

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Calcul du tablier du pont de OUED CORSO et étude de son renforcement par matériaux composites CFRP

Presenté par :

Chekai Khawla

Sous la supervision :

Dr.Djamila Cherid et Pr.Abdessemmed Mouloud

Composition du jury :

Président du jury	A. TADJADIT	MCB	ENP
Encadrante	D.CHERID	MCA	ENP
Co-Encadrant	M.ABDESSEMED	Pr	USDD
Examinatrice	H.MOHABEDDINE	MCA	ENP

ENP 2024

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Mémoire de projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Calcul du tablier du pont de OUED CORSO et étude de son renforcement par matériaux composites CFRP

Presenté par :

Chekai Khawla

Sous la supervision :

Dr.Djamila Cherid et Pr.Abdessemmed Mouloud

Composition du jury :

Président du jury	A. TADJADIT	MCB	ENP
Encadrante	D.CHERID	MCA	ENP
Co-Encadrant	M.ABDESSEMED	Pr	USDD
Examinatrice	H.MOHABEDDINE	MCA	ENP

ENP 2024

Remerciement

D'abord et avant toute chose, je remercie Dieu, le Clément et Miséricordieux, de m'avoir béni avec la santé, la patience et la paix pour achever ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma profonde gratitude à l'encadrante du présent travail, Mme CHERID. C'est grâce à son savoir et à son expertise inestimables, à son soutien constant et à la clairvoyance qu'elle m'a apportée que ce travail - le fruit de mon parcours académique quinquennal au sein de l'École nationale polytechnique - a vu la lumière.

Mes remerciements s'adressent également à mon co-encadrant, M. Abdessemed, pour sa confiance et d'avoir accepté de m'accorder le thème faisant l'objet de ce travail.

Mes vifs remerciements vont aussi aux membres du jury, au président M. Tadjadit et à mon examinatrice Mme Mohabeddine, pour avoir pris le temps d'évaluer mon travail. J'ai toujours été admiratrice de leur savoir érudit et de leur passion pour le génie civil.

Je saisis l'occasion afin de remercier tout mes enseignants pour leurs efforts tout au long de ce long parcours, visant toujours à nous fournir le meilleur en termes de matières académiques. Je remercie aussi de tout cœur tout le personnel du département ainsi que de l'École pour tout le travail acharné qu'ils fournissent pour notre institution.

Je ne pourrais terminer sans remercier l'entreprise ERROA, en particulier Mme Nessrine Bouhellali, et Mme Abdi de la DTP de la wilaya de Boumerdes

CHEKAI KHAWLA.

ملخص:

هدف هذا العمل هو دراسة سطح الجسر وادي قورصو، الواقع في ولاية بومرداس، المدعم على مستوى الروافد باستخدام مواد مركبة من ألياف الكربون (CFRP). المنشأ عبارة عن جسر بروافد متعددة من الخرسانة المسلحة يتكون من مقطعين متطابقين محددى السكون كل منهما بطول 18.00 متر باستخدام طريقة Guyon et Massonet، تم تقييم الجهود الداخلية وفقاً للأحمال المحددة في قانون RCPR. تم إجراء تحليل رقمي للسطح باستخدام برنامج ANSYS، وتمت مقارنة النتائج مع النتائج التحليلية. أخيراً تم إجراء تحليل رقمي بعد التدعيم بالمواد المركبة (CFRP) لتقييم الجهود الداخلية.

الكلمات المفتاحية: سطح الجسر، مواد مركبة، ألياف الكربون، جهود داخلية، تحليل رقمي، تدعيم.

Abstract

The aim of this work is to study the deck slab of the Oued Corso bridge, located in the province of Boumerdes, reinforced at the beam level with carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) composite materials. This structure is a multiple-girder reinforced concrete bridge, consisting of two identical isostatic spans, each 18.00 meters long. Using the Guyon and Massonnet method, the internal forces of the bridge were evaluated according to the loads prescribed by the RCPR code. Then, a numerical analysis of the deck was performed using ANSYS software, to make a comparison with the analytical results. Finally, a numerical analysis was carried out after the reinforcement with CFRP composite material to evaluate the internal efforts.

Key words : Deck slab, composite materials, carbon fibers, internal forces, numerical analysis, reinforcement.

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier le tablier du pont de Oued Corso, situé dans la wilaya de Boumerdes, renforcé au niveau des poutres avec des matériaux composites à base de fibre de carbone CFRP. Cet ouvrage est un pont à poutres multiples en béton armé, composé de 02 travées isostatiques identiques de 18,00 m chacune de longueur. Par la méthode de Guyon et Massonnet on a évalué les efforts internes du pont selon les chargements préconisés par le règlement RCPR. Puis, l'analyse numérique du tablier a été effectuée à l'aide du logiciel ANSYS et une comparaison avec les résultats analytiques a été faite. Ensuite, une analyse numérique a été réalisée après le renforcement par le matériau composite CFRP pour évaluer les efforts internes .

Mots clés : Tablier, matériaux composites, fibre de carbone, efforts internes, analyse numérique, renforcement .

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	

Liste des abréviations

Introduction générale	14
------------------------------	-----------

1 Les pathologies des ponts	17
------------------------------------	-----------

1.1	Introduction	18
1.2	Type de dégradation des structures en béton	18
1.3	Les facteurs de désordres dans les ponts	18
1.3.1	Les dégradations des matériaux	18
1.3.1.1	Le béton	18
1.3.1.1.1	Avant durcissement :	19
1.3.1.1.2	Après durcissement :	19
1.3.1.2	L'acier	19
1.3.2	Effets des charges et des sollicitations	19
1.3.2.1	Charges permanentes	19
1.3.2.2	Charges mobiles	20
1.3.3	Actions climatiques	20
1.3.3.1	La température	20
1.3.3.2	Action du vent	20
1.3.4	Actions accidentelles	21
1.3.4.1	Actions sismiques	21
1.3.4.2	Action mécanique de l'eau	21
1.3.4.3	Actions dues aux chocs	21
1.3.5	Erreurs de conception	22
1.3.6	Erreurs d'exécution et de mise en œuvre	22
1.3.7	Stratégies d'interventions	22
1.4	Méthodes de réparation conventionnelles	23
1.4.1	Les traitements de surface	23
1.4.1.1	Le ragréage	23
1.4.1.2	Les traitements de fissures	23
1.4.2	Les techniques de protection du béton et des armatures	24
1.4.2.1	La protection du béton	24
1.4.2.2	Les armatures d'acier	24
1.4.3	L'ajout de force	24
1.4.4	L'ajout de matière	25
1.4.4.1	Le béton projeté	25
1.4.4.2	Coulage ou injection de béton ou de mortier	25
1.4.4.3	Le chemisage (Jacketing) :	25

1.4.4.3.1	Chemisage avec armatures passives :	25
1.4.4.3.2	Chemisage en acier :	26
1.4.4.4	Les tôles collées	26
2	Les matériaux composites.	28
2.1	Introduction	29
2.2	Généralités sur les matériaux composites	29
2.3	Polymère renforcé de fibres de carbone CRFP	30
2.3.1	Les matrices	31
2.3.2	La fibre de carbone	32
2.3.2.1	Précurseur de la fibre de carbone	32
2.3.2.1.1	Comparaison entre les fibres Pict h et pan	32
2.3.3	Propriétés des matériaux CFRP	33
2.3.3.1	Avantages	33
2.3.3.2	Inconvénients et limitations	34
2.3.4	Applications des matériaux composites dans la construction de ponts modernes	34
2.3.4.1	Rétrospective historique	34
2.3.4.2	Panoramiques des applications modernes	35
2.4	Le renforcement des ponts	35
2.4.1	technique d'application	35
2.4.1.1	collage extérieur	35
2.4.1.2	Méthode du montage en surface NSM	36
2.4.2	Produit CFRP pour le renforcement	37
2.4.2.1	Lamelle de carbone	37
2.4.2.2	Tissu de fibre de carbone	38
2.4.2.3	Barre en CFRP	39
2.4.3	Mise en application	40
2.5	Défis de durabilité et futurs enjeux	40
3	Évaluation des efforts	42
3.1	Introduction	43
3.2	Présentation de l'ouvrage	43
3.3	Détermination des caractéristique du pont	43
3.3.1	La largeur roulable L_r	43
3.3.2	La largeur chargeable L_c	43
3.3.3	Le nombre de voie	43
3.3.4	La classe du pont	44
3.4	Évaluation des charges et surcharges	44
3.4.1	Charges hors trafic	44
3.4.1.1	Les poutres	44
3.4.1.2	La dalle	44
3.4.2	Les charges permanentes complémentaires	44
3.4.2.1	Couche de revêtement	44
3.4.2.2	Couche d'étanchéité	44
3.4.2.2.1	Le garde corps	45
3.4.2.2.2	Les corniches	45
3.4.2.3	Moment fléchissant	45
3.4.2.4	Effort tranchant	46
3.4.3	Charges de trafic	46
3.4.3.1	Système de charges A :	46

	3.4.3.1.1	Calcul du moment fléchissant	47
	3.4.3.1.2	Calcul de l'effort tranchant	47
	3.4.3.2	Système de charges B_c	47
	3.4.3.2.1	Calcul du coefficient de majoration dynamique	48
	3.4.3.2.2	Moment fléchissant	48
	3.4.3.2.3	Effort tranchant	48
	3.4.3.3	Système de charges B_t	48
	3.4.3.3.1	Évaluation du coefficient de majoration dynamique	48
	3.4.3.3.2	Moment fléchissant	48
	3.4.3.3.3	L'effort tranchant	49
	3.4.3.4	Système de charge B_r	49
	3.4.3.4.1	évaluation du coefficient de majoration dynamique	49
	3.4.3.4.2	Moment fléchissant	49
	3.4.3.4.3	Effort tranchant	50
	3.4.3.5	Charges militaires M_{c120}	50
	3.4.3.5.1	coefficient de répartition dynamique	50
	3.4.3.5.2	Moment fléchissant	51
	3.4.3.5.3	Effort tranchant	51
	3.4.3.6	convoi exceptionnel D_{240}	52
	3.4.3.6.1	Moment fléchissant	52
	3.4.3.6.2	Effort tranchant	52
	3.4.4	Récapitulatif des efforts calculés :	53
3.5		Répartition transversale des efforts	53
	3.5.1	Méthode de calcul	53
	3.5.2	Hypothèses de calcul	53
	3.5.3	Justification du choix de la méthode	54
	3.5.4	Calcul du paramètre d'entretoisement θ :	54
	3.5.5	Calcul du paramètre de torsion α :	55
	3.5.6	Abcisses des fibres étudiées :	55
	3.5.7	Répartition transversale des moments fléchissant :	56
	3.5.7.1	Coefficient de répartition transversal K :	56
	3.5.8	Calcul du coefficient de répartition transversal pour chaque chargement	58
	3.5.8.1	Charges A	58
	3.5.8.2	Charges MC_{120}	58
	3.5.8.3	convoi D_{240}	59
	3.5.8.4	Charges B_C	59
	3.5.8.5	Charges B_t	59
	3.5.8.6	Charges B_r	59
	3.5.9	Répartition de l'effort tranchant	59
	3.5.9.1	Coefficient de répartition transversal ϵ :	59
	3.5.10	Calcul des coefficients de répartition transversale pour chaque chargement	63
	3.5.10.1	En section courante	63
	3.5.10.1.1	Charges A	63
	3.5.10.1.2	Charges MC_{120}	63
	3.5.10.1.3	Charges D_{240}	63
	3.5.10.1.4	Charges B_C	63
	3.5.10.1.5	Charges B_t	64
	3.5.10.1.6	Charges B_r	64
	3.5.10.2	En section d'appui	64
	3.5.10.2.1	Charges A	64

3.5.10.2.2	Charges MC_{120}	64
3.5.10.2.3	convoi D_{240}	64
3.5.10.2.4	Charges B_C	65
3.5.10.2.5	Charges B_t	65
3.5.10.2.6	Charges B_r	65
3.5.11	Répartition des moments fléchissant et efforts tranchant dans les poutres	65
3.5.12	Combinaison de charge :	66
3.5.12.1	Combinaison de charges des moments fléchissant :	66
3.5.12.2	Combinaisons de charges des efforts tranchant	67
4	Modélisation numérique	68
4.1	Introduction :	69
4.2	Présentation du logiciel :	69
4.2.1	Étapes de la modélisation	69
4.3	Descriptif de la problématique	69
4.4	Modélisation :	69
4.4.1	type d'éléments utilisés :	69
4.4.2	Propriétés des matériaux	70
4.4.3	Le béton	70
4.4.4	Acier	71
4.4.5	Les matériaux composites	72
4.4.6	Modélisation du cas d'étude	73
4.5	Premier cas : sans renforcement	73
4.6	Deuxième cas : Après renforcement	75
	Conclusion générale et recommandations	77
	Bibliography	79
	ANNEXES	83
	ANNEXE A : Les lignes d'influence engendrées	84
	ANNEXE B : La méthode de Guyon Massonet	95

