compression MPa
C1 (Dalle)	26,70
C2	25,20
C3	23,10
C4	24,90
C5	23,90
C6	23,70
C7	24,20
C8 (dalle)	26.60

Cette expérience est réalisée au laboratoire de CTTP et le programme d'expérimentation se concentre sur l'analyse du béton des voiles et des dalles et pour cette raison huit (8) prélèvements ont été effectués dont leurs emplacements sont indiqués dans le plan schématique des prélèvements des carottes (Figure III.23).



Figure III. 23 : Prélèvement des carottes de béton

Les échantillons prélevés in situ sont illustrés sur la Figure III.24 et ils sont formés d'une carotte (Ø 50 mm) prélevée sur culée côté Zmalet El Emir Abdelkader, 5 carottes (Ø 50 mm) prélevées sur les montants (C2, C3, C4, C5, C6 et C7), et deux carotte (Ø 50 mm) de la dalle (C1) et (C8) Figure III.25.

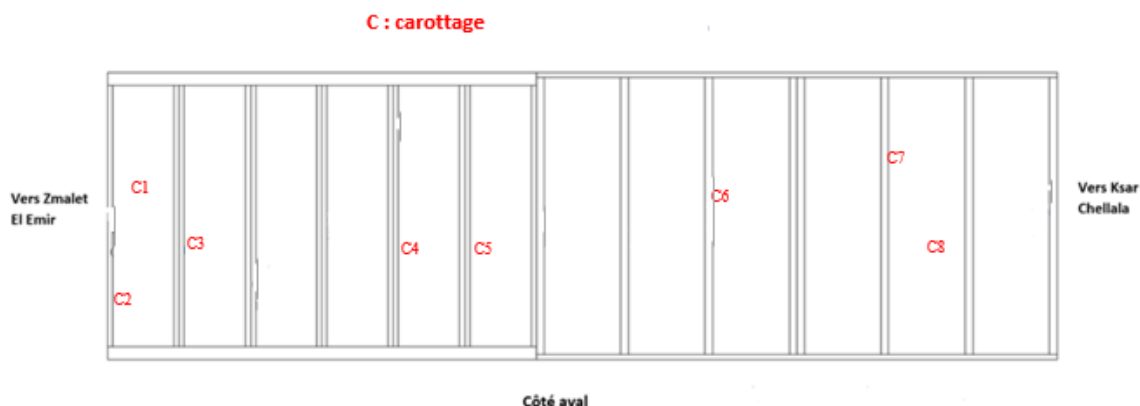


Figure III. 24: Le plan schématique des prélèvements des carottes.



Figure III. 25 : Photos des carottes prélevées

III.6.2.4.essai de carbonatation

La mesure de l'épaisseur carbonatée au droit du parement selon la norme NF EN 14630 (AFNOR, 2007) s'effectue en laboratoire sur les cassures fraîches des carottes prélevées (Figure III.26) sur l'ouvrage (fendage suivant une génératrice). La phénolphtaléine est incolore pour un pH inférieur à 8,2 et rose soutenu pour un pH supérieur à 9,9.

L'essai de carbonatation a donné les résultats recapitulés dans le tableau III.11 où la zone rougeâtre est la zone non carbonatée .

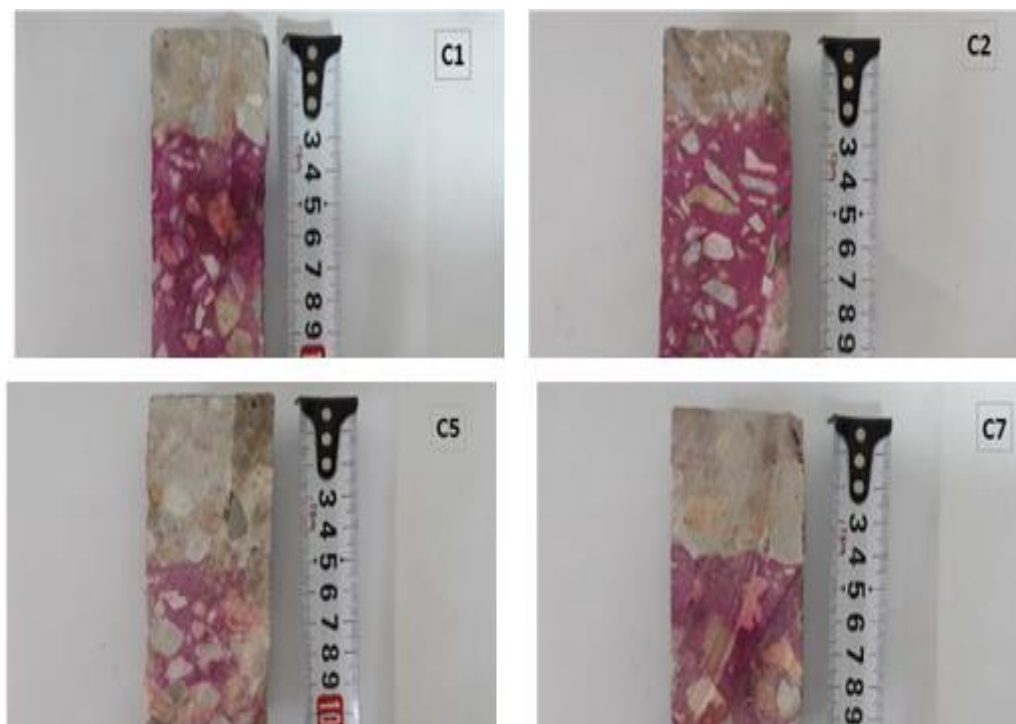


Figure III. 26: Test phénolphtaléine sur carottes

Tableau III.11. : Résultat de test phénolphtaléine.

Désignation	Lecture immédiate (mm)
C1	33
C2	25
C5	50
C7	43

III.6.2.5. Essais le test de présence des chlorures

Le dernier essai consiste à déterminer la présence des chlorures au droit du parement selon la norme UNI 17088 (AFNOR / IANOR, 2021) et cette mesure s'effectue en laboratoire sur les cassures fraîches des carottes prélevées sur l'ouvrage (fendage suivant une génératrice) (Figure III.27). En présence de chlorure libre, le mortier se colore en gris clair (Figure III.28).



Figure III. 27: Analyses des ions chlorures libres par chromatographie ionique

Pour le test de présence de chlorure, le résultat est négatif car il n'a pas eu de coloration gris clair comme le montre la Figure III.28.

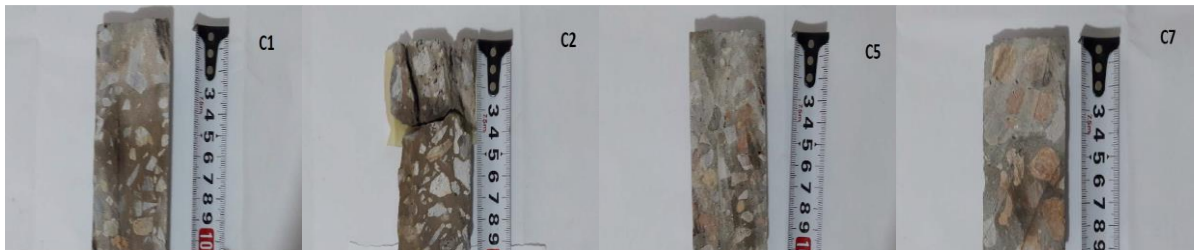


Figure III. 28: Test de présence des chlorures sur carottes.

III.7. Interprétation des résultats d'expérimentation

Les essais ultrasoniques réalisés sur les quatre piédroits de l'ouvrage en béton armé ont permis d'évaluer l'homogénéité et la compacité du béton en place à travers la vitesse de propagation des ondes. Les résultats obtenus indiquent une variabilité modérée des vitesses ultrasoniques, traduisant une légère hétérogénéité du matériau selon les zones testées. Plus précisément, le piédroit gauche présente les vitesses les plus élevées, ce qui témoigne d'une meilleure qualité du béton et d'une plus grande densité structurale, comparativement aux autres piédroits. Cette observation suggère une compacité plus importante et donc une résistance à la compression potentiellement supérieure dans cette zone.

Les résultats obtenus pour la contrainte de compression par carottage est comparée à la contrainte moyenne calculée à partir des différentes valeurs trouvées à l'aide du scléromètre et

dont les résultats sont regroupés dans le tableau III.12,

Tableau III. 12 : Différents résultats des essais sur l'ouvrage.

	Carottage (Mpa)	Moyenne scléromètre (Mpa)	Moyenne ultrasente (Mpa)
dalle	25,70	25,19	0
Piédroit gauche	25,20	25,58	25,60
Piédroit intermédiaire 1	23,10	24,10	24,90
Piédroit intermédiaire 2	23,10	24,60	24,80
Piédroit droit	24,90	24,90	25,30

La contrainte maximale tirée à partir du carottage effectué est au niveau de la dalle et dont la valeur atteint 25,70 Mpa. Les valeurs des contraintes de compression sont plus élevées au niveau de la partie coulée sur place, ce qui nous pousse à étudier la simulation seulement sur la partie coulée sur place qui est la plus défavorable.

Les valeurs mesurées par le scléromètre ont révélé une variation de 1.6 à 6 % par rapport aux valeurs tirées par carottage.

Les résultats des moyennes de résistance à la compression sur les carottes en béton armé, les mesures sclérotiques et les vitesses ultrasoniques montrent que le béton du pont ausculté mis en place est de moyenne qualité. En conséquence il n'y a pas lieu de s'inquiéter parce qu'aucune dégradation imputable à un défaut de résistance du béton n'a pas été relevée (pas de fissures).

L'épaisseur de béton carbonaté mesurée (25 à 50 mm) est surcritique, les aciers ne sont pas protégés de la corrosion par carbonatation particulièrement pour les zones de faibles enrobages.

Par contre, l'épaisseur du béton contenant des chlorures libres est nulle et montre que les aciers sont bien protégés de la corrosion par piqure.

Après examen des différentes parties de l'ouvrage par l'auscultation visuelle et l'expérimentation réalisée en laboratoire et in situ, l'ouvrage est classé selon IQOA en classe 2E car il ne présente aucune dégradation d'ordre mécanique indiquant un dépassement de ses

capacités sous l'effet des charges. Il nécessite seulement un entretien courant et spécialisé (réparation des zones dégradées) pour ne pas passer à la classe 3.

Les résultats obtenus dans le troisième chapitre tirés à compte des résultats de contrainte de compression par scléromètre dont la position est connue et qui sont proches de la contrainte calculée par le carottage seront comparés aux résultats de la simulation en prenant en compte la même position de l'essai, Les résultats sont regroupés dans les tableaux III.12.

Les résultats obtenus par le scléromètre sont regroupés dans Le tableau III. 7 la dalle supérieure et dans le Tableau III.8 pour le pied droit le plus défavorable.

III.8. Conclusion

L'ensemble des investigations menées dans le cadre du présent diagnostic a ainsi permis d'obtenir une caractérisation précise de l'état pathologique de l'infrastructure étudiée. Cette approche méthodologique, conforme aux normes nationales et internationales en vigueur.

Les inspections visuelles, effectuées en conformité avec les prescriptions du règlement algérien du béton armé (RABA), ont révélé des désordres superficiels, indicateurs d'une détérioration progressive de l'ouvrage. Ces désordres comprennent les épaufrures, qu'elles soient avec ou sans dénudement des armatures, les fissurations de surface, ainsi que des phénomènes de ségrégation. Ces désordres sont attribuables à l'interaction de divers facteurs d'agression environnementale tels que l'humidité, le dioxyde de carbone. Ce constat met en exergue les problèmes liés à l'absence de pratiques d'entretien préventif.