Liste des tableaux

2.1	Propriétés des matrices thermodurcissables.	32
2.2	Caractéristiques comparatives des fibres de carbone.	33
3.1	Récapitulatif des charges hors trafic.	45
3.2	Valeurs de A en fonction du nombre de voie chargée.	47
3.3	Valeurs des efforts dus au chargement B_t	49
3.4	Valeurs des efforts dus au chargement MC_{120}	51
3.5	Récapitulatif des efforts calculés.	53
3.6	Position des axes actifs et des poutres.	55
3.7	Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0.427$	57
3.8	Les valeurs de K_α pour $\theta = 0.427$	57
3.9	Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0.427$	57
3.10	Les valeurs de $K_{0.83}$ pour $\theta = 0.427$ pour chaque poutre.	57
3.11	Valeurs de K pour le chargement A.	58
3.12	Valeurs de K pour le chargement MC_{120}	58
3.13	Valeurs de K pour le chargement D_{240}	59
3.14	Valeurs de K pour le chargement B_c	59
3.15	Valeurs de K pour le chargement B_t	59
3.16	Valeurs de K pour B_r	59
3.17	Les valeurs de ϵ_1 pour $\theta = 0.427$	60
3.18	Les valeurs de ϵ_1 pour $\theta = 0.427$	60
3.19	Les valeurs de ϵ_0 pour $\theta = 0.427$	60
3.20	Les valeurs de $\epsilon_{0.83}$ en section courante. pour $\theta = 0.427$	61
3.21	Les valeurs de $\epsilon_{0.83}$ sur appui pour $\theta = 0.427$	61
3.22	Valeurs de ϵ pour le chargement A en section courante.	63
3.23	Valeurs de ϵ pour le chargement MC_{120}	63
3.24	Valeurs de ϵ pour le chargement D_{240}	63
3.25	Valeurs de ϵ pour le chargement B_c	63
3.26	Valeurs de ϵ pour le chargement B_t	64
3.27	Valeurs de ϵ pour B_r	64
3.28	Valeurs de ϵ' pour le chargement A en section courante.	64
3.29	Valeurs de ϵ' pour le chargement MC_{120}	64
3.30	Valeurs de ϵ' pour le chargement D_{240} en section courante.	64
3.31	Valeurs de ϵ' pour le chargement B_c	65
3.32	Valeurs de ϵ' pour le chargement B_t	65
3.33	Valeurs de ϵ' pour B_r	65
3.34	Récapitulatif des efforts tranchants maximaux en $X = 0$	65
3.35	Récapitulatif des moments fléchissants maximaux (KN).	66
3.36	Moment maximal sous combinaison de charges en (KN · m).	66
3.37	Efforts tranchants maximaux sous combinaison de charges en (KN).	67

4.1	Propriétés du béton pour L'élément solid 65.	71
4.2	Propriétés de l'élément link 180.	71
4.3	Propriétés du matériau composite de type CFRP 01.	72
4.4	Propriétés du matériau composite de type CFRP 02.	72
4.5	La comparaison entre les résultats analytiques et numériques pour l'effort tranchant.	74
4.6	la comparaison entre les résultats analytiques et numériques pour le moment fléchissant.	74
4.7	Comparaison des moments fléchissants maximaux avant et après application d du CFRP.	75
4.8	Comparaison des efforts tranchants maximaux avant et après application du CFRP.	75

Liste des figures

1.1	Schéma récapitulatif des dégradations des structures en béton armé [1]. . .	18
1.2	Colonnes de pont endommagées par la corrosion de l'acier de renforcement en raison d'un environnement sévère [7].	19
1.3	Rupture en flexion à la base de la pile de pont du Hanshin Expressway lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [11].	21
1.4	Stratégie d'intervention sur un ouvrage en béton armé [1].	22
1.5	Différentes techniques de projection de béton.	25
1.6	Renforcement par chemisage métallique de piliers de ponts circulaires. . . .	26
1.7	Chemisage par armatures passives d'un poteau.	26
1.8	Application de la tôle d'acier.	27
2.1	Différents constituants d'un matériau composite [21]	29
2.2	Comparaison schématique des caractéristiques contrainte-déformation pour les composites FRP et l'acier [24].	30
2.3	Tendances du marché des fibres de carbone et taux de croissance annuel composé (CAGR) des applications des fibres de carbone (Toray) [26]. . . .	30
2.4	Schéma représentatif de la structure d'un FRP [29].	31
2.5	Comparaison entre la fibre de carbone et un cheveu humain [31]	32
2.6	Structure microscopique d'une fibre de carbone [18].	32
2.7	Le premier pont en matériaux composites FRP à Ginzi, Bulgarie [22]. . . .	34
2.8	Schéma récapitulatif des applications des composites CPRF dans la construction de ponts.	35
2.9	Juliana Bridge in Zaanstad, the Netherlands	36
2.10	Exemple d'éléments modulaires en matériaux composites pour la construction de tablier.	36
2.11	Application de la méthode de collage extérieur pour la réparation d'un pont [55].	36
2.12	Application de la méthode NSM.	37
2.13	Représentation schématique d'un stratifié montrant l'empilement des couches [18].	37
2.14	lamelles de carbone appliquées pour renforcement	38
2.15	Chaine et trame d'un tissu de matériaux composite [52].	38
2.16	Tissu de fibre de carbone.	39
2.17	Caractéristiques des tissus de carbone Sika-wrap.	39
2.18	Barre en CFRP.	40
3.1	Répartition longitudinale des charges hors trafic.	45
3.2	Répartition longitudinal du chargement A.	47
3.3	Disposition longitudinale de camion B_c	47
3.4	Disposition transversale de camion B_c	47
3.5	Système de charge B_t	48

3.6	Position du chargement B_t	49
3.7	Système de charge B_r	49
3.8	Position longitudinale de B_r pour le calcul du moment fléchissant.	50
3.9	Position de la charge B_r pour le calcul de l'effort tranchant.	50
3.10	caractéristiques du système MC_{120}	50
3.11	Position du chargement de MC_{120} pour le calcul du moment fléchissant.	51
3.12	Position du chargement de MC_{120} pour le calcul de l'effort tranchant.	51
3.13	caractéristiques d'un convoi D_{240}	52
3.14	Posiiton du convoi D_{240}	52
3.15	Positions des axes actifs et des poutres.	56
3.16	Lignes d'influence de K en section d'appui des poutres I, II, III.	58
3.17	Lignes d'influence de ϵ en section d'appui des poutres I, II, III.	62
3.18	Lignes d'influence de ϵ en section d'appui des poutres I, II, III.	62
4.1	Titre de la première image	70
4.2	linkmyawth	70
4.3	Élément 3D Solid 185 avec ces deux modes : (a) structural;(b) layered.	70
4.4	Vue de coté du tablier.	73
4.5	Détails au niveau des appuis.	73
4.6	La discrétisation du tablier et l'application des conditions aux limites.	73
4.7	Tablier en 3D.	73
4.8	Application des renforcement au niveau de la poutre.	75
4.9	les ordonnées maximales pour le système de charges B_t pour la poutre II.	84
4.10	L'ordonnée maximale pour le système de charge B_r pour la poutre II.	84
4.11	les ordonnées maximales pour le système de charge B_c pour la poutre II.	85
4.12	L'air maximale sous les lignes d'influence pour le système de charge A pour la poutre II.	85
4.13	L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge D_{240} pour la poutre II.	85
4.14	L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge MC_{120} pour la poutre II	86
4.15	L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge A pour la poutre I	86
4.16	L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge D_{240} pour la poutre I	87
4.17	L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge MC_{120} pour la poutre I	87
4.18	Les ordonnées maximales sous l'effet du système de chargement BT de la poutre I.	87
4.19	Les ordonnées maximales sous l'effet du système de chargement B_c de la poutre I.	88
4.20	L'ordonnée maximale sous l'effet du système B_r de la poutre I.	88
4.21	L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge D_{240} pour la poutre III.	88
4.22	Les ordonnées maximales sous l'effet du chargement B_t pour la poutre III.	89
4.23	Les ordonnées maximales sous l'effet du chargement B_c pour la poutre III.	89
4.24	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge A pour la poutre I	90
4.25	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge D_{240} pour la poutre I	90

4.26	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge <i>MC120</i> pour la poutre I	91
4.27	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge <i>A</i> pour la poutre II	91
4.28	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge <i>D240</i> pour la poutre I	92
4.29	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge <i>MC120</i> pour la poutre II	92
4.30	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge <i>A</i> pour la poutre III	93
4.31	L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge <i>D240</i> pour la poutre III	93
4.32	L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge <i>MC120</i> pour la poutre III	94

Liste des abréviations

FRP	Fiber reinforced polymer
MEF	Méthode des éléments finis
BA	Béton armé
TFC	Tissu de fibre de carbone
CFRP	Carbon fiber reinforced polymers
GFRP	Glass fiber reinforced polymers
EB	Externally bonded
NSM	Near surface method

Introduction générale

Le génie civil une passerelle reliant le passé au présent, incarne l'ingéniosité humaine, et les ponts en sont l'un de ses emblèmes. Le premier pont était peut-être un simple tronc d'arbre, qui, à la suite d'intempéries ou par coïncidence, reliait les deux rives d'un cours d'eau, permettant à l'humain de franchir l'obstacle et de découvrir l'autre côté. Ainsi, partant de cette étincelle de curiosité, nous sommes arrivés aux ouvrages monumentaux que nous connaissons aujourd'hui. Ce développement époustoufflant a évolué autour de plusieurs axes sociaux et économiques, la technologie des matériaux de construction étant l'un des plus déterminants, marquant la transition des ponts en pierre comme ceux de Sant'Angelo et Milvio aux célèbres ponts de la Concorde et du London Bridge.

La construction de ponts fut l'une des premières branches du génie civil à connaître l'introduction de matériaux avancés tels que les composites, notamment les matériaux composites à base de fibres, dits FRP (*Fiber Reinforced Polymers*). Vers les années 1940, les premiers polymères renforcés de fibres de verre (GFRP) furent introduits. Bien que cette étape ait été tardive en génie civil comparativement à d'autres branches de l'ingénierie comme l'aérospatiale et la construction maritime, l'introduction de ces matériaux a connu un développement dynamique, marqué par l'arrivée des polymères renforcés de fibres de carbone. Les caractéristiques remarquables de la fibre de carbone ont conduit à diverses applications dans les ponts.

Contexte et problématique

Les ponts, étant des ouvrages cruciaux dans l'infrastructure du réseau routier, sont soumis à des charges mobiles et variables considérables, en plus des agressions climatiques, ce qui contribue à l'usure et à la fatigue des éléments structuraux. En dehors des méthodes conventionnelles de réparation existantes, le renforcement avec des matériaux composites à base de matrice polymérique renforcée de fibres de carbone s'avère une solution incontournable et de plus en plus répandue aujourd'hui.

Objectifs de l'étude

Dans le cadre de ce travail, nous viserons à étudier le tablier du pont de OUED CORSO au niveau de la wilaya de BOUMERDES, le cas d'étude étant renforcé de matériaux composite CFRP à savoir des tissus de fibre de carbone ainsi que des lamelles.

Plan de l'étude

L'étude sera divisée en chapitres structurés ainsi :

- **Une introduction générale**
- **Chapitre 1 :** Dans ce chapitre, nous explorerons les diverses pathologies de dégradation des structures en béton armé ainsi que les méthodes conventionnelles de réparation.
- **Chapitre 2 :** Ce chapitre permettra de découvrir les matériaux composites de manière générale, en se focalisant plus précisément sur les CFRP (*polymères renforcés de fibres de carbone*), en explorant les caractéristiques de ces matériaux ainsi qu'une revue littéraire sur leur utilisation en génie civil, en mettant en lumière leur application dans le renforcement.
- **Chapitre 3 :** Ici, nous effectuerons un calcul du tablier, en commençant par une descente de charges pour arriver à la répartition des efforts longitudinalement et transversalement.

- **Chapitre 4** : Ce chapitre portera sur une étude numérique à l'aide d'un logiciel commercial, afin de modéliser le problème étudié avant et après renforcement.

Nous terminerons par une conclusion générale et des recommandations.

Chapitre 1

Les pathologies des ponts

1.1 Introduction

Les ponts en béton armé, piliers de notre infrastructure routière, sont soumis aux assauts du temps et des éléments, ce qui les rend vulnérables à la dégradation. Comprendre les mécanismes de cette dégradation s'avère important pour garantir leur sécurité, leur durabilité et leur performance à long terme. Ce chapitre s'engage à explorer les causes sous-jacentes, les manifestations spécifiques, les méthodes d'inspection et de réparation traditionnelles des ponts en béton armé, afin d'assurer la continuité des services de transport essentiels et la sécurité des usagers.

1.2 Type de dégradation des structures en béton

Durant le cycle de service d'une structure en béton armé, plusieurs dégradations peuvent apparaître, dues à diverses causes que nous aborderons dans une section prochaine. Ces dégradations diffèrent par leurs raisons d'apparition et leur degré de dangerosité. L'étude de ces dégradations s'inscrit dans le cadre des recherches actuelles sur la durabilité du béton. En 2023, plus de 2 000 articles scientifiques ont été publiés sur ce sujet, soulignant son importance et son actualité. On pourrait regrouper ces dégradations en quatre familles principales, selon les dommages visibles pour un observateur, représenté sur la figure

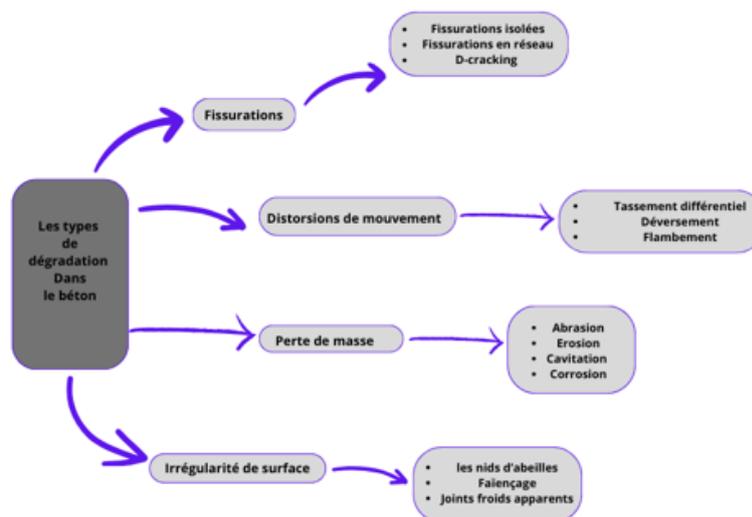


FIGURE 1.1 – Schéma récapitulatif des dégradations des structures en béton armé [1].

1.3 Les facteurs de désordres dans les ponts

1.3.1 Les dégradations des matériaux

1.3.1.1 Le béton

Les facteurs pouvant influencer le comportement du béton sont multiples. Ces facteurs catalyseurs, dus à des interventions humaines ou à des causes environnementales incontrôlables, peuvent apparaître ou réapparaître tout au long du cycle de vie du béton. Nous allons découvrir ces derniers dans ce qui suit :

1.3.1.1.1 Avant durcissement : La période plastique dans le béton conventionnel est dominée par deux variations de volume : le tassement plastique et le retrait plastique. Les fissurations causées par ces deux phénomènes sont considérées problématiques en raison de l'interaction complexe entre ces fissures. La fissuration due au tassement plastique présente de multiples fissures de surface de traction et des fissures induites par le cisaillement sous la surface, tandis que celles dues au retrait plastique montrent un réseau de fissures bien défini qui se forme soudainement sur toute l'épaisseur du béton. Lorsqu'elles sont combinées, un élargissement important des fissures peut se produire bien avant ce qui est normalement attendu, en raison de la synergie négative entre ces deux types de fissures [2], [3].

1.3.1.1.2 Après durcissement :

- **Pathologie d'ordre physique :**
 - Le phénomène de gel-dégel.
 - L'abrasion et l'érosion.
 - Le retrait de séchage.
- **Pathologie d'ordre chimique :**
 - La carbonatation du béton.
 - Attaque des sulfates.
 - Attaque des chlorures.
 - Réactions alcali-granulat.

1.3.1.2 L'acier

La corrosion est fatale pour une structure en béton armé, puisqu'elle affecte directement l'adhérence entre l'acier et le béton, une caractéristique primordiale pour assurer l'intégrité d'une structure en béton armé. L'acier corrodé, dit passif, est dû aux réactions de carbonatation ou aux attaques agressives des ions chlorure, qui le dénudent de la couche protectrice de béton [4] [5], comme le montre la figure 1.2. Cela provoque une dilatation de 2 à 6 fois le volume de l'acier, ce qui peut engendrer par la suite des fissurations dans la structure [6].



FIGURE 1.2 – Colonnes de pont endommagées par la corrosion de l'acier de renforcement en raison d'un environnement sévère [7].

1.3.2 Effets des charges et des sollicitations

1.3.2.1 Charges permanentes

- Principalement dues aux erreurs commises lors de l'estimation des caractéristiques des matériaux et des équipements utilisés sur le pont.

- Le renouvellement des équipements du pont, sans une bonne estimation du poids requis.

1.3.2.2 Charges mobiles

- Une cause majeure du vieillissement des matériaux de chaussée, étant donné leur caractère continu et variable.
- Risque d'amplification dynamique élevée des effets des charges du trafic, notamment au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, par exemple, près des joints de dilatation aux extrémités du pont.

1.3.3 Actions climatiques

1.3.3.1 La température

La température peut endommager le béton de plusieurs manières. On cite ci-dessous les cas les plus impactants :

- Dans la plupart des processus chimiques, la température augmente la cinétique des réactions. Ce phénomène s'applique spécifiquement au béton durci, ce qui explique pourquoi certaines structures situées dans des régions chaudes se dégradent plus rapidement que celles situées dans des régions froides et tempérées. De plus, elle constitue un facteur clé à considérer dans l'évaluation de la durabilité des structures en béton armé. Elle influence la pénétration des chlorures, un facteur majeur de la corrosion de l'acier, et affecte également divers paramètres de corrosion, tels que le potentiel de corrosion et le taux de corrosion [8].
- La répartition non uniforme de la température, due à la variation des couches de revêtement utilisées en termes d'épaisseur, de couleurs et de matières premières dans un tablier de pont, implique la création d'un gradient thermique qui se traduit par une différence de température entre la fibre supérieure, la plus chaude, et la fibre inférieure du tablier. Par simplification, la variation de température entre les fibres extrêmes du tablier est supposée linéaire. Ses effets sont évalués à partir du module de déformation instantané. Sous l'effet de ce gradient thermique, la fibre la plus chaude est donc plus dilatée que la fibre la plus froide, ce qui tend à cambrer la structure. Les liaisons hyperstatiques, en s'opposant à ces déformations, créent des efforts dans la structure.

1.3.3.2 Action du vent

- L'étude aérodynamique des ponts reste à ce jour l'une des problématiques les plus complexes. C'est une étape cruciale pour assurer la pérennité et la durabilité de l'ouvrage. L'essai en soufflerie est l'un des moyens utilisés pour mener une telle étude.
- Les efforts à prendre en compte dans les calculs sont définis comme des pressions statiques équivalentes appliquées aux surfaces frappées. Cette action ne doit pas être cumulée avec les charges de chaussée ou de trottoir.
- Le vent peut jouer le rôle d'un facteur de dégradation en transportant les particules de chlorure, notamment en milieux marins. De plus, il peut agir comme catalyseur lors de la formation des sels dans le béton. Le taux de dépôt de chlorure en surface est un facteur crucial lors de l'initiation de la corrosion dans le béton armé [9].

1.3.4 Actions accidentelles

1.3.4.1 Actions sismiques

Bien que les pratiques paraparasismiques évoluent en permanence grâce aux enseignements tirés des tremblements de terre, aux essais en laboratoire et aux études analytiques, ce sont historiquement les dommages observés sur les ponts lors des séismes qui ont le plus souvent motivé ces changements [10].

La conception parasismique des ponts s'inspire de multiples facteurs, dont le plus évident est la proximité de la faille. Les ingénieurs s'efforcent de garantir la continuité structurale en employant des dispositifs parasismiques constructifs afin d'éviter leur rupture par flexion ou cisaillement [11].



FIGURE 1.3 – Rupture en flexion à la base de la pile de pont du Hanshin Expressway lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [11].

1.3.4.2 Action mécanique de l'eau

- Les vagues et les marées ont un impact direct sur la dégradation des structures en béton armé. Elles influencent la concentration des composés chimiques et la quantité de matériaux en suspension, provoquant ainsi une érosion ou une attaque chimique des structures [12].
- En plus de l'attaque chimique causée par l'eau de mer, les vagues contribuent à la dégradation des structures en béton par l'usure superficielle, comme c'est le cas des piles de pont implantées en milieu maritime, en raison de leur impact continu. La variation des marées influence les cycles de mouillage et de séchage, rendant cette zone particulièrement agressive pour le béton [13].
- L'impact mécanique de l'eau sur les structures en milieu aquatique se manifeste principalement par l'affouillement, un phénomène d'érosion du lit de la rivière causé par les mouvements tourbillonnaires induits par la présence d'obstacles tels que les piles de pont. Ce phénomène représente un danger potentiel pour la stabilité des ouvrages, car il peut déchausser leurs fondations. L'intensité de l'affouillement est directement liée à la vitesse du courant, il est à noter que de tels endommagements apparaissent en milieu maritime, plus particulièrement.

1.3.4.3 Actions dues aux chocs

- Les chocs des véhicules sur les dispositifs de retenue.
- Les chocs des véhicules sur les piles de pont.
- Les chocs des bateaux sur les piles.

1.3.5 Erreurs de conception

- Choix d'un type d'ouvrage inadéquat, eu égard au sol de fondation ou à la nature de l'obstacle à franchir.
- Modélisation insuffisante de structures complexes.
- Absence ou insuffisance d'étanchéité et d'un système d'évacuation de l'eau hors de l'ouvrage.
- Non-conformité, ou le manque de rigueur vis-à-vis des règlements en vigueur.
- Sous-estimation des actions et des combinaisons d'actions.
- Erreurs dans l'introduction des données dans un calcul automatique.

1.3.6 Erreurs d'exécution et de mise en œuvre

- Une mauvaise formulation du béton pouvant se déclencher, par exemple, à cause d'un mauvais ratio E/C ou d'un ajout incontrôlé d'adjuvant.
- Une mauvaise vibration du mélange, soit trop brève ou pas assez puissante, provoquant des défauts d'homogénéité ; soit très excessive, risquant la ségrégation dans le mélange, particulièrement dans les bétons assez fluides.

1.3.7 Stratégies d'interventions

Dans ce qui suit, nous proposons un schéma qui résume les étapes primordiales de la stratégie d'intervention lors de la réparation d'une structure en béton armé :

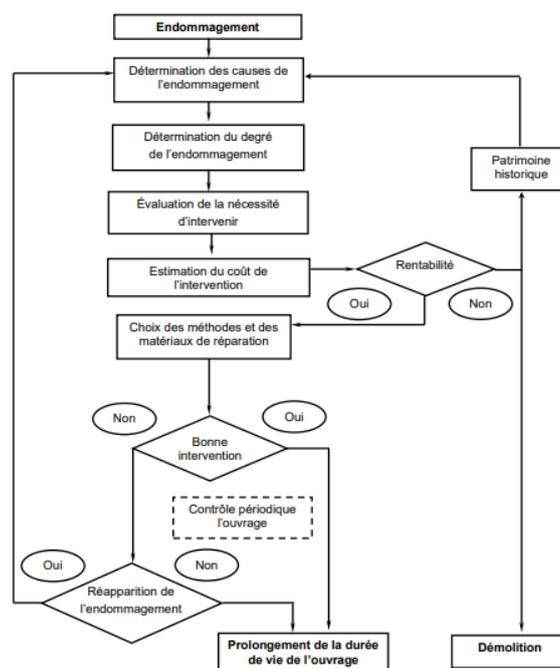


FIGURE 1.4 – Stratégie d'intervention sur un ouvrage en béton armé [1].

Le schéma ci-dessus 1.4 illustre de manière simpliste les étapes primordiales d'intervention pour la réparation d'un ouvrage. Plusieurs facteurs sont pris en considération, notamment l'importance de ce dernier, ainsi que la faisabilité sur les plans financier et technique. Le diagnostic d'une structure, c'est-à-dire l'évaluation du degré de gravité des endommagements, constitue une étape décisive. Plusieurs méthodes existent pour évaluer divers types d'endommagement, et elles se divisent en deux catégories majeures [14] :

- Méthodes non destructives :
 - Relevé visuel.
 - L’auscultation sonique.
 - Scléromètre.
 - L’analyse du ferrailage.
- Méthodes destructives :
 - Test à la carbonatation.
 - Carottage d’éléments.
 - Potentiel de corrosion.
 - Prélèvement d’aciers.

1.4 Méthodes de réparation conventionnelles

1.4.1 Les traitements de surface

1.4.1.1 Le ragréage

Le ragréage est une méthode qui consiste à appliquer des produits réparateurs en couche fine sur la surface abîmée. Les procédures les plus courantes incluent l’hydro-démolition, le décapage par marteau pneumatique, voire, dans des cas extrêmes, le brise-béton, le sablage au jet et le décapage thermique.

Les produits de ragréage peuvent être classés en trois catégories principales :

- À base de résines de synthèse : composés de sable (dans le cas de mortiers), de polymères organiques réactifs additionnés d’adjuvants spécifiques et éventuellement de charges minérales. Les produits les plus couramment utilisés sont ceux à base de résines époxydiques.
- Produits mixtes : composés de ciment et de polymère organique réactif. Leur application nécessite une préparation préalable de la surface pour assurer une adhésion optimale en créant un support propre et rugueux.

1.4.1.2 Les traitements de fissures

Le choix de la technique dépend de la nature des fissurations, de leur tracé géométrique et de leur taille. On distingue deux catégories de traitement des fissures :

- Le traitement de surface superficiel vise à rétablir la surface fissurée pour assurer une bonne étanchéité et protéger les armatures contre la corrosion, principalement causée par l’infiltration d’eau et d’autres agressions extérieures. Pour ce faire, plusieurs méthodes existent, notamment le calfeutrement, l’imprégnation et le pontage.
- Le traitement dans la masse consiste en l’injection de produits durcissants dans les fissures. Sa mise en œuvre implique l’injection de la substance réparatrice de l’intérieur vers l’extérieur après obturation de la partie visible de la fissure. Cependant, cette solution n’est pas toujours possible, comme dans le cas des fissures traversantes aveugles où l’intervention ne peut se faire que sur une seule face. Dans ce cas, la méthode la plus couramment utilisée consiste à ajuster progressivement la viscosité du produit injecté en l’épaississant au fur et à mesure de l’injection, jusqu’à atteindre la pression dite de ”refus” où le liquide cesse de s’écouler.

1.4.2 Les techniques de protection du béton et des armatures

1.4.2.1 La protection du béton

Lorsque l'enrobage des aciers est trop poreux ou d'épaisseur insuffisante, ou lorsque l'environnement est particulièrement agressif, il est souvent nécessaire d'appliquer un traitement de protection du béton. Une telle protection peut également être appliquée à un mortier fraîchement déposé pour le protéger contre les agressions atmosphériques, les fondants, l'eau de mer, les attaques chimiques ou bactériologiques, ou tout simplement pour prévenir la pénétration de l'eau, assurant ainsi une plus grande durabilité de la réparation. Ces techniques de protection peuvent se résumer en quatre familles principales [15] :

- Les hydrofuges de surface.
- Les minéralisateurs.
- Les peintures.
- Les revêtements minces à base de liant hydraulique modifié ou à base de polymère.

1.4.2.2 Les armatures d'acier

Afin de protéger les armatures, plusieurs méthodes sont préconisées, telles que :

- Protection cathodique : une technique électrochimique utilisée pour protéger les métaux et l'acier de la corrosion. Elle consiste à imposer un courant électrique passant de l'enrobage vers les armatures afin de diminuer le potentiel chimique des armatures jusqu'à ce qu'elles deviennent inertes, c'est-à-dire ayant une vitesse de corrosion négligeable.
- Les inhibiteurs de corrosion : ce sont des composés chimiques à base de nitrites ou de benzoates de sodium, qui prolongent la passivité de l'acier dans le béton en présence d'agents agressifs, lorsqu'ils sont appliqués sur les barres d'acier.
- Revêtement des armatures : cette technique est plus pratique et consiste à protéger l'acier par un revêtement organique de polymères tels que les résines époxy ou par un revêtement métallique comme le zinc.