Les essais non destructifs et destructifs, effectués conformément aux normes ont permis d'obtenir une évaluation multicritère de la qualité du béton in situ. Cependant, il a été observé une profondeur de carbonatation critique, comprise entre 25 et 50 mm, qui pourrait compromettre la passivation des armatures dans les zones de faible enrobage. En revanche, l'absence de chlorures libres au niveau des parements constitue un indicateur favorable, en ce sens où elle permet de limiter les risques de corrosion localisée par piqûres.

Ces observations valident la pertinence d'une classification des zones affectées et suggèrent la mise en œuvre d'un programme de réhabilitation spécifique, fondé sur les recommandations énoncées dans le projet de code national de réhabilitation des structures. L'approche préconisée consiste à mettre en œuvre des solutions techniques éprouvées, dont la pertinence a été confirmée par des expérimentations rigoureuses, telles que la passivation des armatures, le reprofilage des bétons dégradés et la protection durable des surfaces exposées.

De manière plus générale, ce diagnostic met en évidence qu'une approche systématique, normée et interdisciplinaire est impérative pour garantir la réussite de toute stratégie de réhabilitation durable des ouvrages d'art.

. Chapitre IV :

Simulation numérique de l'influence du trafic routier ascendant sur les pathologies des ponts

IV.1.Introduction

Au cours des dernières décennies, l'Algérie a connu une augmentation marquée du trafic routier, due à la croissance démographique, au développement économique et à l'expansion des réseaux de transport. Cette intensification, caractérisée par des charges dynamiques accrues provenant des véhicules lourds, provoque des sollicitations mécaniques et environnementales importantes sur les ouvrages d'art en béton armé, favorisant l'apparition de pathologies structurelles telles que les fissures, la corrosion des armatures, l'écaillage du béton et la perte de capacité portante. Ces phénomènes sont amplifiés par des facteurs tels que les vibrations, la fatigue cyclique et les agressions climatiques, ce qui compromet la durabilité des ouvrages et pose des défis en matière de maintenance et de sécurité.

Dans ce contexte, ce chapitre propose une modélisation numérique d'un ouvrage en béton armé situé sur la RN 120, en s'appuyant sur des logiciels de simulation avancés (Robot structural analysis) pour évaluer son comportement sous des charges réelles et projetées. Deux aspects essentiels sont pris en compte : la modélisation de la dalle, qui intègre les efforts de flexion, de cisaillement et de fatigue pour identifier les zones de dégradation et de concentration des contraintes, et la modélisation du piédroit gauche, élément porteur soumis à des charges verticales et horizontales, en tenant compte des effets de la stabilité, de la corrosion et des vibrations induites par le trafic. L'objectif est de quantifier l'impact global sur la résilience structurelle et de formuler des recommandations conformes aux normes internationales pour une gestion optimisée des infrastructures routières algériennes.

IV.2.Impact du trafic routier sur la durabilité des ponts

En Algérie, le réseau routier a su réaliser plus de 10 000 d'ouvrages d'art. Au vu des investissements colossaux qui ont été réalisés, il est primordial d'agir pour conserver non seulement la valeur de ces accomplissements, mais aussi les faire développer pour répondre aux exigences évolutives. Depuis le début de l'élaboration du réseau routier national, une hausse considérable du trafic routier a été observée, avec une grande croissance en ce qui concerne le nombre de véhicules que le poids transporté par essieu. Il est probable que les besoins à venir vont suivre cette même tendance.

Étant donné que les calculs des ponts en place, notamment ceux érigés avant l'an 2000, ont été réalisés en accord avec le CPC fascicule 61 titre II (**fascicule N°61 1961**), il est indispensable de contrôler la résistance de ces infrastructures face à l'accroissement de la circulation des poids lourds actuelle.

Il est donc crucial de mettre en place un modèle de charge de trafic qui dépasse celui précisé dans le règlement de calcul susmentionné.

IV.3.Statistiques du trafic routier Algérien

Sur les routes Algériennes et selon l'office national de statistiques en date du 31/12/2019 (ONS, 2019),

la répartition des véhicules tiré du Tableau 1 est la suivante :

(- 64,55% de véhicules de tourisme- 27,37% de poids lourds (camions simples, camions semi-remorque et avec remorque)

- 8,09% autres types (motocycles, véhicules agricoles, etc.)

Tableau IV. 1:Répartition du parc national automobile (ONS, 2019)

<i>GENRE DU VEHICULE</i>	<i>Nombre</i>	<i>%</i>
VEHICULE DE TOURISME	4 245 307	64,55
CAMION	424 822	6,46
CAMIONNETTE	1 219 476	18,54
AUTOCAR-AUTOBUS	88 707	1,35
TRACTEUR ROUTIER	88 242	1,34
TRACTEUR AGRICOLE	165 968	2,52
VEHICULE SPECIAL	7 420	0,11
REMORQUE	155 788	2,37
MOTO	181 458	2,76
TOTAL	6 577 188	100

Tableau IV. 2: Répartition des véhicules au 31/12/2019.

GENRE DU VEHICULE	Nombre	%
VEHICULE DE TOURISME	4 245 307	64,55
CAMION	424 822	6,46
CAMIONNETTE	1 219 476	18,54
AUTOCAR-AUTOBUS	88 707	1,35
TRACTEUR ROUTIER	88 242	1,34
TRACTEUR AGRICOLE	165 968	2,52
VEHICULE SPECIAL	7 420	0,11
REMORQUE	155 788	2,37
MOTO	181 458	2,76
TOTAL	6 577 188	100

L'augmentation du nombre de véhicules lourds a enregistré des augmentations importantes les dernières années et l'accroissement du poids lourd selon la courbe de tendance de la Figure 2 prévoit 497911 camions poids lourd en 2030.

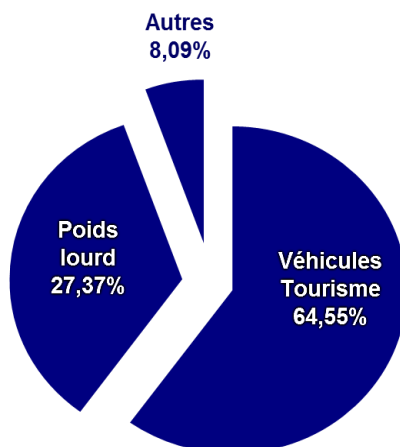


Figure IV. 1 : Répartition du parc national (ONS, 2019)

La répartition des véhicules du poids lourd selon leurs charges est donnée dans le tableau 2 (ONS, 2019) où il est important de noter que le nombre des camions dont la charge utile est supérieure à 17 tonnes est de 69 039 camions représentant ainsi 3,84 % du parc du poids lourd.

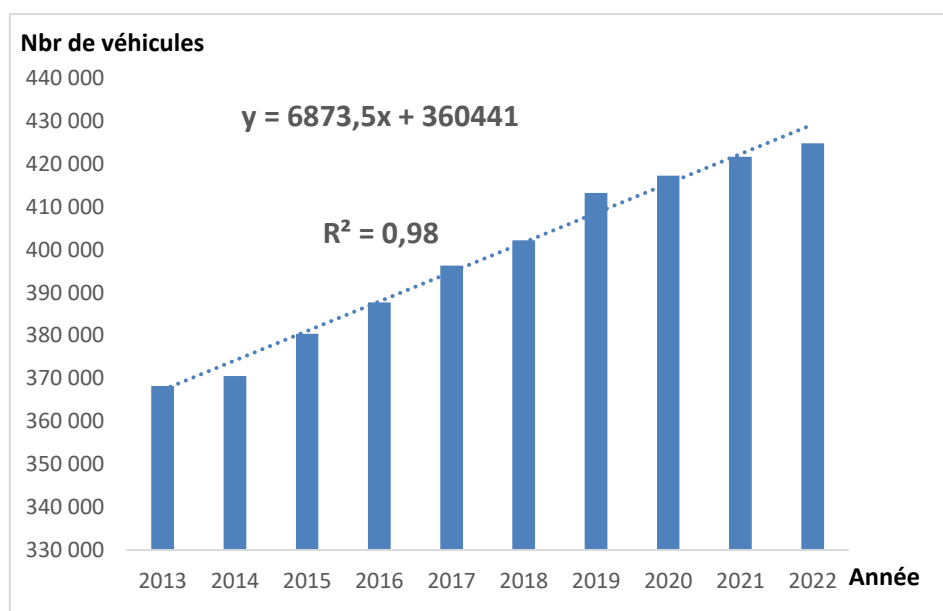


Figure IV. 2 : Accroissement du nombre de camions du poids lourd (ONS, 2019)

Cette catégorie de camions sera la plus critique lors de leurs passages sur les ponts calculés selon les normes Algériennes (CPC fascicule 61 titre II).

Tableau IV. 3 : Répartition du poids lourd selon le genre et la charge utile des véhicules
(ONS, 2019)

<i>Charge utile (tonne)</i>	<i>CAMION</i>	<i>CAMIONNETTE</i>	<i>REMORQUE</i>	<i>TOTAL</i>	<i>%</i>
0 à 0.99	-	856 179	-	856 179	47,56
1 à 1.79	-	206 764	-	206 764	11,49
1.8 à 2.99	-	118 335	125 541	243 876	13,55
3. à 4.5	76 742	38 198	10 776	125 716	6,98
4.6 à 6.5	74 080	-	7 266	81 346	4,52
6.6 à 8.9	70 153	-	8 461	78 614	4,37
9 à 12.9	71 644	-	3 744	75 388	4,19
13 à 16.9	63 164	-	-	63 164	3,51
17 ET Plus	69 039	-	-	69 039	3,84
TOTAL	424 822	1 219 476	155 788	1 800 086	100

IV.4. Description du logiciel utilisé pour la simulation

Le logiciel Autodesk (Robot Structural Analysis) Professional, ou Robot, est un logiciel de calcul et de modélisation destiné aux ingénieurs en structures. Il leur permet de concevoir, d'analyser et de dimensionner les ouvrages dans le domaine du génie civil et du bâtiment. Dans le cadre d'un environnement CAO/DAO, Robot facilite la représentation géométrique de structures en deux ou trois dimensions. Il permet également la définition des caractéristiques des matériaux (tels que le béton armé, l'acier, le bois ou l'aluminium), l'application de divers types de charges (permanentes, variables, accidentelles, sismiques, thermiques, etc.) et la simulation de leur comportement face à diverses sollicitations. Cette simulation est effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis. Le logiciel en question est conçu pour prendre en compte les non-linéarités géométriques et matérielles, de même que les interactions entre éléments et les phénomènes de flambement. En outre, il permet une vérification complète selon un large éventail de normes internationales. Robot est un outil informatique qui, grâce à une interface facile à utiliser et à des modules spécialisés, permet le dimensionnement automatique d'éléments porteurs (poutres, poteaux, dalles, coques, etc.) en conformité avec les exigences normatives. En outre, il fournit une restitution détaillée des résultats sous forme de tableaux, de diagrammes ou de représentations graphiques, facilitant ainsi l'interprétation technique et la validation des hypothèses de calcul. En phase finale, le logiciel génère une documentation complète et personnalisable. Cette documentation inclut les données d'entrée, les résultats, les vérifications normatives et les illustrations nécessaires à la communication technique du projet. Les capacités étendues, la flexibilité et la rigueur analytique de Robot en font un outil indispensable dans la pratique du calcul de structures moderne.

IV.5.Simulation de l'ouvrage expertisé

IV.5.1.Données administratives

L'ouvrage étudié est un dalot en béton armé situé au niveau de la commune de Ksar Chellala. Il assure le passage de la Route Nationale N°120 (anciennement CW77) au-dessus de l'oued Touil. La structure combine une partie coulée en place et une partie préfabriquée, construites respectivement en 1994 et 1997. Les travaux de réalisation de la section coulée en place ont été exécutés par l'entreprise ETP Flalli.