1.4.3 L'ajout de force

Cette méthode utilise des armatures précontraintes telles que des câbles ou des barres pour restaurer l'état de service initial d'un ouvrage endommagé ou l'adapter à un nouvel état de fonctionnement. Cependant, pour être efficace, elle nécessite généralement un traitement préalable des fissures par injection, car elle ne peut pas refermer les fissures par elle-même. Il existe plusieurs approches de cette méthode, notamment :

- **Renforcement des ouvrages en flexion** : On applique ce renforcement en particulier dans les tabliers de ponts pour augmenter leur résistance à la flexion. Le tracé des câbles précontraints additionnels peut être rectiligne ou polygonal. On peut soit renforcer et/ou réparer les éléments porteurs (poutres, dalles, caissons, etc.) ou les éléments secondaires (entretoises, éléments de tablier).
- **Renforcement des ouvrages vis-à-vis de l'effort tranchant** : Lorsque le problème majeur dans une structure en béton précontraint est celui de l'effort tranchant, et si l'inclinaison de câbles de précontrainte additionnelle n'est pas possible, on recourt à l'emploi d'étriers actifs, verticaux et constitués de fils, de barres ou de mono torons.

1.4.4 L'ajout de matière

L'ajout de matière est la technique la plus répandue dans la réparation des ouvrages en béton armé. Ci-dessous, les méthodes les plus utilisées :

1.4.4.1 Le béton projeté

C'est un procédé qui consiste à projeter des jets de béton avec une force assez importante, idéal pour les surfaces verticales et les plafonds. Le béton réparé sera plus dense, homogène et imperméable, ayant une sur-épaisseur moins poreuse, plus durable et peu sensible aux attaques chimiques. La résistance en compression du béton projeté a, selon la norme **NBN EN 14487-1**, un minimum de 40 MPa. Il existe deux techniques de projection :

- **Projection à voie sèche.**
- **Projection à voie mouillée.**

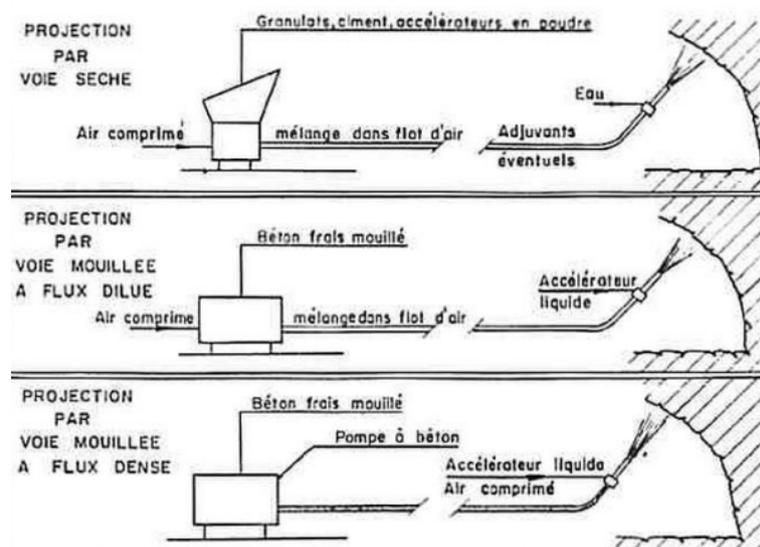


FIGURE 1.5 – Différentes techniques de projection de béton.

1.4.4.2 Coulage ou injection de béton ou de mortier

Lorsque le volume de béton à restaurer est significatif ou d'une épaisseur considérable (au moins 5 à 10 cm), les techniques de ragréage ou de béton projeté peuvent être inappropriées pour des raisons techniques ou économiques. Une méthode utilisée pour restaurer une partie de la structure endommagée est le coulage ou l'injection de béton, de mortier ou de coulis. Exemple technique de béton autocollant.

1.4.4.3 Le chemisage (Jacketing) :

Le recours aux gaines s'avère particulièrement adapté pour la réfection des poteaux, piles et pieux endommagés. Cette technique consiste à restituer la section d'un élément en service (surtout lorsqu'il est soumis à la compression) en ajoutant des gaines. De différents matériaux, on distingue [16] :

1.4.4.3.1 Chemisage avec armatures passives : Cette technique consiste à augmenter la section du poteau en coulant une nouvelle couche de béton armé ou de mortier sur tout ou partie de sa longueur, après ajout d'un grillage d'armatures longitudinales et transversales à l'élément. La nouvelle section est reliée à la section d'origine par des armatures d'ancrage

ou des boulons haute résistance. Bien que cette technique améliore la performance sismique du poteau en termes de capacité portante, de résistance à la flexion et de ductilité, elle présente certains inconvénients :

- Coût élevé et temps de mise en œuvre important.
- Amélioration de la ductilité limitée en raison de la fragilité du béton.
- Modification de la section transversale du poteau, affectant la masse, la rigidité et la période naturelle de la structure, augmentant ainsi les demandes sismiques.

1.4.4.3.2 Chemisage en acier : Le chemisage en acier est la technique la plus largement mise en œuvre, principalement en Californie et au Japon. Il est principalement utilisé pour les sections circulaires. Le rayon interne de la chemise est généralement de 12,5 à 25 mm plus grand que le rayon de la section. Une chemise est typiquement composée de deux demi-sections circulaires en acier soudées verticalement le long de la hauteur du pilier. Un matériau de remplissage à base de ciment (coulis ou béton) est injecté entre la section d'origine et la chemise en acier pour assurer un comportement composite. Un espace d'environ 50 mm est laissé entre la base de la chemise et le sommet de la fondation. Cet espace est introduit pour permettre la formation d'une rotule plastique à la base du pilier sans augmentation significative de sa rigidité et de sa résistance latérales. Sans cet espace, la fondation serait fortement sollicitée en raison de l'augmentation de la résistance au cisaillement et à la flexion au niveau de la liaison fondation-colonne [17].

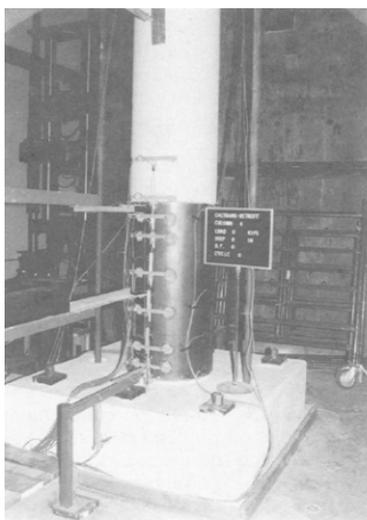


FIGURE 1.6 –
Renforcement par
chemisage métallique de
piliers de ponts
circulaires.



FIGURE 1.7 –
Chemisage par
armatures passives d'un
poteau.

1.4.4.4 Les tôles collées

Le renforcement de structure par plats métalliques consiste à coller des plats en acier sur les faces tendues de structures en béton armé. La colle est une résine époxy appliquée avec une épaisseur de 0,5 à 1 mm, et les tôles d'acier, de qualité courante, ont une épaisseur normalement limitée à 3 mm. En dépit de l'efficacité qu'a prouvée cette méthode, elle reste tout de même très coûteuse et nécessite beaucoup de précautions.

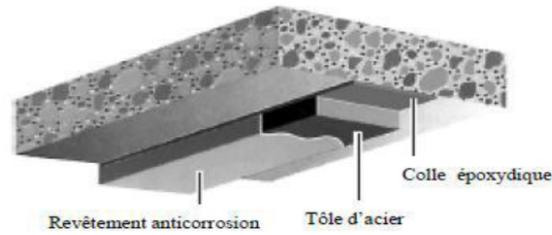


FIGURE 1.8 – Application de la tôle d'acier.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de découvrir l'ensemble des facteurs pouvant mettre en péril une structure en béton, notamment un pont, ainsi que les pathologies pouvant se manifester à cause de ces facteurs. La connaissance de ces facteurs fera, par la suite, le fondement d'une évaluation appropriée de l'ouvrage endommagé. Autrement dit, il s'agit d'évaluer l'ensemble des dégâts et leur degré de gravité pour choisir une ou plusieurs techniques de réparation requises.

Chapitre 2

Les matériaux composites.

2.1 Introduction

Ce chapitre offre une revue littéraire sur la technique de renforcement avec les matériaux composites CFRP qui constitue le cœur de ce travail .Pour ce faire nous optons pour un cheminement hiérarchique structuré. Nous débuterons , par explorer en vigueur les divers spécificités de ces matériaux, qui ne sont qu'une niche aux sein du vaste paradigme des matériaux composites, un terme relativement récent en génie civil. Nous analyserons les raisons de l'intérêt croissant pour ces derniers ainsi que leurs applications variées dans les ponts en se focalisant sur la réparation et le renforcement. Enfin, nous mettrons en lumière les défis liés à la durabilité, une problématique qui constitue un axe de recherche de plus en plus prégnant.

2.2 Généralités sur les matériaux composites

Qu'est-ce qu'un matériau composite ? D'une définition littéraire, le béton en serait un exemple par excellence. Cependant, dans le jargon de la science des matériaux, un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux de natures différentes. Leur association est complémentaire et permet d'aboutir à un matériau dont les performances recherchées sont supérieures à celles des composants pris séparément. Un matériau composite est généralement constitué d'une ou plusieurs phases discontinues réparties dans une phase continue. La phase discontinue, appelée renfort ou matériau renforçant, est habituellement plus dure et possède des propriétés mécaniques supérieures à celles de la phase continue, appelée matrice. Entre le renfort et la matrice, existe une zone de liaison appelée interface [18] [19] [20].

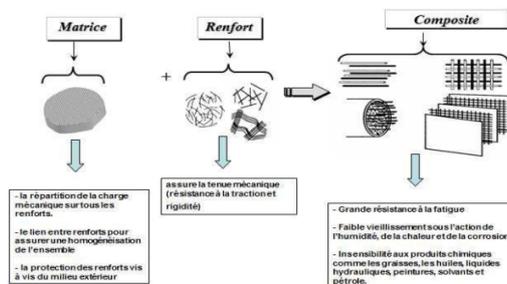


FIGURE 2.1 – Différents constituants d'un matériau composite [21] .

Le comportement mécanique des matériaux composites est gouverné par plusieurs facteurs principaux, tels que le type et la nature des fibres de renfort, le type de matrice et la fraction volumique des constituants. Les matériaux composites constituent un paradigme large, qui s'élargit encore en fonction de la typologie de chaque constituant. De nouveaux matériaux se créent, avec des matrices métalliques, organiques ou minérales, et des fibres variant par leur matière première ainsi que par leur géométrie [25].

Dans la littérature spécialisée, notamment en génie civil, les composites à fibres restent le type le plus utilisé, et les fibres rencontrées sont : le verre, qui reste la fibre la plus utilisée en génie civil avec un pourcentage de 90 %, le carbone, l'aramide et le basalte. Ci-dessous, une comparaison entre ces derniers et l'acier ordinaire couramment utilisé. Cependant, dans le cadre de cette étude, puisque nous nous focaliserons sur les CFRP, la fibre de carbone est celle qui nous intéresse davantage [22] [23]. La figure ci-dessous présente une comparaison entre ces derniers et l'acier ordinaire couramment utilisé .

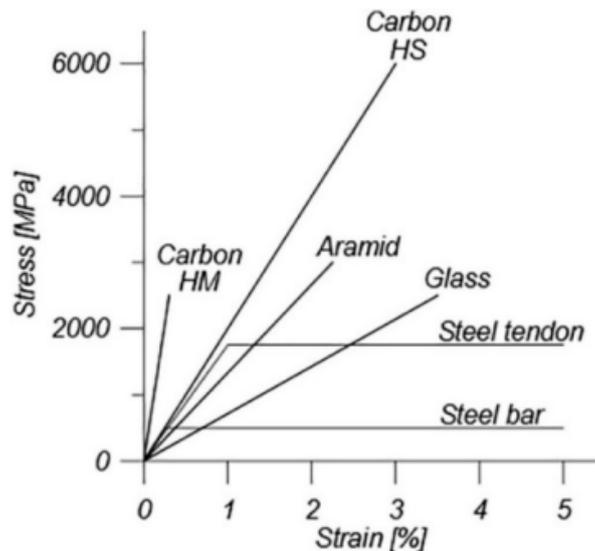


FIGURE 2.2 – Comparaison schématique des caractéristiques contrainte-déformation pour les composites FRP et l’acier [24].

Les fibres de carbone, bien que relativement récentes en génie civil, connaissent une expansion rapide dans des secteurs tels que l’automobile, l’aérospatiale et les énergies renouvelables. En 2023, le marché des fibres de carbone était estimé à 4,7 milliards USD, avec un taux de croissance annuel de 10 à 11 %. L’étude de ce matériau devient primordiale pour les ingénieurs civils, car elle offre une opportunité de révolutionner les méthodes de construction modernes, en particulier pour des infrastructures plus durables et performantes.



FIGURE 2.3 – Tendances du marché des fibres de carbone et taux de croissance annuel composé (CAGR) des applications des fibres de carbone (Toray) [26].

2.3 Polymère renforcé de fibres de carbone CRFP

. Les polymères renforcés à base de fibres de carbone (CRRP) sont des matériaux composites constitués d’une matrice de polymères (résines époxy, polyester ou vinyle ester) renforcés par des fibres de carbone. Les fibres supportent les charges appliquées et confèrent rigidité et solidité au composite. Les fibres continues sont principalement privilégiées dans

les domaines de la construction. Quant à la matrice, elle assure la liaison simultanée des fibres, transmet la charge à celles-ci et les protège des dommages potentiels ainsi que des agressions extérieures [27] [28].

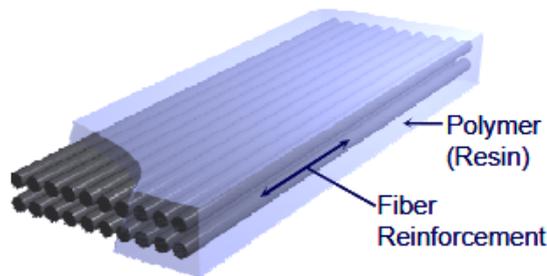


FIGURE 2.4 – Schéma représentatif de la structure d'un FRP [29].

2.3.1 Les matrices

Il existe plusieurs types de matrices polymères qui peuvent être utilisées dans les composites. De manière générale, pour les CFRP, ces dernières peuvent être regroupées en deux catégories principales, à savoir : les thermoplastiques et les thermodurcissables. Cependant, pour la quasi-totalité des applications de génie civil, les matrices thermodurcissables sont les plus utilisées. Dans ces dernières, les chaînes moléculaires sont réticulées et possèdent des liaisons fortes. Cela signifie qu'une fois que le polymère thermodurcissable est durci après polymérisation, il ne peut plus être remodelé en une forme différente. Les excellentes propriétés d'adhérence et la faible viscosité des résines thermodurcissables permettent une mise en place facile des fibres dans le système composite FRP. Les résines thermodurcissables incluent :

- **Polyester** : ce sont les polymères les plus utilisés dans la fabrication de composants FRP pour des applications d'infrastructure, en raison de leur coût relativement faible et de leur facilité de traitement.
- **Époxy** : les époxydes sont souvent utilisés dans les applications par stratification humide des plaques et feuilles FRP en raison de leur capacité à durcir à température ambiante et de leurs excellentes propriétés d'adhérence. Les époxydes possèdent une grande résistance, une bonne stabilité dimensionnelle, de bonnes propriétés à haute température et une forte résistance aux produits chimiques (sauf les acides).
- **Vinylester** : les vinylesters ont des propriétés mécaniques et en service similaires à celles des résines époxy, ainsi que des techniques de traitement équivalentes à celles des polyesters insaturés. Les vinylesters résistent aux acides forts et aux alcalis, ce qui explique leur utilisation fréquente dans la fabrication de barres d'armature FRP pour béton (l'environnement à l'intérieur du béton est fortement alcalin). Ils offrent également une absorption d'humidité et un retrait réduits par rapport aux polyesters.

Cependant, il est important de noter que pour les matériaux composites spécifiques à ce cadre d'étude, l'époxy reste le plus dominant. Ci-dessous, nous illustrons une comparaison.

TABLE 2.1 – Propriétés des matrices thermodurcissables.

Matériau	Densité $g\text{ cm}^{-3}$	Module d'élasticité (GPA)	Résistance à la traction (GPA)	Élongation %
Polystyrène	1.2	4.0	65	25
Époxy	1.2	3.0	90	8
Vinylester	1.12	3.5	82	6

2.3.2 La fibre de carbone

Les fibres de carbone sont de nouveaux matériaux à haute performance. Elles peuvent être décrites comme des fibres contenant au moins 90 % de carbone [26]. Elles sont fabriquées à partir de plans de graphène arrangés de manière turbostratique, c'est-à-dire un arrangement parallèle désordonné. Dans la structure du graphite, les atomes de carbone sont disposés en couches hexagonales avec un emboîtement très dense dans les plans des couches. La liaison forte entre les atomes de carbone dans le plan de la couche entraîne un module de Young extrêmement élevé, tandis que la liaison de type van der Waals, plus faible entre les couches voisines, entraîne un module moins élevé dans cette direction [18], [30].

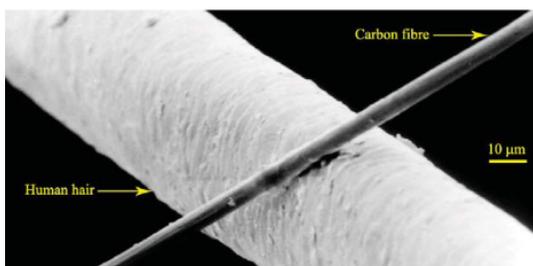


FIGURE 2.5 – Comparaison entre la fibre de carbone et un cheveu humain [31].

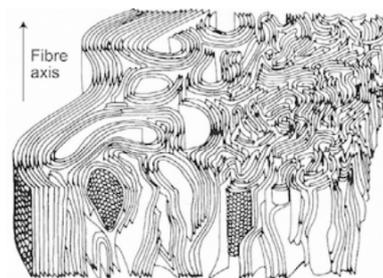


FIGURE 2.6 – Structure microscopique d'une fibre de carbone [18].

2.3.2.1 Précurseur de la fibre de carbone

Par précurseur, on entend la matière première utilisée pour synthétiser la fibre de carbone. Le type de précurseur utilisé est le facteur quasi-déterminant de l'ensemble des propriétés (mécaniques, physiques, chimiques) de la fibre de carbone [26]. Les fibres de carbone commerciales doivent présenter des propriétés mécaniques et de transfert stables, répondant aux besoins de l'application pour laquelle elles sont conçues. Les propriétés finales sont, dans une large mesure, déterminées par le matériau, le processus et les conditions utilisés pour former la fibre précurseur [32] [33]. D'où l'importance de connaître ces derniers et comment différents processus produisent différentes fibres, ainsi que les différences entre ces dernières. On distingue deux précurseurs que l'on vulgarise ci-dessous :

2.3.2.1.1 Comparaison entre les fibres Pitch et pan Les matériaux à cristaux liquides s'orientent facilement lors de la formation de la fibre, créant des fibres avec un haut degré d'orientation moléculaire, tandis que les polymères forment des fibres avec des structures fibrillaires moins ordonnées. Les fibres de carbone présentant un haut degré d'orientation moléculaire exhibent des modules d'élasticité et des conductivités thermiques élevés. En revanche, les fibres de carbone avec des structures fibrillaires plus discontinues et moins

ordonnées tendent à développer des résistances à la traction plus élevées [34] [35]

On peut distinguer deux types primordiaux de fibres de carbone utilisées dans les applications structurelles, notamment en génie civil, qui résultent de ces deux précurseurs [18], à savoir :

- HM (high modulus) : issues d'une mise en œuvre par carbonisation.
- HS (high resistance) : issues d'une fabrication par graphitisation.

On s'est contenté de mentionner ces types, car ce sont les plus utilisés pour les applications structurelles, notamment en génie civil. Ci-dessous, on expose les différences majeures dans les caractéristiques de ces fibres :

TABLE 2.2 – Caractéristiques comparatives des fibres de carbone.

Propriétés	Fibres de carbone	
	High strength	High modulus
Résistance à la traction GPA	2480	1790
Masse volumique (Kg/m^3)	1800	1900
Module en traction (GPA)	230	370
Pureté	97% à 98%	99%
Processus de fabrication	carbonatation	graphitisation

2.3.3 Propriétés des matériaux CFRP

Cette section présente les propriétés des matériaux de manière qualitative et met en évidence leurs avantages et inconvénients majeurs [36] [37] [38] [39].

2.3.3.1 Avantages

Les avantages majeurs peuvent être résumés dans les points suivants :

- Les FRP sont dotés d'une grande résistance à la fatigue, ce qui en fait d'excellents matériaux à utiliser pour les ponts en raison des charges cycliques continues que ces derniers subissent au cours de leur vie. Leur utilisation dans les ponts améliore le comportement des structures en béton armé face à la fatigue.
- Les FRP se distinguent par leur rapport résistance/rigidité/densité remarquablement favorable, ce qui les rend nettement plus légers que les profilés en acier ou du béton. Cette caractéristique permet aux profilés en FRP d'atteindre des niveaux de résistance comparables à ceux de l'acier, tout en présentant un poids quatre fois inférieur. En conséquence, les structures de pont construites en FRP offrent des avantages considérables en termes de poids, se traduisant par des économies importantes sur les coûts de transport, d'installation et de maintenance. Pour le cas du renforcement, cet avantage réduit les frais de déplacement de ces matériaux vers les chantiers.
- Les CFRP offrent une haute résistance aux conditions environnementales agressives, y compris la corrosion et les substances corrosives (produits chimiques, liquides, alcalis), assurant durabilité et intégrité structurelle des ponts.

- Les technologies de fabrication des matériaux FRP permettent de produire et de façonner des composants aux formes complexes, idéales pour les tabliers et les applications de renforcement, offrant ainsi plus de liberté dans l'utilisation des matériaux .
- le CFRP est très conducteur, cela peut être un avantage ainsi qu'un inconvénient selon l'utilisation du composite.

2.3.3.2 Inconvénients et limitations

Les inconvénients majeurs peuvent être présentés comme suit :

- La production des fibres de carbone nécessite une forte consommation d'énergie, entraînant des coûts élevés.
- Manque de norme en termes de mise en application et de calcul relatif aux matériaux.
- Comportement relativement faible vis-a-vis le choc et l'abrasion.
- Nécessité de main d'œuvre qualifiée en vue de la fragilité de la fibre de carbone.
- Un comportement médiocre vis-à-vis des feu.

2.3.4 Applications des matériaux composites dans la construction de ponts modernes

2.3.4.1 Rétrospective historique

Les premières tentatives d'application des composites PRF dans l'industrie des ponts remontent au milieu des années 1970. Des profilés en PRF ont été utilisés dans les tabliers et les éléments de la superstructure des ponts [40] [22]. L'un des deux ponts routiers mentionnés dans la littérature comme étant parmi les premiers réalisés en composite PRF est le pont de l'autoroute Ginzi comme montré dans la figure , construit en Bulgarie en 1981-1982 [41] [42]. Sa structure était une dalle en FRP renforcé de fibres de verre (GFRP), fabriquée en un seul élément par la méthode du stratifié à la main [43]. Le deuxième pont entièrement en PRF était le pont de Miyun, construit en 1982 à Pékin, en Chine. À l'origine, il s'agissait d'un pont à deux voies, simplement supporté, avec une portée de 20,7 mètres et une largeur de 9,2 mètres. La structure du pont de Miyun se composait d'un système de poutres constitué de six poutres-caissons en FRP renforcé de fibres de verre (GFRP) en nid d'abeille [44].



FIGURE 2.7 – Le premier pont en matériaux composites FRP à Ginzi, Bulgarie [22].

2.3.4.2 Panoramiques des applications modernes

Dans le contexte d'une forte effervescence dans l'industrie des matériaux composites, les ponts sont aujourd'hui une niche majeure du génie civil, avec une vaste gamme d'applications, notamment les composites FRP. Ces matériaux sont utilisés tant pour les ponts neufs que pour la réhabilitation des ponts existants [22] [45], comme illustré dans le schéma de la figure suivante :

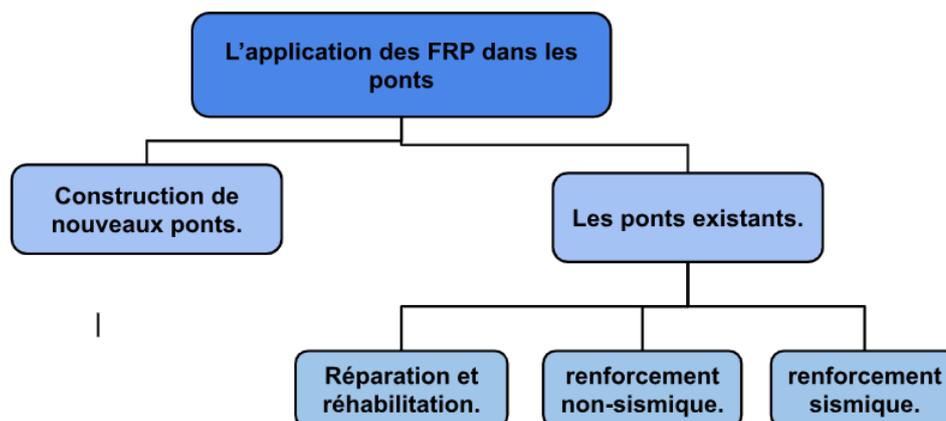


FIGURE 2.8 – Schéma récapitulatif des applications des composites CFRP dans la construction de ponts.

Les matériaux de construction principaux sont aujourd'hui principalement utilisés pour la réalisation de tabliers de ponts piétonniers à portée limitée. Ces matériaux, notamment les PRF, GFRP et CFRP, sont employés sous forme de profilés préfabriqués. Malgré cette portée restreinte, ils présentent un fort potentiel grâce à leur résistance à la fatigue et leur durabilité face aux agressions environnementales. De plus, ils offrent un avantage architectural en remplaçant les éléments classiques en bordure des ponts, apportant ainsi une valeur esthétique et une durabilité accrue [46], comme illustré à la figure 2.9. Concernant les ponts existants, ces matériaux ont également montré un grand potentiel dans différents domaines d'application [47] [48] [49]. Que ce soit pour le renforcement sismique, le renforcement structurel ou une simple réhabilitation, l'analyse de l'ouvrage et des éléments concernés est essentielle pour déterminer la meilleure approche. La réhabilitation se concentre sur les aspects extérieurs, tandis que le renforcement sismique vise à anticiper les risques liés aux séismes, en particulier pour des éléments clés comme les piles et les culées des ponts [44] [43].