IV.5.2.Données géométriques

L'ouvrage présente un tracé rectiligne avec un biais de 100 grades. Il comporte un total de six ouvertures disposées sur deux rangées (6×2), assurant un écoulement hydraulique optimal sous la chaussée. Sa longueur totale est de 37,2 m, répartie entre une partie coulée en place de 20,4 m et une partie préfabriquée de 16,8 m. Le tablier, d'une largeur totale de 11,2 m, comprend deux trottoirs de 1,6 m chacun encadrant une chaussée centrale de 8 m. La surface totale du tablier est ainsi estimée à 416,64 m².

IV.5.3.Calcul de capacité portante

Compte tenu de l'année de réalisation de l'ouvrage, le calcul des surcharges est effectué selon le fascicule 61 titre II règlement identique au DTR 2008 (document technique réglementaire) actuel, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Le calcul des sollicitations provoquées dans le dalot par les charges et surcharges a été effectué selon la méthode des éléments finis. Le logiciel utilisé est Autodesk Robot Structural Analysis Professional V21.

IV.6.Résultats de la simulation

La simulation numérique se concentrera sur la section coulée sur place, identifiée comme la zone la plus défavorable du point de vue structural. L'ouvrage, dont la modélisation est illustrée à la figure [4-3], présente une géométrie composée d'une dalle supérieure et de quatre piédroits. Les systèmes de charges, appliqués à l'ensemble des éléments structuraux, reproduisent avec précision les sollicitations in situ. Dans un premier temps, les résultats d'analyse seront présentés pour la dalle supérieure, sous toutes les combinaisons de charges étudiées. Cette approche méthodique sera par la suite appliquée aux piédroits, bien que seuls les chargements jugés les plus critiques fassent l'objet d'une analyse détaillée. Cette démarche permettra de mettre en évidence les comportements mécaniques déterminants tout en optimisant la clarté des conclusions.

Le type de pont expertisé est un dalot à 3 ouvertures sous chaussée (Figure 4.3), dont la dalle en béton armée est de 30 cm. Le pont est de classe 1, de longueur de 10,2 m, de 2 voies de circulation dont largeur de chacune est de 4 m, avec 2 trottoirs de 1,6 m de largeur chacun.

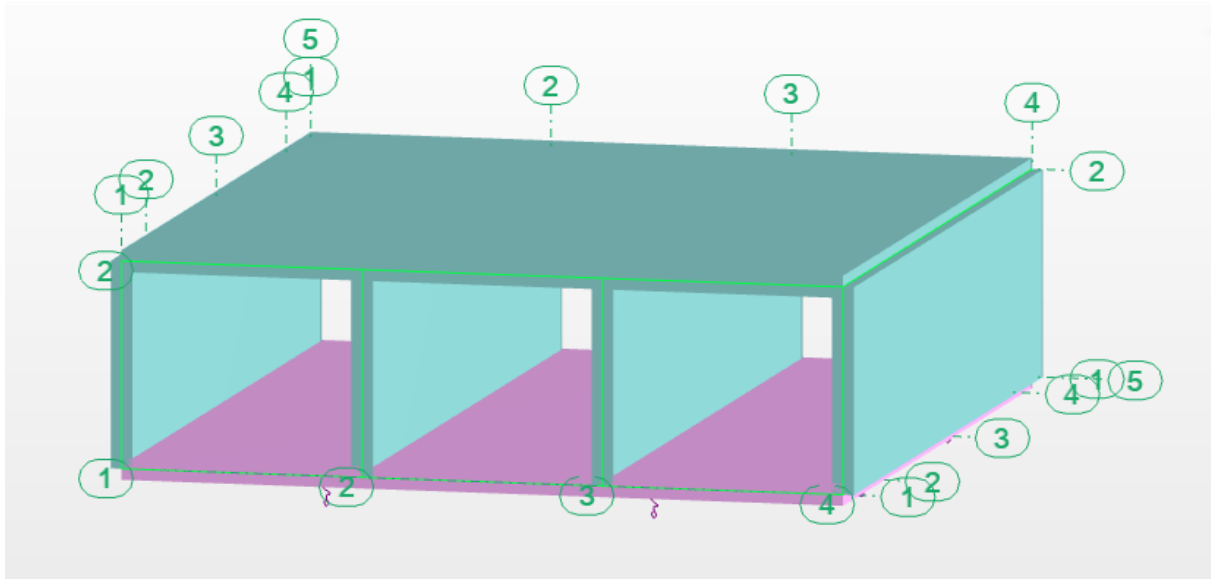


Figure IV. 3 : Modélisation d'ouvrage coulé en place

IV.6.1. Combinaison de charges de calcul

Les moments fléchissant les plus défavorables de toutes les parties du pont expertisé sont calculés avec les combinaisons du DTR 2008 pour l'état limite de service (ELS) et l'état de limite ultime (ELU) détaillées ci-dessous :

Etat limite ultime (ELU)

$$1,35 G + 1,6 (A(l) + S_T)$$

$$1,35 G + 1,6 (B_c + S_T)$$

$$1,35 G + 1,6 (B_t + S_T)$$

$$1,35 G + 1,35 M_{c120}$$

Etat limite de service (ELS)

$$G + 1,2 (A(l) + S_T)$$

$$G + 1,2 (B_c + S_T)$$

$$G + 1,2 (B_t + S_T)$$

$$G + 1,0 M_{c120}$$

Avec

G : Charges permanentes

S_T : Surcharge du trottoirs

IV.6.2. Résultats de la simulation de la dalle supérieure

La simulation de la dalle supérieure en béton armé et dont l'épaisseur est de 40 cm est réalisée sous les différents systèmes de charges selon DTR 2008. Les moments fléchissants sont calculés pour différents types de surcharge et le maillage pour le calcul est représenté sur la Figure IV.4.

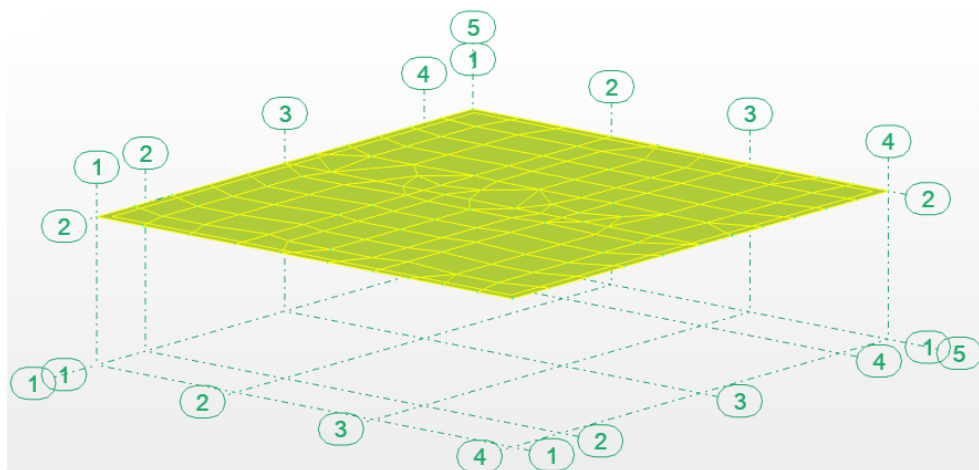


Figure IV. 4: Maillage de la dalle supérieure.

IV.6.2.1. Système de charge A(l)

Les données nécessaires pour le système de charge A(l) sont calculées et la charge A(l) est égalé à $1,62 \text{ t/m}^2$.

Les figures IV.5 et IV.6 illustrent la répartition des moments fléchissant M_{xx} dans une dalle modélisée sous Robot Structural Analysis, respectivement pour le sous-système de charges A_1 en ELU et en ELS et le Tableau IV.4 récapitule les résultats obtenus du moment ultime M_u et du moment en service M_s pour ce système de charge. Dans les deux cas, la cartographie met en évidence une alternance régulière de moments positifs et négatifs, traduisant un comportement essentiellement unidirectionnel selon l'axe X. Les valeurs extrêmes varient de $+41,21$ à $-28,11$ kN.m pour la Figure IV.5 et atteignent environ $+31,08$ à $-21,22$ kN.m pour la Figure IV.6. Les zones de moments positifs apparaissent au milieu des travées, nécessitant le dimensionnement d'armatures inférieures, tandis que les zones négatives se concentrent aux appuis, impliquant un renforcement en armatures supérieures. Cette répartition en bandes confirme un fonctionnement de type dalle continue, où la continuité et la symétrie des appuis influencent directement la localisation des moments critiques, constituant ainsi une base essentielle pour le dimensionnement structurel.

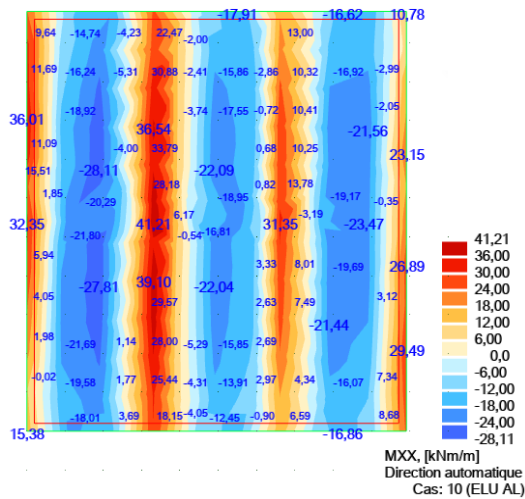


Figure IV. 5: Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge A₁

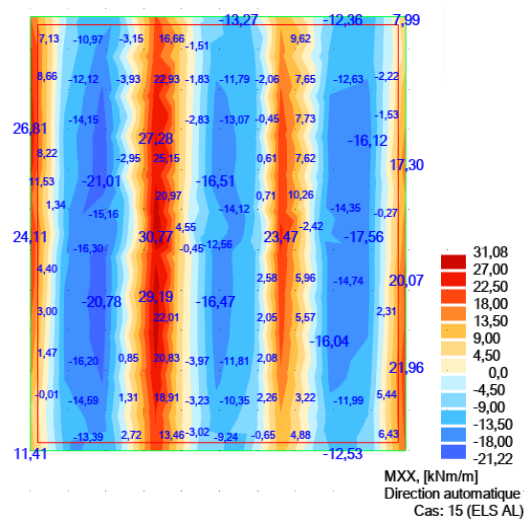


Figure IV. 6 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge A₁

Tableau IV. 4: Résultats des moments fléchissant en ELU et ELS sous la charge A₁

Mu	41,21	36	30	24	18	12	6	0	-6	-12	-18	-24	-28,11
Ms	31,08	27	22,5	18	13,5	9	4,5	0	-4,5	-9	-13,5	-18	-21,22

IV.6.2.2. Système de charge Bc

Le coefficient de majoration dynamique du système B_c est égal à 1,197 sachant que le poids propre du tablier est de 134,7 t, ce qui donne la valeur de la charge d'essieu avant égal à 7,18 t et celle de l'essieu arrière égal à 14,36 t.

Les cartographies présentées dans les Figure IV.7 et IV.8 illustrent la distribution des moments fléchissants dans un voile en béton armé (piedroit) d'ouvrage soumise à la charge de combinaison B_c, obtenues par modélisation sous Robot Structural Analysis. L'échelle de couleurs révèle une alternance de moments positifs et négatifs, traduisant un comportement unidirectionnel marqué le long de l'axe X. Les valeurs extrêmes atteignent environ +67,64 kN.m en rouge, localisées principalement au droit des appuis, et -57,64 Kn.m en bleu, situées majoritairement en travée. Cette répartition met en évidence une sollicitation importante en flexion, où les zones de moments positifs nécessitent un renforcement en armatures inférieures, tandis que les zones de moments négatifs imposent des armatures supérieures. L'organisation en bandes régulières confirme le fonctionnement de type dalle continue, fortement influencé

par la disposition symétrique des appuis et la nature des charges. Ces résultats permettent d'identifier avec précision les zones critiques, servant de base au dimensionnement des armatures et à l'optimisation de la sécurité structurale.

Le Tableau IV.5 récapitule les résultats obtenus du moment ultime M_u et du moment en service M_s pour ce système de charge.

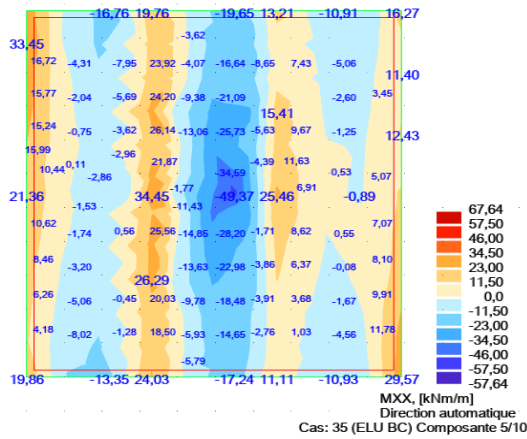


Figure IV. 7: Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge Bc

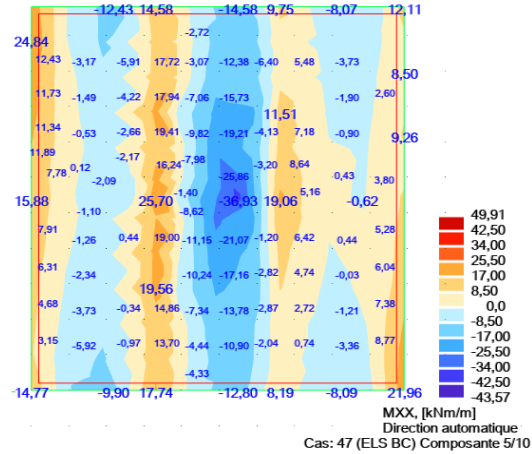


Figure IV. 8 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Bc

Tableau IV. 5: résultats des moments fléchissant a ELU et ELS sous la charge Bc

Mu	67,64	57,5	46	34,5	23	11,5	0	-11,5	-23	-34,5	-46	-57,5	-57,64
Ms	49,91	42,5	34	25,5	17	8,5	0	-8,5	-17	-25,5	-34	-42,5	-43,57

IV.6.2.3.Système de charge Bt

Le coefficient de majoration dynamique du système B_t est égal à 1,2 sachant que le poids propre du tablier est de 134,7 t, ce qui donne la valeur de la charge par essieu est de 23,15 t. Sous l'effet de la charge B_t , les cartographies des moments fléchissants révèlent une concentration de moments négatifs au centre du voile et de moments positifs en périphérie, traduisant un comportement de dalle continue. Les valeurs maximales sont plus élevées à l'ELU -52,13 kN.m qu'à l'ELS -39,39 kN.m , la première conditionnant le dimensionnement des armatures et la seconde le contrôle de la fissuration et des déformations. Les résultats des moments de flexion au niveau de la dalle sont Récapitulés dans le tableau IV.6.

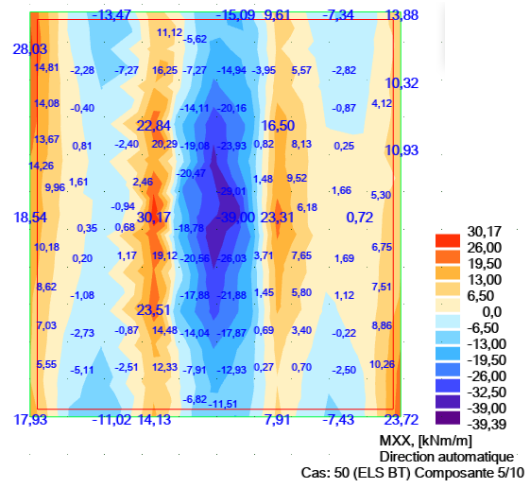
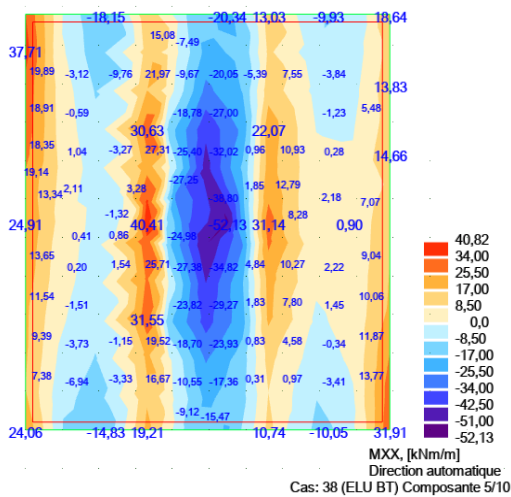


Figure IV. 9: Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge Bt

Figure IV. 10 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge charge Bt

Les Figures IV.9 et IV.10 présentent les diagrammes des moments fléchissant à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) sous la charge B_t . Dans la Figure IV.9, les moments maximaux atteignent jusqu'à 52,13 kN.m, avec des valeurs minimales autour de 40,82 kNm, indiquant des zones de tension critique principalement aux appuis et au centre. En revanche, la Figure IV.10 montre que les moments à l'ELS atteignent un maximum de 39,39 kN.m et des valeurs minimales d'environ 30,17 kN.m, révélant une réduction des efforts par rapport à l'ELU. Cette analyse met en évidence l'importance d'évaluer les moments fléchissant à différents états limites pour optimiser la conception et la performance de la structure.

Le Tableau IV.6 regroupe les résultats obtenus du moment ultime M_u et du moment en service M_s pour ce système de charge.

Tableau IV. 6 : résultats des moments fléchissant a ELU et ELS sous la charge Bt

Mu	40,82	34	25,5	17	8,5	0	-8,5	-17	-25,5	-34	-42,5	-51	-52,13
Ms	30,17	26	19,5	13	6,5	0	-6,5	-13	-19,5	-26	-32,5	-39	-39,39

IV.6.2.4.Système militaires M_{c120}

Le coefficient de majoration dynamique du système M_{c120t} est égal à 1,233 sachant que le poids propre du tablier est de 134,7 t, ce qui donne la valeur de la charge au-dessous des chenilles est de 11,11 t/ml.

La cartographie des moments fléchissants M_{xx} figure IV.11 et IV.12 sous l'action de la charge normalisée M_{C120} met en évidence une répartition contrastée, avec des pics positifs atteignant environ +73,05 kN.m (Figure IV.11) et des valeurs négatives allant jusqu'à -41,22 kN.m. Les moments positifs se concentrent surtout dans les zones centrales de la dalle, les

moments négatifs apparaissent principalement au centre et vers la droite, Cette distribution illustre le comportement bidirectionnel de la dalle, marqué par une alternance de zones critiques, et confirme l'importance d'un dimensionnement adapté des armatures pour satisfaire aux exigences de sécurité aux États Limites Ultimes (ELU). Le tableau IV.7 présente la synthèse des résultats relatifs aux moments de flexion de la dalle.

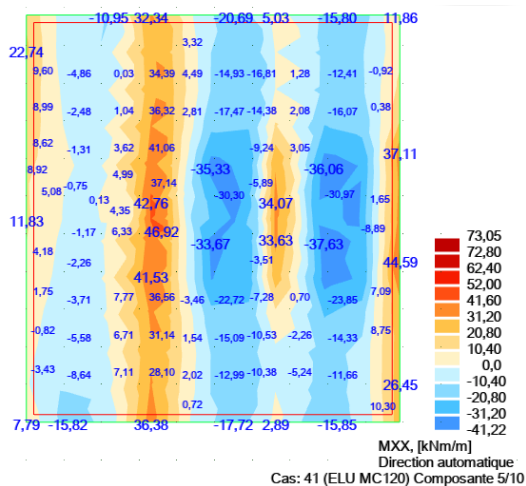


Figure IV. 11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge M_{C120}

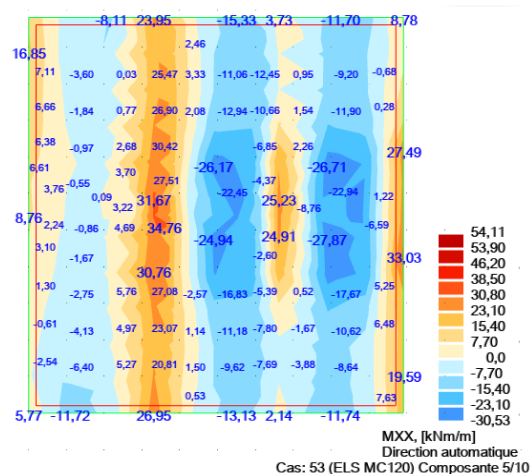


Figure IV. 12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge charge M_{C120}

Tableau IV. 7 : résultats des moments fléchissant a ELU et ELS sous la charge M_{C120}

Mu	73,05	72,8	62,4	52	41,6	31,2	20,8	10,4	0	-10,4	-20,8	-31,2	-41,22
Ms	54,11	53,9	46,2	38,5	30,8	23,1	15,4	7,7	0	-7,7	-15,4	-23,1	-30,53

IV.7. Résultats de la simulation du pied droit gauche

La modélisation du dalot en béton armé, réalisée à l'utilité du logiciel Robot Structural, a ainsi fourni une représentation détaillée du comportement structural de la dalle sous différentes charges appliquées. L'analyse se concentre sur les quatre piédroits soutenant l'ouvrage, en mettant une attention particulière sur le piédroit gauche, identifié comme étant d'une importance particulière en raison des sollicitations maximales auxquelles il est soumis. Ces sollicitations comprennent les moments fléchissant, les efforts tranchants et les contraintes normales. Cette analyse approfondie du dalot a pour finalité d'identifier la distribution des contraintes internes qui s'y appliquent. Elle est conçue comme un outil d'évaluation de la sécurité structurale et de la résistance mécanique de l'ensemble de la structure.

L'analyse de la modélisation du piédroit gauche (Figure IV.13) sous différentes combinaisons de charges permet la représentation cartographique des moments et contraintes, ainsi que l'identification des zones de concentration des efforts. Cette cartographie permet de fournir une description complète de la manière dont le dalot répond mécaniquement, tant localement que dans sa globalité. Elle constitue ainsi un référentiel pour la validation de la conception structurelle.

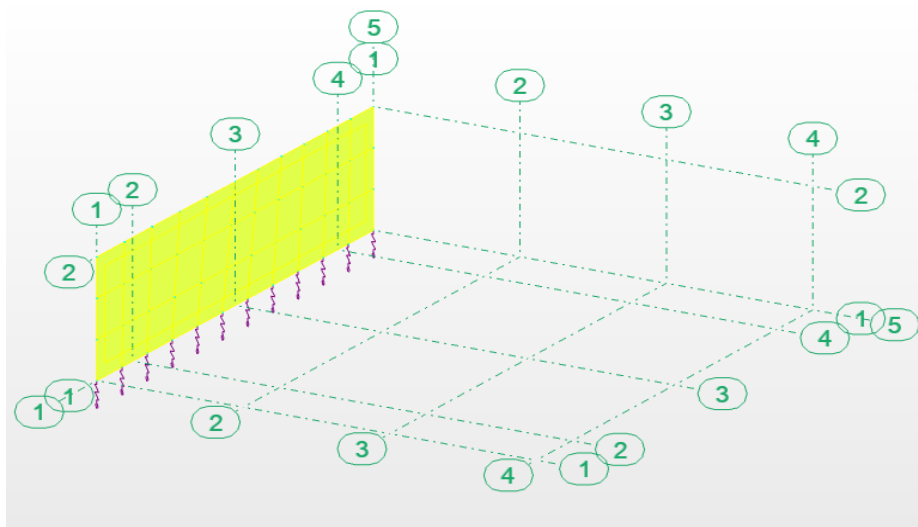


Figure IV. 13 : Maillage du Piedroit gauche.