2.4 Le renforcement des ponts

2.4.1 technique d'application

L'application des matériaux composites pour le renforcement repose sur deux techniques principales, apparues successivement dans l'ordre suivant, que nous explorerons en détail dans ce qui suit :

2.4.1.1 collage extérieur

Il s'agit du collage externe (EB) appelé " External bonding" . La méthode consiste à bien préparer le support à renforcer ou réparer, en s'assurant que les faces de



FIGURE 2.9 – Juliana Bridge in Zaanstad, the Netherlands

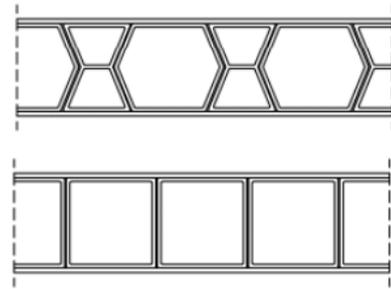


FIGURE 2.10 – Exemple d'éléments modulaires en matériaux composites pour la construction de tablier.

ce dernier sont bien sablés et nettoyés de poussières et graisses ou résidus afin d'assurer la bonne adhésion entre support et FRP, et que les coins des sections non circulaires sont meulés pour éviter des zones de concentration de contraintes. Les préparatifs préliminaires ou même l'application de la méthode elle-même se font selon des r des normes concises, comme, celle du Comité 440 de l'ACI. Par la suite, une couche de résine est appliquée sur le support préparé et les composites sous forme de lamelles ou fibres seront appliqués en une seule ou plusieurs couches selon la nécessité. Cette méthode est parmi les techniques les plus répandues pour le renforcement en flexion des poutres en béton, cependant, l'adoption généralisée de cette méthode est entravée par un problème majeur : le décollement prématuré du laminé FRP de la surface de la poutre.



FIGURE 2.11 – Application de la méthode de collage extérieur pour la réparation d'un pont [55].

2.4.1.2 Méthode du montage en surface NSM

C'est celle appelée "Montage En Surface NSM" (Near Surface Mounting). Pour faire face aux problèmes de la méthode externe (EB). Dans la méthode NSM, des rainures sont d'abord réalisées dans l'enrobage, Les matériaux composites. de béton d'un élément en béton armé, puis le renfort FRP y est collé à l'aide d'un matériau de remplissage de rainure approprié généralement de la pâte époxydique ou du coulis de ciment, tout en s'assurant de la propreté de ce dernier selon les recommandations. Les connaissances actuelles sur la méthode NSM de renforcement par FRP sont bien moins développées que celles sur la méthode de collage externe. Cela se reflète par l'absence de dispositions pertinentes dans les directives existantes sur le renforcement des structures en béton par FRP publiées par la Fédération Internationale du Béton (fib) et par l'American Concrete Institute (ACI 440) [50] .



FIGURE 2.12 – Application de la méthode NSM.

2.4.2 Produit CFRP pour le renforcement

2.4.2.1 Lamelle de carbone

Faisant partie d'une famille de matériaux composites dits stratifiés, qui sont des empilements de diverses couches de renfort. Un facteur clé dans le comportement du matériau serait l'angle θ entre la direction des fibres et l'axe, ainsi que la séquence d'empilement [18].

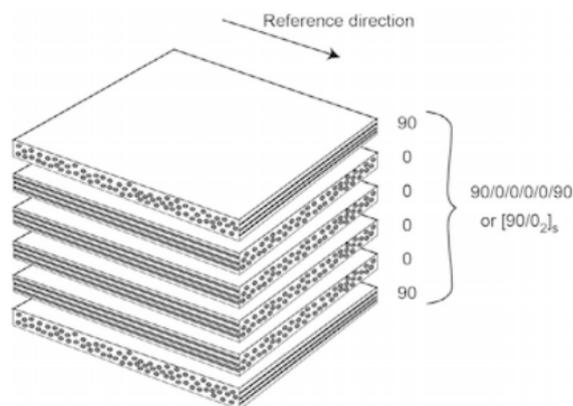


FIGURE 2.13 – Représentation schématique d'un stratifié montrant l'empilement des couches [18].

Ce matériau composite est constitué de fines couches de la matrice époxyde dans laquelle sont imprégnées les fibres de carbone, réparties uni-directionnellement. Cette superposition sera par la suite empilée jusqu'à l'obtention du matériau souhaité, tout en tenant compte de divers facteurs prépondérants affectant les propriétés mécaniques du produit final, tels que l'angle des fibres et les séquences d'empilement des couches. Plusieurs procédés de fabrication existent pour la fabrication de tels matériaux, tels que le spray lay-up et la pultrusion.

Ce matériau composite est constitué de fines couches de la matrice époxyde dans laquelle sont imprégnées les fibres de carbone, réparties uni-directionnellement. Cette superposition sera par la suite empilée jusqu'à l'obtention du matériau souhaité, tout en tenant compte de divers facteurs prépondérants affectant les propriétés mécaniques du produit final, tels que l'angle des fibres et les séquences d'empilement des couches.

Plusieurs procédés de fabrication existent pour la fabrication de tels matériaux, tels que le spray lay-up et la pultrusion.



FIGURE 2.14 – lamelles de carbone appliquées pour renforcement

2.4.2.2 Tissu de fibre de carbone

Les tissus sont formés par l'entrecroisement perpendiculaire et alternatif des fils de chaîne disposés les uns à côté des autres dans le sens de la longueur du tissu. et de trame i.e. les fils perpendiculaires aux fils de chaînes, le mode d'entrecroisement formé est dit une Armure . Cette structure de matériaux composites au matériaux ces caractéristiques mécaniques : rigidité, résistance et dureté, ce renfort améliore également des propriétés physiques telles que, la tenue au feu, résistance à l'abrasion [51].

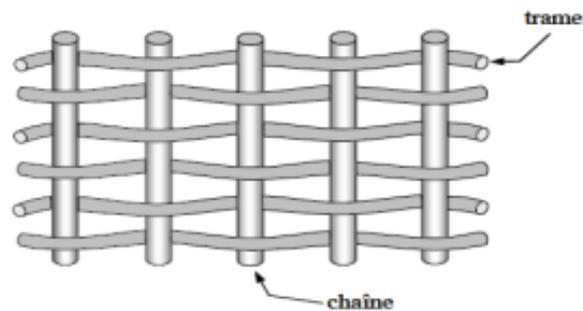


FIGURE 2.15 – Chaîne et trame d'un tissu de matériaux composite [52].

Les TFC faisant partie de cette famille de matériaux composites, où plusieurs milliers de fibres de carbone sont enroulées ensemble pour former un fil de carbone, qui sera par la suite tissé et matricé à froid dans le polymère choisi .

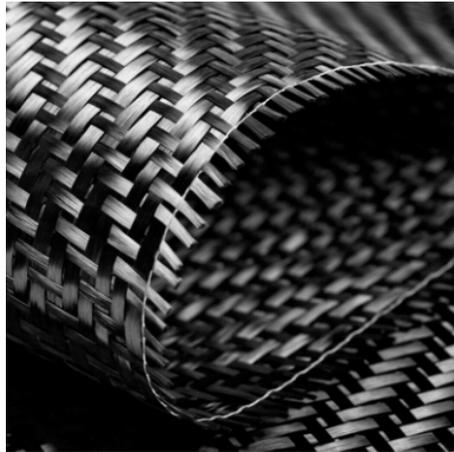


FIGURE 2.16 – Tissu de fibre de carbone.

Plusieurs produits commerciaux existent au niveau du marché, en cite les Carbo Wrap de Sika illustrés dans la figure suivante, et dont les propriétés tirées de la fiche techniques sont présentées dans la figure 2.17

FIGURE 2.17 – Caractéristiques des tissus de carbone Sika-wrap.

Épaisseur de la Fibre Sèche	0.129 mm	
Masse Surfaccique	235 g/m ² ±10 g/m ²	
Densité de Fibre Sèche	1.82 g/cm ³	
Résistance en Traction de la Fibre Sèche	4 000 MPa	(ISO 10618)
Module d'Elasticité en Tension de la Fibre Sèche	230 000 MPa	(ISO 10618)
Allongement à la Rupture de Fibre Sèche	1.7 %	(ISO 10618)

2.4.2.3 Barre en CFRP

Les barres pultrudées en CFRP (polymère renforcé de fibres de carbone) sont des éléments composites fabriqués par un processus de pultrusion, où les fibres de carbone sont imprégnées de résine avant d'être tirées à travers une matrice chauffée pour leur donner une forme spécifique [53]. Ce procédé permet de produire des barres avec une section transversale uniforme, offrant une résistance exceptionnelle tout en étant beaucoup plus légères que des matériaux métalliques comme l'acier. Leur application principale se trouve dans le renforcement du béton, notamment dans des environnements agressifs tels que les infrastructures maritimes, les ponts et les garages [54]. Elles permettent également de réduire l'épaisseur du béton de protection nécessaire, contribuant ainsi à une construction plus durable et à une réduction des coûts d'entretien. Ces barres sont aussi employées dans les structures légères et les projets nécessitant une résistance élevée, comme les ponts piétonniers et le renforcement sismique Les barres PRF peuvent être produites avec les finitions (textures) suivantes, lisse, déformations ou nervures formées en surface revêtements de sable fibres extérieures enroulées, généralement avec des revêtements de sable supplémentaires [56] [57].

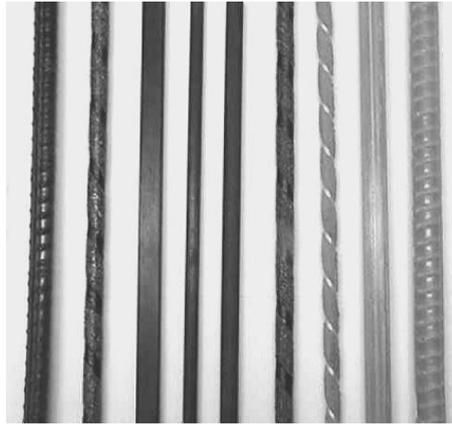


FIGURE 2.18 – Barre en CFRP.

2.4.3 Mise en application

L'application des Tissue se fait suivant les étapes suivante [58]. [59]. :

- Préparation du support à renforcer : Cette première étape est nécessaire pour assurer l'adhérence du TFC avec le support de béton . Le but est de rendre la surface rugueuse, ceci se fait moyennant divers moyens à savoir : un sablage à sec, le sablage humide, hydrodécapage. De plus, durant cette étape il s'avère nécessaire d'effectuer des essais de traction directe in situ par pastillage afin d'estimer les caractéristiques mécaniques du support soient au moins égales à celles prises en compte dans le calcul.
- Le tissu sera collé sur le support grâce à une colle epoxy, qui doit être préparé in situ pour usage immédiat, moyennant un outil mécanique elle sera mélangé jusqu'à obtention de teinte uniforme, puis une première couche est appliqué sur le support, étalé sur le support pour assurer son imprégnation sur ce dernier.
- Les tissus préalablement découpés selon les dimensions requises et déposés selon les plans décidés, par la suite ils sont marouffés afin d'éliminer les bulles d'air et assurer l'imprégnation de la colle dans le tissu.
- Une deuxième couche de résine dite la couche de fermeture destinée à donner l'apport de matière époxydique permettant d'achever l'imprégnation du tissu.
- On appelle recouvrement la longueur nécessaire de tissu superposé pour assurer la continuité d'une bande interrompue, et prolongée par une autre. Les recouvrements ne s'appliquent généralement qu'au sens longitudinal du tissu de renforcement. Sur couche de résine humide : le tissu en recouvrement peut être appliqué directement sur la couche de finition du les déjà posé. Sur TFC durci : la zone de recouvrement peut être dépolie au moyen d'un papier abrasif et nettoyée au moyen d'un chiffon imbibé de MEC, avant d'appliquer une couche de collage sur laquelle sera posé le tissu.

2.5 Défis de durabilité et futurs enjeux

Malgré les nombreux avantages des matériaux FRP (polymères renforcés de fibres), plusieurs défis de durabilité peuvent s'annoncer, et les conséquences à long terme restent tout de même inconnues, présentant l'un des sujets d'actualité dans la recherche. Par exemple, une fois soumis à des niveaux élevés d'humidité et aux rayons UV, la résistance à la traction peut diminuer jusqu'à 25% [58], [59].

Dans les structures hybrides intégrant des barres FRP dans du béton, l'environnement alcalin peut accélérer la dégradation, notamment pour les barres en GFRP (polymère renforcé de fibres de verre), qui peuvent perdre jusqu'à 30% de leur résistance en 15 ans [58]. De plus, le coût élevé des matériaux FRP, les fibres de carbone coûtant environ 22 à 25 dollars par kilogramme, reste un obstacle majeur par rapport au renforcement en acier traditionnel [58].

Les changements climatiques exacerbent l'augmentation des températures et de l'humidité accrue. Selon le Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC), les températures mondiales ont augmenté d'environ 1,2 °C par rapport aux niveaux pré-industriels, et cette tendance devrait se poursuivre avec une augmentation estimée entre 1,5 1,2 °C et 4,5 1,2 °C d'ici 2100 selon les scénarios de projection [60]. Cette élévation des températures accélère la dégradation des propriétés mécaniques des matériaux, notamment leur résistance à la traction et leur rigidité. Les cycles thermiques, comme les variations répétées de gel-dégel, qui peuvent atteindre 50 à 100 cycles dans les zones à climat fluctuant, fragilisent davantage les matériaux [61] [62].

Une autre conséquence résultante du changement climatique est l'augmentation des niveaux d'eau (Actuellement de l'ordre de 3,3 mm par an et pourrait atteindre 0,3 à 1,1 mètres d'ici 2100) et du degré de salinité de cette dernière, qui selon divers travaux de recherche est un facteur endommageant du comportement des matériaux CFRP, utilisé dans des structures côtières par exemples [63].

De plus, l'humidité croissante et les pluies plus fréquentes exacerbées par le changement climatique entraînent une absorption accrue d'eau par les composites. Des études montrent que la résistance des matériaux FRP peut diminuer de 10 à 15 % dans des environnements très humides sur une période de 5 à 10 ans [64] [65]. La fréquence des pluies extrêmes a augmenté, avec une intensité accrue de 10% à 20 % dans certaines régions, contribuant à une accélération de la dégradation des matériaux [66] [67].