IV.7.1.Sous charge A₁

Les Figures IV.1 et IV.2 illustrent les diagrammes des moments fléchissant dans un piédroit d'ouvrage soumis à la charge A₁, respectivement en état limite ultime (ELU) et en état limite de service (ELS). En ELU, les moments varient entre +12,83 kN.m et -36,05 kN.m, traduisant une sollicitation significative du piédroit, notamment aux extrémités, où l'on observe des concentrations des moments en tête et en pied de mur. Cette répartition reflète un comportement en flexion classique d'un élément encastré soumis à des charges verticales et horizontales, avec des zones de compression et de traction bien distinctes. En ELS, les moments restent répartis de manière similaire mais atteignent des intensités moindres, comprises entre +9,45 kN.m et -26,81kN.m, ce qui témoigne d'un fonctionnement structurel cohérent et maîtrisé. Cette réduction d'intensité en ELS est conforme aux attentes, puisqu'elle permet de limiter les déformations et les risques de fissuration, assurant ainsi la durabilité et le confort de l'ouvrage. L'analyse conjointe de ces deux états limites met en évidence la bonne performance mécanique du piédroit, à la fois en termes de résistance et de service.

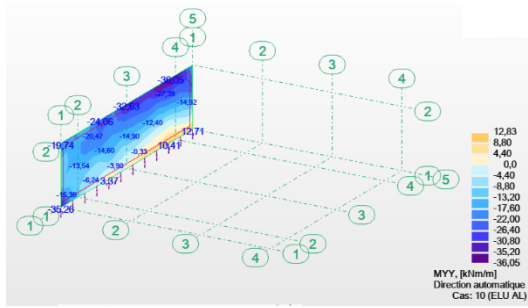


Figure IV. 15 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge A1

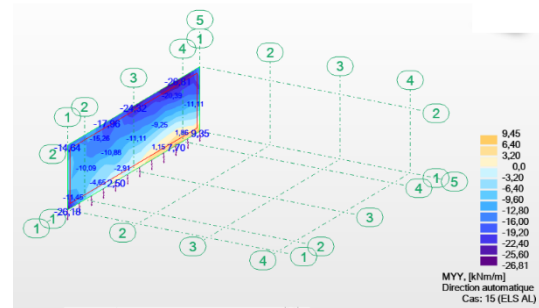


Figure IV. 14 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge A1

IV.7.2.Sous charge Bc

Les Figures IV.16 et IV.17 présentent les moments fléchissant sous les états limites ultime (ELU) et de service (ELS) pour la charge Bc. La Figure IV.16, représentant les moments en ELU, révèle des concentrations élevées dans certaines zones, soulignant des points critiques nécessitant une attention particulière pour garantir la résistance de la structure face à des charges maximales. Ces moments fléchissant sont essentiels pour assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage. En revanche, la Figure IV.17 montre les moments fléchissant en ELS, mettant l'accent sur le contrôle des déformations et le confort d'utilisation. Les résultats obtenus dans ces diagrammes fournissent des indications précieuses pour le dimensionnement des éléments porteurs et le choix des matériaux, afin d'assurer à la fois la durabilité et la performance structurale dans diverses conditions de charge.

Les résultats sont récapitulés dans le Tableaux IV.8

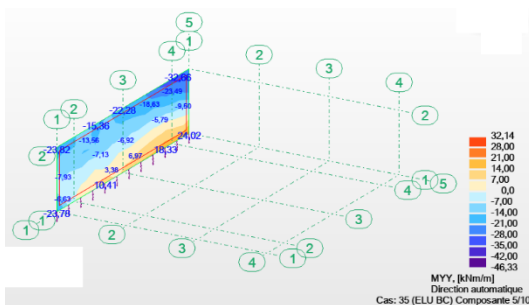


Figure IV. 16 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge Bc

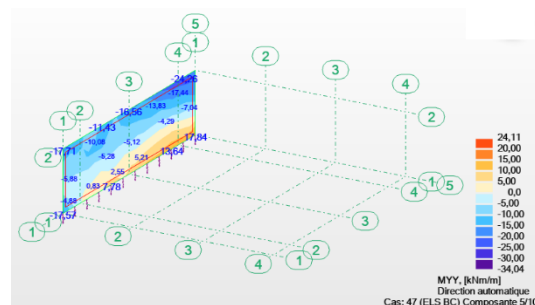


Figure IV. 17: Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Bc

IV.7.3. Sous charge Bt

Les Figures IV.18 et IV.19 présentent les moments fléchissants sous les états limites ultime (ELU) et de service (ELS) pour la charge Bt. Les résultats obtenus dans ces diagrammes fournissent des indications précieuses pour le dimensionnement des éléments porteurs et le choix des matériaux, afin d'assurer à la fois la durabilité et la performance structurale dans diverses conditions de charge et les résultats sont récapitulés dans le Tableau IV.8.

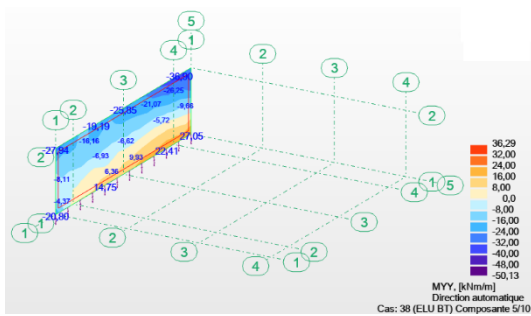


Figure IV. 18 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge Bt

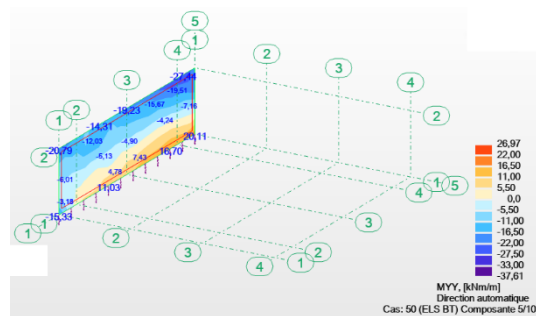


Figure IV. 19 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge Bt

IV.7.4. Sous charge MC120

Les Figures IV.20 et IV.21 présentent les moments fléchissant sous les états limites ultime (ELU) et de service (ELS) pour la charge MC120. Les résultats obtenus dans ces diagrammes fournissent les résultats qui varient entre 22,45 kN.m et -35,18 kN.m pour l'ELU et entre 16,65 kN.m et -26,06 kN.m pour l'ELS et les résultats sont récapitulés dans le Tableau IV.8.

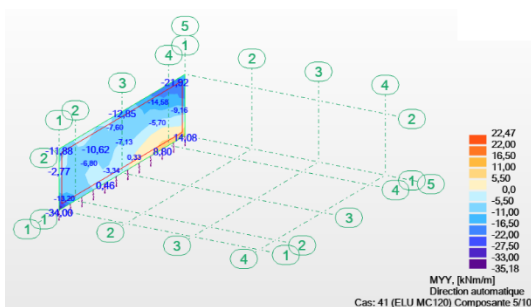


Figure IV. 20 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sous la charge MC120

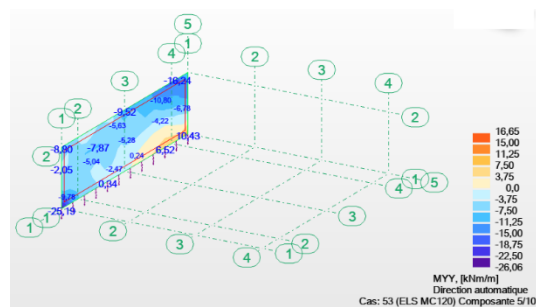


Figure IV. 21 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sous la charge MC120

Tableau IV.8 Résultat Récapitulatif des moments fléchissant en ELU et ELS sous les charges Bc, Bt, Mc120

Bc		Bt		Mc 120		D 240	
MU	MS	MU	MS	MU	MS	MU	MS
32,14	24,11	36,29	26,97	22,47	16,65	23,3	17,26
28	20	32	22	22	15	22	16
21	15	24	16,5	16	11,25	16,5	12
14	10	16	11	11	7,5	11	8
7	5	8	5,5	5,5	3,75	5,5	4
0	0	0	0	0	0	0	0
-7	-5	-8	-5,5	-5,5	-3,75	-5,5	-4
-14	-10	-16	-11	-11	-7,5	-11	-8
-21	-15	-24	-16,5	-16,5	-11,25	-16,5	-12
-28	-20	-32	-22	-22	15	-22	-16
-35	-25	-40	-27,5	-27,5	-18,75	-27,5	-20
-42	-30	-48	-33	-33	-22,5	-33	-24
-46,33	-34,04	-50,13	-37,61	-35,18	-26,06	-36,24	-27,11

IV.8. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus dans le chapitre III à partir de l'étude expérimentale sont comparées aux résultats de l'étude de la simulation.

Pour la réalisation de la comparaison entre l'étude expérimentale et la simulation, il est nécessaire de choisir les mêmes positions que celles de l'expérimentation lors de la prise des contraintes de compression du béton par le scléromètre. Ces positions ont été identifiées dans l'étude numérique par le biais de Robot structural afin de réaliser cette comparaison.

Les contraintes de compression tirées expérimentalement sont comparées à celle obtenues par la simulation pour la dalle supérieure du pont expertisé et aussi au niveau du piédroit qui est le plus le cas le plus défavorable comme il a été indiqué précédemment ;

IV.8.1. Au niveau de la dalle supérieure du pont expertisé

Les résultats de l'expérimentation et de la simulation sont regroupés dans le Tableau IV.9 et le graphe de la Figure IV.22 montre très bien cette différence. Les positions choisies pour la prise des valeurs issues de la simulation sont les mêmes valeurs prises pour les essais au scléromètre.