La recherche actuelle se concentre sur l'amélioration de la durabilité des CFRP (polymères renforcés de fibres de carbone); et viser à mieux simuler les conditions d'exposition prolongée et prédire leur performance future [58]. De nouvelles stratégies, telles que l'ajout de couches protectrices ou des techniques de liaison améliorées, visent à prolonger la durée de vie des applications CFRP [58] [59]. Toutefois, les implications des fluctuations climatiques et des événements extrêmes continuent de prendre une grande place dans les recherches actuelles.

Conclusion

Ce chapitre a permis de mieux comprendre la composition du matériau composite CFRP, qui est un facteur clé pour la compréhension de ses caractéristiques et des raisons de son utilisation croissante en génie civil, afin d'assurer l'efficacité des techniques de renforcement employées, ainsi qu'un aperçu panoramique des sujets de recherche actuels.

Chapitre 3

Évaluation des efforts

3.1 Introduction

Le pont reçoit un ensemble de charges qui diffèrent selon leurs intensité et nature mais qui peuvent être divisées en deux catégories principales : Les charges permanentes hors trafic et des charges roulantes dues aux trafic. L'évaluation de l'ensemble de ces charges permettra déterminer les sollicitations longitudinales que supportent l'ouvrage qui, par la suite, seront utilisés pour l'estimation des sollicitation transversales avec un méthode adéquate.

3.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude, est un pont à 02 travées isostatiques identiques de 18,00 m de portée chacune d'une largeur de $L_t = 5.8m$, se situant à OUED CORSO sur la RN 24, au niveau de la wilaya de Boumerdes, il est projeté au PK 0+60 de la voie d'insertion, pour élargissement d'un pont préalablement existant. Le tablier, repose sur 02 culées et une pile intermédiaire. Il est constitué de six poutres rectangulaires en béton armé à section constante de dimension $b = 0.36m$ et $h = 1.1m$, qui sont surmontées, d'une dalle en béton armé de 20 cm, l'entre-axe des poutres est de 20cm.

3.3 Détermination des caractéristique du pont

3.3.1 La largeur roulable L_r

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositif de retenue ou bordure autrement, elle comprends la chaussée ainsi l'ensemble des sur-largeurs telles que les bandes d'arrêt ,selon la section (4.2.1) du **RCPR[91]** comme suit :

$$L_r = L_t - 1,2 = 4,6m$$

Où :

L_t : représente la largeur totale de l'ouvrage.

3.3.2 La largeur chargeable L_c

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière). Dans notre cas, on n'as qu'une seule glissière de sécurité d'où :

$$L_c = L_r - 0,5 = 4,1m$$

3.3.3 Le nombre de voie

La chaussée comporte un nombre de voie de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de sa largeur chargeable, exprimée en mètre.

$$N = \lfloor \frac{L_c}{3} \rfloor \cong 1,3667 \Rightarrow N = 1.$$

Cela nous permettra de dire que notre chaussée comprendra une voie, d'une largeur qui est égale à $L_v = 4.1\text{m}$.

3.3.4 La classe du pont

Le pont que nous étudions est considéré comme pont de **1^{ère} classe** car il supporte une bretelle d'autoroute.

3.4 Évaluation des charges et surcharges

3.4.1 Charges hors trafic

3.4.1.1 Les poutres

Le poids propre par mètre linéaire d'une poutre P_{poutre} est donné par :

$$\begin{aligned} P_{\text{poutre}} &= \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{poutre}} \\ P_{\text{poutre}} &= 24 \times 0.36 \times 1.1 \\ P_{\text{poutre}} &= 9.9 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \end{aligned}$$

3.4.1.2 La dalle

Le poids propre P_{dalle} est donné comme suit :

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle}} &= \rho_{\text{béton}} \times L_t \times e_{\text{dalle}} \\ P_{\text{dalle}} &= 29 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \end{aligned}$$

3.4.2 Les charges permanentes complémentaires

3.4.2.1 Couche de revêtement

La dalle comporte une couche de revêtement d'une épaisseur qui est égale à $e = 7\text{cm}$ étalée sur la largeur roulable L_r , le poids propre par mètre linéaire est donné comme suit :

$$\begin{aligned} P_{\text{rev}} &= \rho_{\text{rev}} \times e \times l_r \\ P_{\text{rev}} &= 24 \times 0.07 \times 4.6 \\ P_{\text{rev}} &= 7.728 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \end{aligned}$$

3.4.2.2 Couche d'étanchéité

La dalle est également recouverte d'une couche d'étanchéité d'une épaisseur qui est égale à $e = 1\text{cm}$ étalée sur la largeur roulable L_r , le poids propre par mètre est

donné comme suit :

$$P_{\text{étan}} = \rho_{\text{étan}} \times e \times l_r$$

$$P_{\text{étan}} = 22 \times 0.01 \times 4.6$$

$$P_{\text{étan}} = 1.104 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

3.4.2.2.1 Le garde corps

$$P_{\text{gardecorps}} = 3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

3.4.2.2.2 Les corniches

$$P_{\text{corniches}} = 1 \times 25 \times 0.52 = 13 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$$

TABLE 3.1 – Récapitulatif des charges hors trafic.

Élément	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)
Poutres	59.4	1069.2
Dalle	29	174
Revêtement	7.728	139.104
Étanchéité	1.104	19.872
Garde-corps	3	54
Corniches	13	234
Glissière	6	234
Total	119.232	2146.176

3.4.2.3 Moment fléchissant

L'ensemble des charges permanentes sont réparties comme le montre la figure 3.1

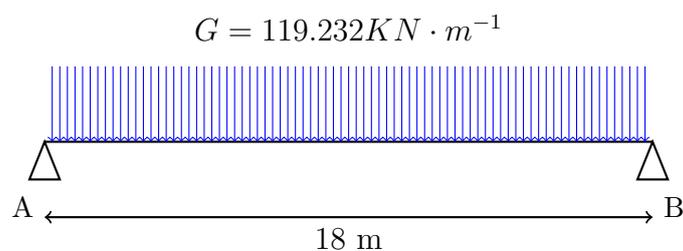


FIGURE 3.1 – Répartition longitudinale des charges hors trafic.

Le moment fléchissant maximal en mi-travée est calculé comme suit :

$$M_{max} = \frac{G \cdot L^2}{8}$$

$$M_{max} = 119.232 \times \frac{18^2}{8}$$

$$M_{max} = 4828.896 \text{ KN} \cdot m$$

3.4.2.4 Effort tranchant

D'après la répartition des charges montrée dans la figure 3.1, l'effort tranchant maximal se trouve en $L = 0$ au niveau des appuis et est donné par :

$$T_{max} = T(0) = \frac{G \cdot L}{2}$$

$$T_{max} = 119.232 \times \frac{18}{2}$$

$$T_{max} = 1073.088 \text{ KN}$$

3.4.3 Charges de trafic

3.4.3.1 Système de charges A :

La charges $A(L)$ exprimée en KN est donnée par la formule du RCPR en (4.4) qui est donnée comme suit :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L + 12} \quad (3.1)$$

On trouve :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{18+12} = 14.3 \text{ KN} \cdot m^{-2}$$

— Déterminer les coefficient a_1 et a_2 , sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 \text{ est déterminé par la classe du pont et le nombre} \\ \text{de voies chargées (voir } \mathbf{\text{tableau 4.1 RCPR[91]}} \text{).} \\ a_2 = \frac{V_0}{V}, \text{ où } V \text{ est la largeur d'une voie et } V_0 \\ \text{est donné par le } \mathbf{\text{tableau 4.2 du RCPR[91]}} \text{.} \end{array} \right.$$

— On trouve alors que :

$$a_2 = \frac{3.5}{4.1}$$

$$a_2 = 0,85$$

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

TABLE 3.2 – Valeurs de A en fonction du nombre de voie chargée.

Nombre de voie chargée	a_1	a_2	A (KN/m)
1 voie chargée	1	0,85	49,8355

$$A = 49.8355 \text{KN} \cdot \text{m}^{-1}$$

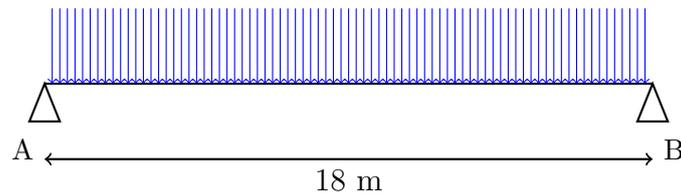


FIGURE 3.2 – Répartition longitudinal du chargement A.

3.4.3.1.1 Calcul du moment fléchissant

Le moment fléchissant maximal est mi-travée et vaut :

$$M_{max} = \frac{A \cdot L^2}{8}$$

$$M_{max} = 2018.3 \text{KN} \cdot \text{m}$$

3.4.3.1.2 Calcul de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal est calculé me suit :

$$T_{max} = \frac{A \cdot L}{2}$$

$$T_{max} = 448.5195 \text{KN}$$

3.4.3.2 Système de charges B_c

— Disposition dans le sens transversal et longitudinal :

Dans le sens transversal, pour notre cas on ne peut disposer que d'une seule file de camion, la figure suivante illustre les caractéristiques du système B_c :

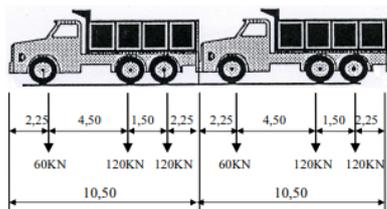


FIGURE 3.3 – Disposition longitudinale de camion B_c .

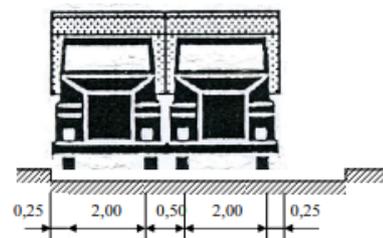


FIGURE 3.4 – Disposition transversale de camion B_c

3.4.3.2.1 Calcul du coefficient de majoration dynamique

— Calcul du coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{B_c} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot L} + 4 \times \frac{0.6}{1 + \frac{G}{S}}$$

$$\delta_{B_c} = 1.09$$

3.4.3.2.2 Moment fléchissant

Le moment fléchissant maximal trouvé est égale à :

$$M_{max} = 1450,08 \text{KN} \cdot \text{m}$$

3.4.3.2.3 Effort tranchant

L'effort tranchant maximal trouvé est égale à :

$$T_{max} = 365 \text{KN}$$

3.4.3.3 Système de charges B_t

Le système B_t est représenté ci-dessous :

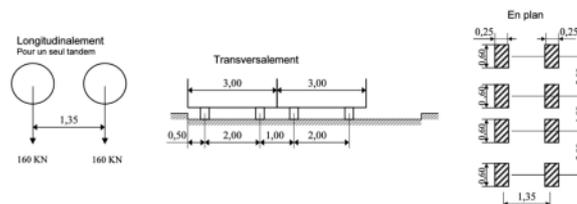


FIGURE 3.5 – Système de charge B_t .

3.4.3.3.1 Évaluation du coefficient de majoration dynamique

On prenant en compte le coefficient de majoration dynamique on aura les résultats suivant :

$$\delta_{B_t} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot L} + 4 \times \frac{0.6}{1 + \frac{G}{S}} = 1.27$$

3.4.3.3.2 Moment fléchissant

Le moment fléchissant maximale l trouvé est égale à :

$$M_{max} = 2007.362 \text{KN} \cdot \text{m}$$

3.4.3.3.3 L'effort tranchant

L'effort tranchant maximal trouvé est égale à :

$$T_{max} = 391.16 \text{KN}$$

En prenant en compte le coefficient de majoration dynamique on aura les résultats suivants :

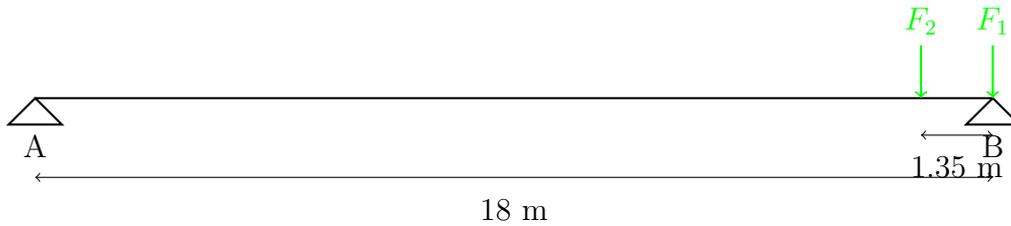


FIGURE 3.6 – Position du chargement B_t

TABLE 3.3 – Valeurs des efforts dus au chargement B_t .

δ	$M_{max}(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$T_{max}(\text{kN})$
1.27	2007.362	391.16

3.4.3.4 Système de charge B_r

Le système B_r est représenté ci-dessous :

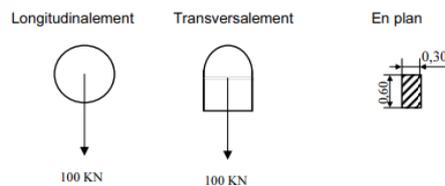


FIGURE 3.7 – Système de charge B_r .

3.4.3.4.1 évaluation du coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{B_r} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot L} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}} = 1.089$$

3.4.3.4.2 Moment fléchissant

$$M_{max} = R_A \times \frac{L}{2} \times \delta$$

$$M_{max} = 490.5 \text{KN}$$

Le schéma ci dessous représente le positionnement de la charge en mi travée :

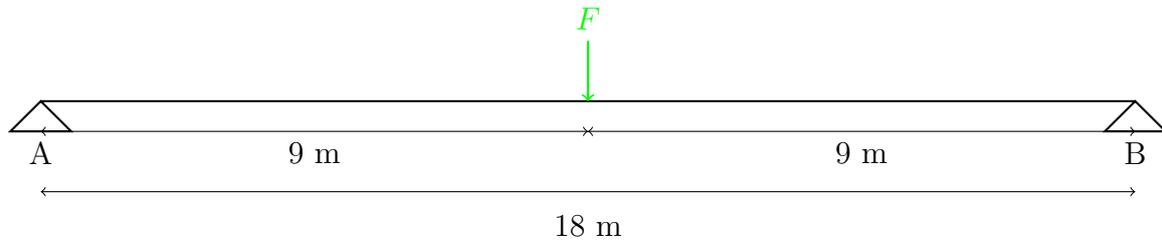


FIGURE 3.8 – Position longitudinale de B_r pour le calcul du moment fléchissant.