Tableau IV 9 : Valeurs des contraintes de compression issues de la simulation et de l'expérimentation au niveau de la dalle supérieure

Position (m)	0.00	1.65	2.50	4.95	5.80	8.25	9.10	9.90
Résultat Expérimental (EXP)	24.60	26.10	25.80	22.70	26.40	23.90	26.20	25.80
Résultat de la simulation (SIM)	34.67	33.76	35.92	33.01	34.75	33.67	33.52	34.61

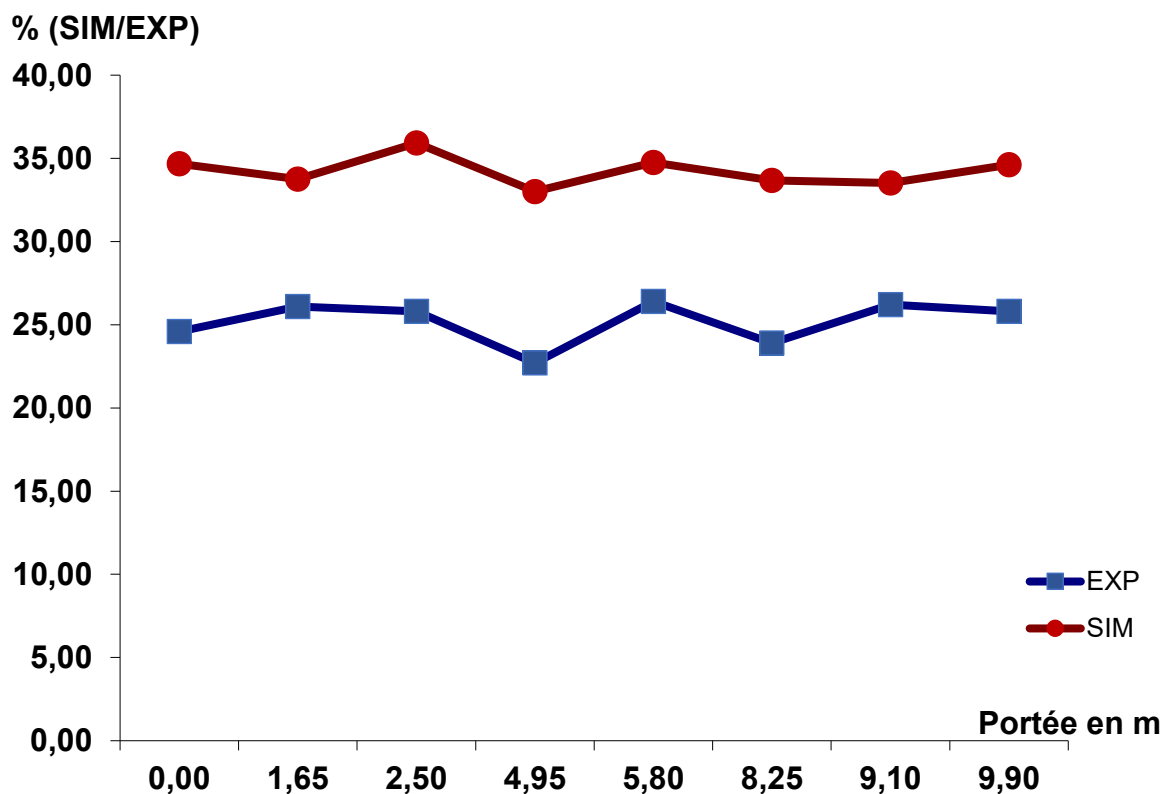


Figure IV. 22: Comparaison entre les contraintes de compression expérimentales et de la simulation au niveau de la dalle supérieure

Cette figure met en évidence une bonne concordance entre les contraintes de compression issues de la simulation numérique et celles obtenues expérimentalement au niveau de la dalle supérieure. Les valeurs simulées restent supérieures, traduisant l'influence des hypothèses de modélisation et des conditions limites idéalisées. L'évolution des deux courbes le long de la portée témoigne d'une répartition homogène des efforts et confirme la fiabilité du modèle numérique adopté pour reproduire le comportement global de la dalle.

Il est clair que les résultats issus de la simulation sont nettement supérieurs à celles tirées à partir de l'expérimentation et cette augmentation est calculée dans le Tableau IV. 10 et la figure IV. 23 montre clairement cette augmentation.

Tableau IV. 10 : Taux d'augmentation entre la simulation et l'expérimentation pour la dalle supérieure

Portée (m)	0,00	1,65	2,50	4,95	5,80	8,25	9,10	9,90
SIM/SIM (%)	100	100	100	100	100	100	100	100
SIM/EXP (%)	29,05	22,69	28,17	31,23	24,03	29,02	21,84	25,46

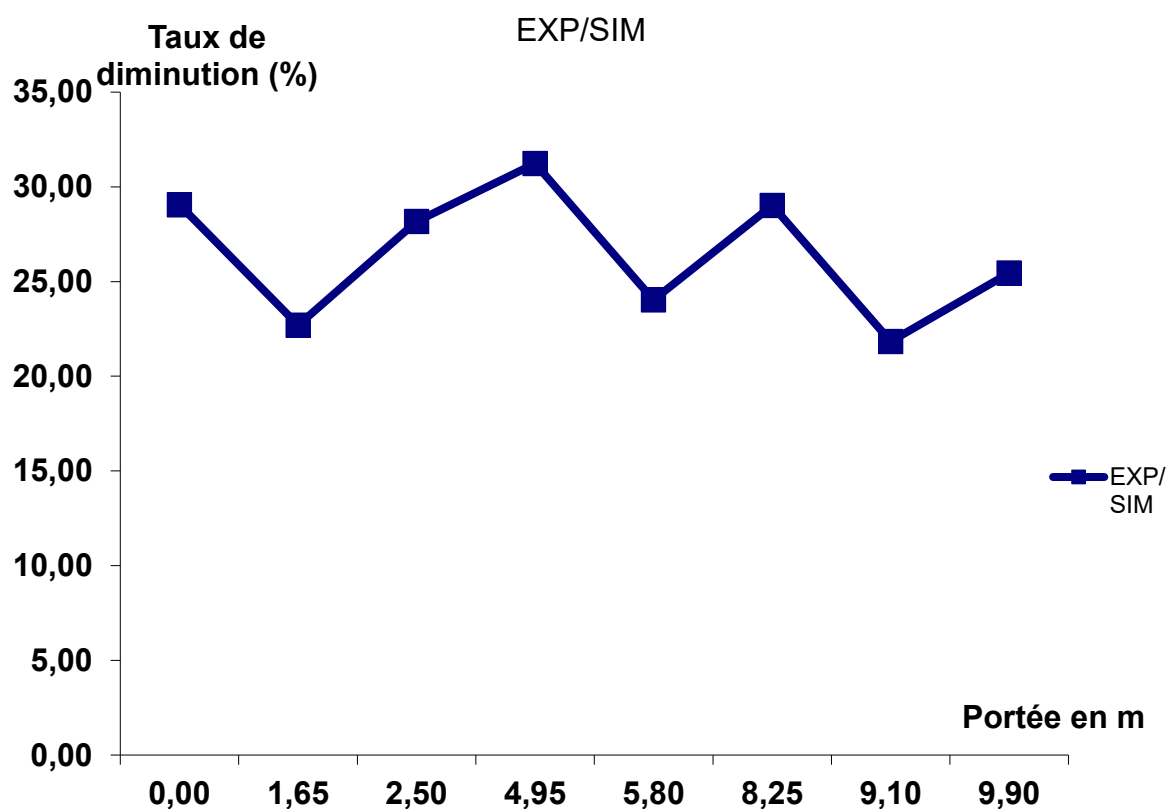


Figure IV. 23 : Taux de diminution de la simulation par rapport à l'expérimentation pour la dalle supérieure

IV.8.2. Au niveau du piédroit du pont expertisé

Les résultats de l'expérimentation et de la simulation sont regroupés dans le Tableau IV.10 et le graphe de la Figure IV.24 montre très bien cette différence.

Tableau IV. 11: Valeurs des contraintes de compression issues de la simulation et de l'expérimentation au niveau du piédroit

Position (m)	0.00	2.80	5.60	8.40	11.20
Résultat Expérimental (EXP)	24.70	26.50	24.90	25.50	26.80
Résultat de la simulation (SIM)	32.55	35.23	36.94	35.31	34.66

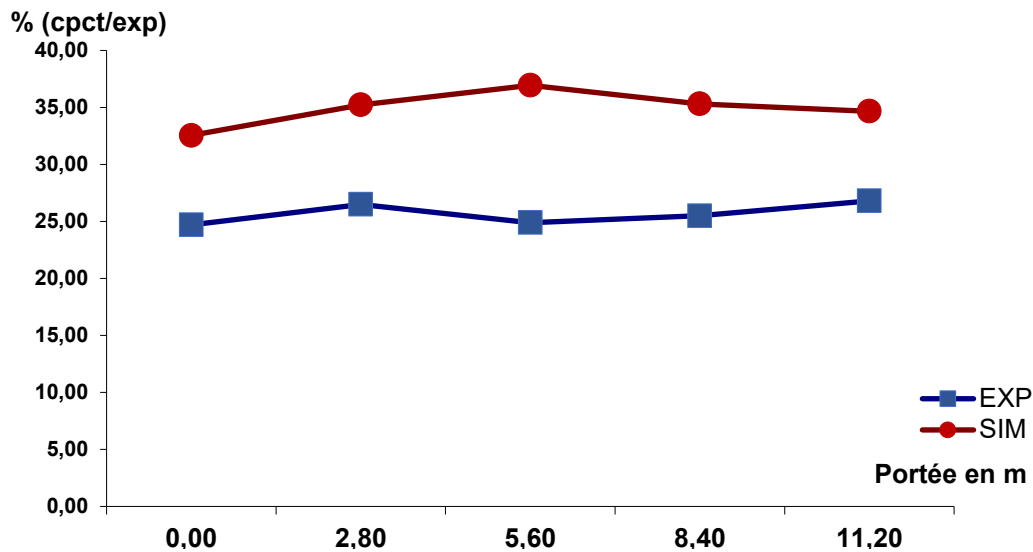


Figure IV. 24 : Comparaison entre les contraintes de compression expérimentales et de la simulation au niveau piédroit

La figure IV.25 présente la comparaison entre les contraintes de compression expérimentales et celles issues de la simulation numérique au niveau du piédroit. On constate que les valeurs simulées (SIM) demeurent supérieures aux valeurs expérimentales (EXP) Tableau IV.12, avec un écart relativement constant sur l'ensemble de la portée. Cette différence s'explique principalement par les simplifications du modèle numérique, notamment l'hypothèse d'un matériau homogène et la négligence de certaines imperfections locales. La stabilité des deux courbes traduit une bonne cohérence des résultats et confirme que la simulation reproduit de manière satisfaisante le comportement global en compression du piédroit.

Tableau IV. 8:Taux d'augmentation entre la simulation et l'expérimentation pour le piédroit

Portée en (m)	0,00	2,80	5,60	8,40	11,20
SIM / SIM	100	100	100	100	100
SIM / EXP	24,12	24,78	32,59	27,78	22,68

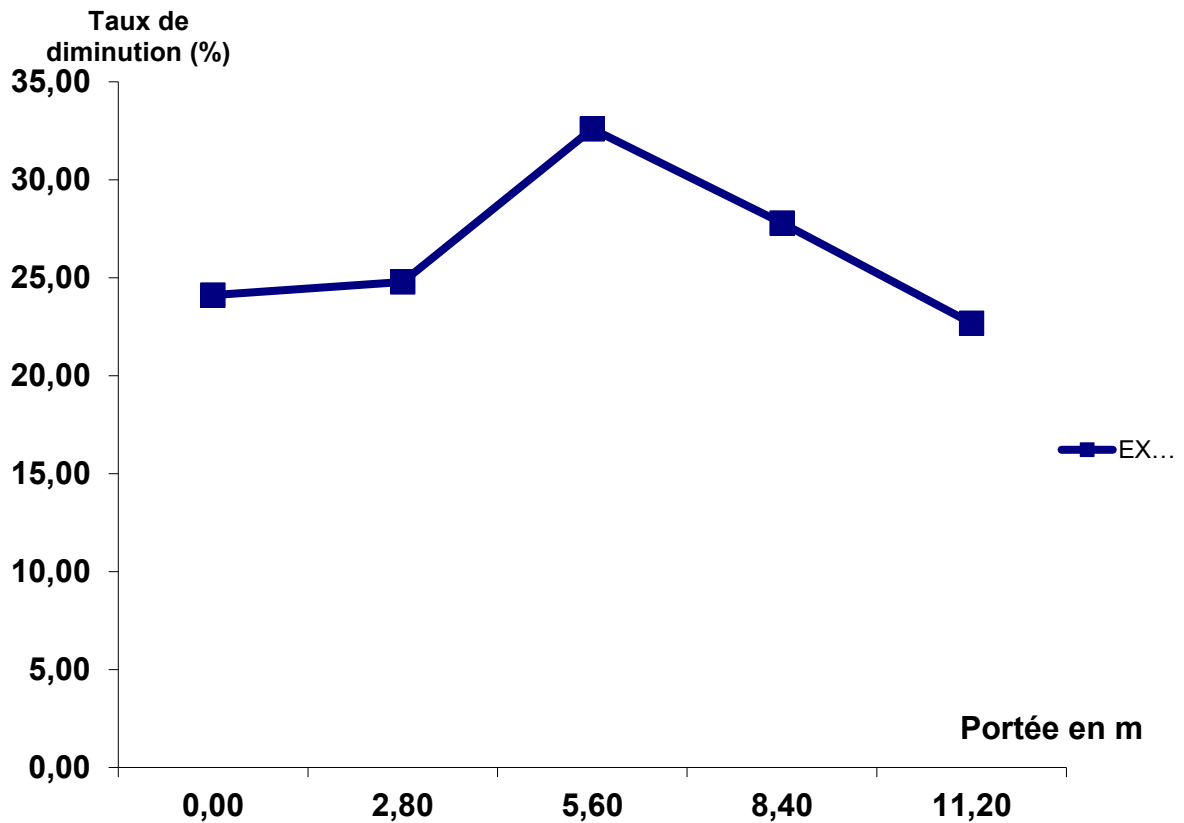


Figure IV. 25:Taux de diminution de la simulation par rapport à l'expérimentation pour le piédroit

La Figure montre une diminution progressive des contraintes expérimentales le long de la portée, traduisant une réduction réelle de la rigidité du béton armé due aux effets de microfissuration et de redistribution interne des efforts. Les valeurs simulées, généralement plus élevées, témoignent d'une sur-estimation du modèle numérique, liée aux hypothèses de comportement linéaire et homogène. Cette divergence confirme la nécessité de la validation expérimentale pour représenter fidèlement le comportement réel de la structure.

IV.9.Conclusion

La comparaison entre les Figures IV.23 et IV.26 met en évidence une tendance similaire entre les résultats expérimentaux et numériques, tant au niveau de la dalle supérieure qu'au niveau du piédroit. Dans les deux cas, les contraintes de compression simulées présentent des valeurs légèrement supérieures à celles mesurées expérimentalement, traduisant l'influence des hypothèses de modélisation numérique, notamment l'homogénéité supposée du matériau et les conditions aux limites idéalisées. Cependant, l'écart observé demeure relativement stable, confirmant la bonne corrélation entre les deux approches.

Il est également remarquable que les contraintes au niveau du piédroit (Figure IV.24) affichent une légère diminution moyenne par rapport à celles de la dalle (Figure IV.22), ce qui s'explique par la concentration des efforts de compression dans les zones d'appuis.

Conclusion générale

Conclusion Générale

La présente recherche intitulée « Diagnostic et évaluation des pathologies des ponts existants sous un trafic routier actualisé » s'inscrit dans une démarche intégrée de diagnostic et de maintenance des ouvrages d'art. Elle a permis d'explorer, à travers une étude expérimentale et numérique approfondie, le comportement structurel d'un pont en béton armé situé sur la RN 120 dans la wilaya de Tiaret.

Cet ouvrage, combinant une partie coulée en place et une partie préfabriquée, a servi de cas d'étude représentatif des infrastructures routières algériennes soumises à un trafic en constante évolution.

Les investigations menées se sont articulées autour de deux approches complémentaires : une approche expérimentale, fondée sur des inspections visuelles et des techniques d'auscultation non destructives (ultrason, scléromètre, carottage, carbonatation et test des chlorures), et une approche numérique, basée sur la modélisation sous Robot Structural Analysis afin d'évaluer la réponse mécanique de l'ouvrage sous différentes combinaisons de charges actualisées conformément aux prescriptions du DTR Algérien.

Les résultats expérimentaux ont mis en évidence une résistance moyenne à la compression du béton, traduisant une qualité de matériau globalement satisfaisante, sans signes de dégradations structurelles majeures.

L'analyse des vitesses ultrasoniques a révélé une légère hétérogénéité du matériau, tandis que les essais de carbonatation ont montré des profondeurs critiques (25 à 50 mm), indiquant une possible vulnérabilité à la corrosion pour les zones faiblement enrobées. En revanche, le test de présence de chlorures a confirmé l'absence de risques de corrosion par piqûres, soulignant la bonne protection des armatures.

Sur le plan numérique, la modélisation du pont a permis de simuler avec précision le comportement mécanique de la dalle et du piédroit gauche qui la zone la plus sollicitée sous diverses conditions de charge.

L'analyse croisée des données a conduit à classer l'ouvrage, selon la grille IQOA, en classe 2E, indiquant un état structurel stable, sans défaillance mécanique significative. Le pont ne nécessite donc pas de renforcement majeur, mais requiert un entretien spécialisé régulier afin de prévenir l'évolution des pathologies observées et de prolonger sa durée de vie utile.

Conclusion Générale

Cette étude met en évidence l'importance d'intégrer des méthodes d'auscultation modernes et des modèles numériques avancés dans les stratégies de gestion du patrimoine des ponts en Algérie.

Un écart entre l'étude expérimentale et la simulation réalisée sur le pont expertisé a été constaté, d'où la nécessité d'une actualisation de la réglementation nationale (DTR 2008) en matière de trafic et de charges, afin de l'aligner davantage sur les exigences de l'Eurocode, notamment face à l'accroissement continu du trafic routier lourd en Algérie.

En perspective, il serait pertinent d'étendre ce travail à un échantillon plus large d'ouvrages, en couplant les mesures non destructives à des analyses dynamiques in situ (vibrations, fatigue, comportement sismique), dans le but de développer un modèle prédictif national de durabilité et de maintenance des ponts.

Une telle démarche contribuerait à optimiser la gestion des infrastructures routières, tout en garantissant la sécurité et la pérennité du réseau de transport Algérien.

Les perspectives ouvertes par cette recherche sont multiples et prometteuses. Il serait tout d'abord pertinent d'élargir la base de données expérimentales en réalisant des campagnes d'auscultation sur un ensemble plus représentatif de ponts en béton armé, soumis à différents environnements et niveaux de trafic. L'intégration d'analyses dynamiques, telles que la mesure des vibrations et la détection de la fatigue, permettrait d'affiner la compréhension du comportement à long terme des ouvrages.

Par ailleurs, le développement d'un modèle numérique prédictif, couplant intelligence artificielle et techniques de surveillance continue (SHM – Structural Health Monitoring), offrirait un outil performant pour la maintenance préventive et la gestion optimisée du parc d'ouvrages d'art. Enfin, l'harmonisation des normes Algériennes avec les Eurocodes, notamment en matière de charges d'exploitation et de durabilité, constitue une étape essentielle pour renforcer la fiabilité et la compétitivité des infrastructures routières nationales.

En définitive, ce travail contribue à enrichir la connaissance scientifique et technique nationale dans le domaine du diagnostic et de la maintenance des ponts en béton armé, en proposant une méthodologie intégrée, rigoureuse et adaptée aux réalités des infrastructures Algériennes. Il constitue ainsi une base solide pour le développement futur de stratégies de gestion durable et de modernisation du patrimoine des ouvrages d'art en Algérie.

Référence bibliographique

Références Bibliographique

AFGC (Association Française de Génie Civil). (2019). Recommandations pour la justification de la durabilité des ouvrages en béton. Paris: AFGC.

AFGC (Association Française de Génie Civil). (2019). *Recommandations pour la justification de la durabilité des ouvrages en béton*. Paris : AFGC.

Aymeric, P. (2021). *Conception de structures mixtes et en béton précontraint : développement de la méthodologie de calculs aux Eurocodes*. Ellipses. ([Librest][1])
[1]: <https://www.librest.com/livres/conception-de-structures-mixtes-et-en-beton-precontraint>

AFNOR. (2003). NF EN 1991-2. Eurocode 1 : Actions sur les structures. Partie 2 : Actions sur les ponts dues au trafic routier et ferroviaire. Paris, France : Association Française de Normalisation (AFNOR).

Association Française de Génie Civil (AFGC). (2019). Recommandations pour la durabilité des structures en béton. Paris : AFGC.

Association Française de Génie Civil (AFGC). (2019). Recommandations pour la conception, le calcul et l'exécution des structures en béton armé durable. Paris : AFGC.

Abou, R., & Jacob, B. (2023). Protection des ponts vis-à-vis des grandes surcharges. TEC (Numéro 257). Cerema. <https://doc.cerema.fr/Default/doc/SYRACUSE/597360/protection-des-ponts-vis-a-vis-des-grandes-surcharges>

Aziz, Z., Hilo, A. N., & Al-Gasham, T. S. (2024). Review of Erosion Causes and Important Factors on the Abrasion Resistance of Concrete. Wasit Journal of Engineering Sciences, 12(4), 113-121

AFNOR. (2014). NF EN 206-1 Béton : Spécification, performances, production et conformité. Association Française de Normalisation.

Association Française de Normalisation. (2019). NF EN 12504-4 . Essais pour béton dans les structures. Partie 4 : Mesure de la vitesse de propagation d'un son ultrasonore. AFNOR.

Association Française de Normalisation. (2007). *NF EN 14630 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton Méthodes d'essais. Détermination de la profondeur de carbonatation dans un béton durci par la méthode à la phénolphthaléine. AFNOR

AFNOR / IANOR. (2021). NA 17088 ,2021. Essai sur béton durci. Essai accéléré de migration des ions chlorure en régime non stationnaire Détermination du coefficient de diffusion apparent des ions chlorure. Alger: Institut Algérien de Normalisation (IANOR).

Bérubé, M., et al. (2023). Durability of reinforced concrete bridges under chloride exposure. *Journal of Infrastructure Preservation, 12(4), 245-260.

CNERIB. (2018). Recommandations pour les essais non destructifs du béton. Alger : CNERIB.

Bares, R., & Bares, C. (2001). *Les ponts en béton armé et précontraint : conception et calcul*. Paris : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Références Bibliographique

Boutaraa, Z. (2019). Pathologies et réhabilitation des ponts* (Polycopié de Master 2. Travaux publics, spécialité Voies & Ouvrages d'Art). Faculté de Génie Civil et d'Architecture, Université Hassiba Benbouali de Chlef.

Baudouin, J. (2021). Conception et typologie des ponts modernes. Presses de l'École des Ponts ParisTech.

Bernard-Gély, A., & Calgaro, J.-A. (1994). *Conception des ponts* (Éd.). Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées.

Burlando, M., Romanic, D., Boni, G., Lagasio, M., & Parodi, A. (2019). Investigation of the weather conditions during the collapse of the Morandi Bridge in Genoa on 14 August 2018. Natural Hazards and Earth System Sciences Discussion,

<https://doi.org/10.5194/nhess-2019-371>

Boutaraa, Z. (2019). Pathologies et réhabilitation des ponts* (Polycopié de Master 2. Travaux publics, spécialité Voies & Ouvrages d'Art). Faculté de Génie Civil et d'Architecture, Université Hassiba Benbouali de Chlef.

Baroghel-Bouny, V., & Chaussadent, T. (2004). Transferts dans les bétons et durabilité des ouvrages. Bulletin du Laboratoire Ponts et Chaussées, 248, 93-111.

Benboudjema. (2015). *Fissuration par retrait gêné dans les ouvrages en béton armé*. Editions TI.

Cerema. (2019, 21 novembre). *Ponts courants : savoir les construire, pas si courant [Événement]. [<https://www.cerema.fr/fr/actualites/ponts-courants-savoir-construire-pas-si-courant-retour>],

Calgaro, J.-A. (2011). *Projet et construction des ponts Paris* : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

CIMbéton. (2019, janvier). Les facteurs de dégradation du béton.

Courbon, J. (1986, 10 février). Fluage et relaxation du béton (Traité C 2 055-1). Techniques de l'Ingénieur.

Cerema. (2020). *Gestion du patrimoine d'ouvrages d'art : Méthodes et outils pour l'évaluation de la durabilité et de la maintenance*. Bron : Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (Cerema).

Cerema. (2022). *Méthodologie d'évaluation et de hiérarchisation des besoins d'entretien des ponts communaux [Rapport technique]*. Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement.

Cerema. (2023). *Guide Analyse des risques des ponts en situation de crue (PILES)*. Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement. (https://piles.cerema.fr/IMG/pdf/guide_analyse_risques_ponts_en_situation_de_crue_2023_cle0a311b.pdf)

Courard, L., & Bissonnette, B. (2023, 4 septembre). *Réparation des ouvrages en béton armé. Partie 1 : pathologies et diagnostic [C6300 v1]*. Techniques de l'Ingénieur.

Références Bibliographique

- Courard, L., & Bissonnette, B. (2016). Réparation des ouvrages en béton armé-Partie 2 : Compatibilité et performances. *Techniques de l'Ingénieur. Analyse Chimique et Caractérisation*.
- Dakhmouche, F, Brunetaud, X., Chabil, H., & Al-mukhtar, M. (2009). Influence de la carbonatation sur la porosité des bétons. *Sciences & technologies. B, Sciences de l'ingénieur*, (29), 45-50.
- Delefosse, J. (2023, septembre 12). Pathologies du béton armé Origine des désordres : Erreurs de dessin, défauts d'exécution. *Techniques de l'Ingénieur. (Techniques de l'Ingénieur)*
- Delefosse, J. (2023, 12 sept.). Pathologies du béton armé. Défauts d'exécution. *Techniques de l'Ingénieur*.
- DTR BC 2.41 : Conception, calcul et contrôle des structures en béton armé Alger : Direction des Routes.
- Eurocode 2. (2020). Design of concrete structures Part 1.1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1). Bruxelles: CEN.
- Eurocode 2. (2020). *Design of concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1)*. Bruxelles : CEN.
- EN 1991-2 [Document technique]. Direction Déléguée Maintenance Travaux.
- Elshoura, A. S. E. M. (2021). Temperature gradient effects on behavior and design of prestressed concrete girder bridges [Thèse de doctorat, Louisiana State University]. LSU Digital Commons. (<https://repository.lsu.edu/gradschool>)
- Fédération Internationale du Béton (fib). (2010). Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne: fib Publications.
- Jaurand, F. (2019). Les ponts et ouvrages d'art : typologie et conception. Eyrolles.
- Ministère de l'Équipement. (2016). Guide technique des ponts courants en béton armé. Direction des Infrastructures de Transport, Paris.
- Habbache, R. (2021). *Réhabilitation des structures en béton armé*.
- Haouara, S. (2014). Les facteurs d'influence sur la dégradation des armatures dans le béton armé. *Revue des Sciences de l'Ingénieur*, 6(6),
- Haddad, A., et al. (2023). Preventive maintenance strategies for aging concrete bridges. *International Journal of Structural Health Monitoring*, 19(1), 33-49.
- Institut Belge de Normalisation (NBN). (2008). EN 1504-9 : Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton. Définitions, exigences, contrôle de qualité et évaluation de la conformité Partie 9 : Principes généraux d'utilisation des produits et systèmes. Bruxelles : NBN.
- Infociments. (2024, 19 juin). Carbonatation du béton. *Revue BÉTON*. ([https://beton.febe.be/fr/2024/06/19/carbonatation du béton](https://beton.febe.be/fr/2024/06/19/carbonatation%20du%20béton))
- IFSTTAR. (2014). Comment se prémunir des réactions sulfatiques dans les ouvrages en béton (*Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 240, 87-94).

Références Bibliographique

- Golewski, G. Ł. (2023). The phenomenon of cracking in cement concretes and its influence on durability*. Dans *Buildings*, 13(3), 765.(<https://doi.org/10.3390/buildings13030765>)
- Guiraud, P. (2018, avril). Prévention des bétons durcis soumis au gel et aux sels de déverglaçage. *Infociments*.
- Khalafallah, B. H. (2001). Coupled heat and mass transfer in concrete exposed to fire (Thèse de doctorat). Aston University. ([research.aston.ac.uk])
<https://research.aston.ac.uk/en/studentTheses/coupled-heat-and-mass-transfer-in-concrete>
- Kibboua, A. (2012, mars). Développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts algériens [Thèse de doctorat, Université de Blida]. Université Saad Dahlab de Blida.
- LCPC. (2022). Guide technique pour la maintenance des ouvrages d'art . Paris : LCPC.
- Li, Q., et al. (2022). Effect of temperature on the corrosion behavior and corrosion resistance of the copper aluminum laminated composite. *PMC*.
- Ministère des Travaux Publics (Algérie). (2013). Réglementation technique des ouvrages d'art Conception et calcul des structures en béton armé. Alger : Direction des Routes.
- Ministère des Travaux Publics (MTP). (2013). Réglementation technique des ouvrages d'art DTR BC 2.41 : Conception, calcul et contrôle des structures en béton armé. Alger : Direction des Routes.
- Ministère des Travaux Publics. (2013). Règlement Neige et Vent . DTR-C-2.47 (RNV 2013). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère des Travaux Publics. (1999). Règlement Neige et Vent. DTR C-2.47 (RNV 99). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics
- Ministère des Travaux Publics. (1997). Document Technique Réglementaire. Béton Armé, D.T.R. B.C. 2.41. Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère des Travaux Publics. (1993). Code du Béton Armé Algérien (C.B.A. 93). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère des Travaux Publics. (2008). Document Technique Réglementaire. Règlement des Constructions en Préfabrication et en Réparation (DTR-RCPR). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement. (1992). Fascicule 61. Titre II : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- Ministère des Travaux Publics (Algérie). (1994). Lettre circulaire du Directeur des Routes du 21 mars 1994 relative à l'évaluation du patrimoine des ponts sur le réseau routier national non concédé. Alger : Direction des Routes.
- Ministère des Travaux Publics. (2013). Règlement Neige et Vent – DTR-C-2.47 (RNV 2013). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère des Travaux Publics. (1999). Règlement Neige et Vent DTR C-2.47 (RNV 99). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics

Références Bibliographique

- Ministère des Travaux Publics. (1997). Document Technique Réglementaire. Béton Armé, D.T.R. B.C. 2.41. Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère des Travaux Publics. (1993). Code du Béton Armé Algérien (C.B.A. 93). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère des Travaux Publics. (2008). Document Technique Réglementaire. Règlement des Constructions en Préfabrication et en Réparation (DTR-RCPR). Alger, Algérie : Ministère des Travaux Publics.
- Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement. (1992). Fascicule 61. Titre II : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- Ministère des Travaux Publics (Algérie). (1994). Lettre circulaire du Directeur des Routes du 21 mars 1994 relative à l'évaluation du patrimoine des ponts sur le réseau routier national non concédé. Alger : Direction des Routes.
- Ministère des Travaux Publics. (2008). Règlement Parasismique applicable aux Ouvrages
- Ministère de l'Équipement (France). (2012). Guide d'inspection et d'entretien des ouvrages d'art. Paris : SETRA
- Mai-Nhu, J. (2015, décembre). Corrosion des armatures : intérêt des inhibiteurs de corrosion et méthodologies pour le suivi durant la vie de l'ouvrage (Rapport d'études et recherches 276.E). CERIB. https://www.cerib.com/wp-content/uploads/2017/05/276_corrosion_armatures_interet_inhibiteur_corrosion.pdf
- MOUHOU, A. M. (2024). Comportement de bétons fissurés en milieu agressif formulés avec des additifs minéraux.
- Ministère des Travaux Publics. (2008). Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art (RPOA – Version 2008).
- NA 5075 : Essai sur bétons – Résistance à la compression des éprouvettes (Norme algérienne). Institut Algérien de Normalisation. (2006).
- Neville, A. M. (2011). Properties of concrete (5^e éd.). Harlow: Pearson Education.
- Oxand. (2002). Progression de la carbonatation dans les fissures [Figure]. Conséquence de la carbonatation sur le béton armé.
- Pera, J. (1998). Béton et durabilité. Paris : Éditions du Moniteur.
- Quénée, B. (2013, 27 novembre). Le diagnostic des chlorures en laboratoire* [Présentation]. LERM – Groupe SETEC.
- R.P.O.A. (2008). Regulations for Bridges and Civil Engineering Structures (Règlement de Ponts et Ouvrages d'Art .2008). Ministry of Public Works, Algeria.
- SETRA. (2021). Entretien des ouvrages d'art – Recommandations pratiques. Paris : SETRA.

Références Bibliographique

- SETRA & LCPC. (1995). Pathologie et réparation des ouvrages en béton. Paris : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- SNCF. (1993). CBA 93 [Document technique]. Direction Déléguée Maintenance Travaux.
- Santhanam, M., Cohen, M. D., & Olek, J. (2003). Mechanism of sulfate attack: a fresh look: Part 2. Proposed mechanisms. *Cement and concrete research*, 33(3), 341-346.
- Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes. (1996). Instruction pour la qualité des ouvrages d'art (IQA). Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme.
- Toutlemonde, A., & Bressolette, P. (2007). Durabilité et pathologie des ouvrages d'art. Paris: Éditions du LCPC.
- Techno-Science. (S.d.). Classification des ponts – Définition et explications. Consulté le 19 octobre 2025, sur (<https://www.techno-science.net/glossaire-definition/Classification-des-ponts.html>).
- Techno-Science.net. (s. d.). Classification des ponts. Définition. [https://www.techno-science.net/glossaire définition/Classification des ponts page.3](https://www.techno-science.net/glossaire%20d%C3%A9finition/Classification%20des%20ponts%20page.3).
- Trouillet, P. (1997). INCENDIES DES OUVRAGES D'ART-MANIFESTATIONS, CONSEQUENCES. CAS PARTICULIER DES OUVRAGES A PRECONTRAINTE EXTERIEURE. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, (209).
- Technobéton. (2023). La fissuration non structurelle du béton.
- Toumi, A. (1998). Étude du processus de propagation de fissures par fatigue dans le béton (Thèse de doctorat, Université Toulouse III). <https://theses.fr/1998TOU30197>
- Union européenne. (2005.). NF EN 1991-1-4 : Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : Actions du vent [Document technique]. Bruxelles : Comité Européen de Normalisation (CEN).
- Wardeh, G., Mohamed, M. A., & Ghorbel, E. (2011). Analysis of concrete internal deterioration due to frost action. *Journal of Building Physics*, 35(1), 54-82.
- Xiang, J., Liu, H., Lu, H., & Gui, F. (2022). Degradation Mechanism and Numerical Simulation of Pervious Concrete under Salt Freezing-Thawing Cycle. *Materials*, 15 (9), 3054.
- Xu, W. (2020). Mesoscale Analysis of Cavitation and Cavitation Erosion. In *Mesoscale Analysis of Hydraulics* (pp. 7-44). Singapore: Springer Singapore.
- Zhao, L., et al. (2022). Impact of environmental factors on reinforced concrete bridge deterioration. *Construction and Building Materials*, 313, 125454.
- Zhao, W., & Ye, J. (2021, December). Impact force characteristic and mechanical behavior of trucks in collisions against bridge piers. In *Structures* (Vol. 34, pp. 1489-1506). Elsevier.
- Zhu, W. (2014). Effet de la corrosion sur les propriétés mécaniques des armatures corrodées. Thèses.fr.

Références Bibliographique

Zhang, Y., Kim, T., Castel, A., & Xu, T. (2023). Thermal cracking in high volume of fly ash and GGBFS concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 17(1), 65.