3.4.3.4.3 Effort tranchant

$$T_{max} = R_{max} \times \delta$$

$$T_{max} = R_{max} = 109 \text{ kN}$$

La figure 3.9 ci dessous représente le positionnement de la force provoquant l'effort tranchant maximale.

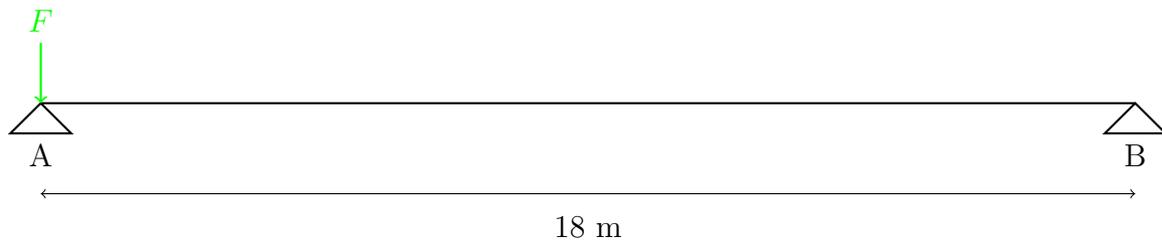


FIGURE 3.9 – Position de la charge B_r pour le calcul de l'effort tranchant.

3.4.3.5 Charges militaires M_{c120}

Le système est représenté ci dessous :

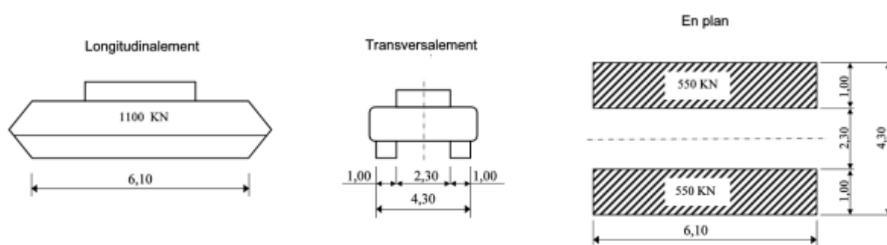


FIGURE 3.10 – caractéristiques du système MC_{120} .

3.4.3.5.1 coefficient de répartition dynamique

— Le calcul du coefficient de majoration dynamique est donné par la formule suivante :

$$\delta_{MC_{120}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot L} + 4 \cdot \frac{0.6}{1 + \frac{G}{S}} = 1.5$$

— Calcul de la charge répartie linéairement :

$$S_{MC_{120}} = \frac{1100}{6.1} = 180.33 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$$

3.4.3.5.2 Moment fléchissant

$$R_A = R_B = \frac{1100}{2} = 550 \text{KN}$$

$$M_{max} = R_A \times 9 - 180.328 \times \frac{6.1}{4}$$

$$M_{max} = 4675 \text{KN} \cdot \text{m}$$

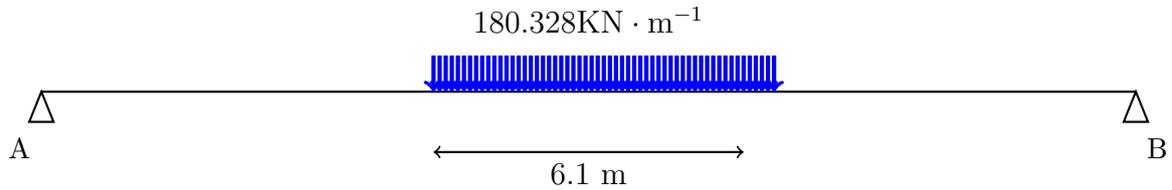


FIGURE 3.11 – Position du chargement de MC_{120} pour le calcul du moment fléchissant.

3.4.3.5.3 Effort tranchant

$$\sum_{M/A} = 0 \Rightarrow R_A \times 18 = 183.328 \times \frac{6.1^2}{2}$$

$$R_B = 186.39 \text{KN}$$

$$R_A = 913.61 \text{KN}$$

$$T_{max} = R_A = 913.61 \text{KN}$$

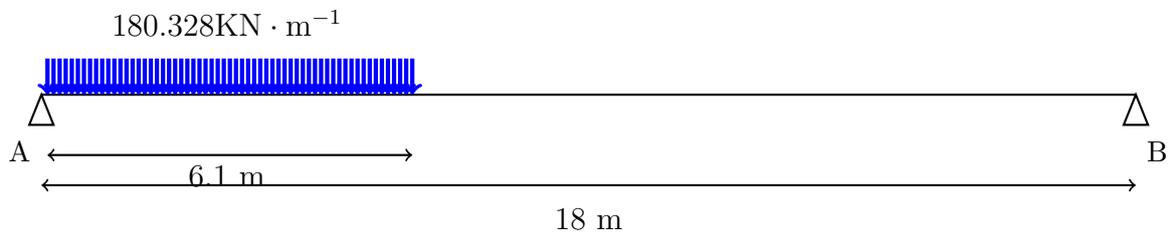


FIGURE 3.12 – Position du chargement de MC_{120} pour le calcul de l'effort tranchant.

On prend en compte le coefficient de majoration dynamique nous obtenons :

TABLE 3.4 – Valeurs des efforts dus au chargement MC_{120} .

δ	$M_{max}(\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	$T_{max}(\text{kN})$
1.5	7012.5	1370.415

3.4.3.6 convoi exceptionnel D_{240}

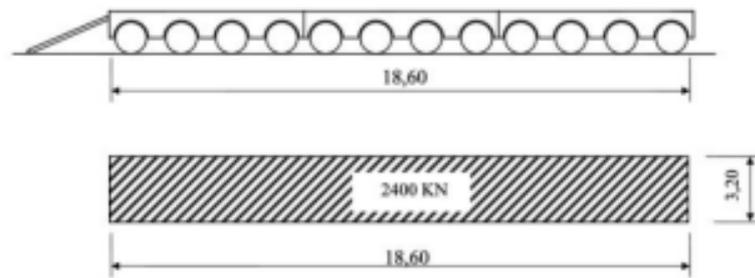


FIGURE 3.13 – caractéristiques d'un convoi D_{240} .

La charge répartie linéairement est donnée par :

$$S_{240} = \frac{2400}{18} = 133.33 \text{KN} \cdot \text{m}^{-2}$$

3.4.3.6.1 Moment fléchissant

$$M_{max} = 129.03 \times \frac{18^2}{8} = 5225.715 \text{KN.m}$$

3.4.3.6.2 Effort tranchant

$$T_{max} = R_A = 129.03 \times \frac{18}{2} = 1161.27 \text{KN}$$

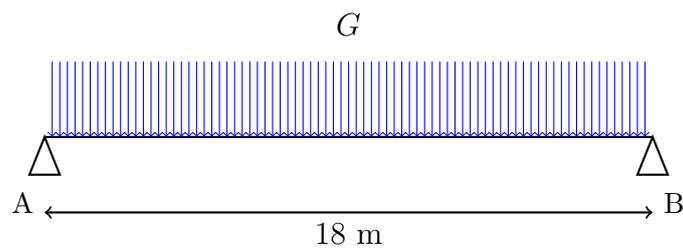


FIGURE 3.14 – Posiiton du convoi D_{240} .

3.4.4 Récapitulatif des efforts calculés :

TABLE 3.5 – Récapitulatif des efforts calculés.

Charges et surcharges		Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Charges permanentes		1073.088	4828.896
Système de charges A	une seule voie chargée	448.5195	2018.33775
Système de charges B	B_c	01 file	481.8
	B_t	01 tandem	391.16
	B_r		109
Charges militaires	MC_{120}	1370.415	7012.5
convoi exceptionnel	D_{240}	1161.3	5225.75

3.5 Répartition transversale des efforts

Dans ce qui a précédé, et afin de déterminer les sollicitations longitudinales, la superstructure a été assimilée à un élément barre. Cependant, cela seul n'est point suffisant pour pouvoir déterminer les sollicitations qui reviennent à chaque poutre, nous procédons dans cette partie à la répartition transversale des efforts maximaux horizontaux.

3.5.1 Méthode de calcul

La méthode de Guyon-Massonnet est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres. Elle est particulièrement utilisée lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée dès lors la section transversale du pont est considérée comme étant déformable.

3.5.2 Hypothèses de calcul

La méthode de Guyon-Massonnet est une méthode approximative qui utilise le principe des coefficients de répartition. Elle est basée sur deux hypothèses principales, qui sont [68]

- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion et qui, au sens technique, est exactement soluble par le calcul différentiel.
- La répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui naît le long de l'axe \mathbf{X} de la construction suivant la sinusoïde de la forme $p(x) = p_1 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{l}$ ou p_1 représente la valeur constante du chargement.

3.5.3 Justification du choix de la méthode

Le choix se fait selon la valeur du coefficient r qui indique la rigidité relative des entretoises et qui est donné par l'expression suivante :

$$r = \frac{n \times a}{2 \times L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}} \quad (3.2)$$

Où :

$$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{le nombre totale de poutres principales.} \\ a : \text{distance entre deux poutres principales.} \\ L : \text{portée des poutres principales.} \\ I_p : \text{Le moment d'inertie propre d'une poutre principale.} \\ I_E : \text{Le moment d'inertie propre d'une entretoise.} \end{array} \right.$$

tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } r < 0.3 \Rightarrow \text{Méthode de Courbon} \\ \text{Si } r \geq 0.3 \Rightarrow \text{méthode de Guyon-Massonet} \end{array} \right.$$

On trouve que :

$$r = 0,41$$

Conclusion : La méthode utilisée est la méthode de Guyon et Massonet.

3.5.4 Calcul du paramètre d'entretoisement θ :

Le paramètre d'entretoisement est donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad (3.3)$$

Où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_p = \frac{E \times I_p}{b_0} : \text{la rigidité flexionnelle par unité de longueur des poutres.} \\ \rho_E = \frac{E \times I_E}{l_0} : \text{La rigidité flexionnelle par unité de longueur des entretoises.} \\ I_p : \text{L'inertie moyenne d'une poutre.} \\ I_E : \text{L'inertie moyenne d'une entretoise.} \\ b_0 : \text{L'entraxe des poutres.} \\ l_0 : \text{La longueur de l'entretoise.} \\ 2b : \text{La largeur active de la méthode de Guyon-Massonet.} \\ L : \text{La longueur de la poutre.} \\ E : \text{Le module de Young.} \end{array} \right.$$

Le pont étudié ne contient pas d'entretoise, c'est l'hourdis qui va jouer le rôle d'entretoises. Afin de procéder au calcul, on considère des bande de largeur d'un mètre qui jouent le rôle d'entretoise d'où $l_0 = 1m$ Nous obtenons :

$$\theta = 0,427 \quad (3.4)$$

3.5.5 Calcul du paramètre de torsion α :

Le paramètre de torsion α est donné par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma_E + \gamma_p}{\sqrt{2} \times \rho_E \cdot \rho_p} \quad (3.5)$$

Où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_p = \frac{G \cdot \Gamma_p}{b_0} : \text{La rigidité torsionnelle par unité de longueur des poutres.} \\ \gamma_p = \frac{G \cdot \Gamma_E}{l_0} : \text{rigidité torsionnelle par unité de longueur des entretoises.} \\ \Gamma_p : \text{L'inertie de torsion de la poutre.} \\ \Gamma_E : \text{L'inertie de torsion de l'entretoise.} \\ G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} : \text{Le module de cisaillement.} \\ \nu : \text{Le coefficient de Poisson.} \end{array} \right.$$

Ou :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Gamma_p : \text{L'inertie de torsion de la poutre.} \\ \Gamma_E : \text{L'inertie de torsion de l'entretoise.} \end{array} \right.$$

- Déterminer les inerties de torsion Γ_p et Γ_E :

$$\Gamma = K_{b|h} \times b \times h \quad (3.6)$$

Il est calculé monnayant la formule suivant :

$$K = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} \cdot \frac{h}{b} \cdot \tanh\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{b}{h}\right) \quad (3.7)$$

Après application numérique on trouve :

$$\alpha = 0,83$$

3.5.6 Abscisses des fibres étudiées :

Les abscisses sont comptées à partir de l'axe de la poutre, cinq fibres théoriques sont définies dans la méthode de Guyon-Massonnet avec les excentricités : (e=0; e=b/4; e=b/2; e=3b/4; e=b) Puis on place les différentes sections dans leurs positions actives.

Les positions des axes actifs sont résumées dans le tableau suivant :

TABLE 3.6 – Position des axes actifs et des poutres.

Poutres	Positions/axe(e=0) (m)	position active
Poutre I	0.3375	b/8
Poutre II	1.35	b/2
Poutre III	2.3625	7b/8

Le schéma ci-dessous illustre les positions des axes actifs par rapport aux axes de poutres :



FIGURE 3.15 – Positions des axes actifs et des poutres.

3.5.7 Répartition transversale des moments fléchissant :

3.5.7.1 Coefficient de répartition transversal K :

K est un coefficient de répartition de charge dépendant :

- La valeur du paramètre de torsion α .
- La valeur du paramètre d'entretoisement θ .
- L'excentricité de la charge e .
- L'ordonnée de la poutre considérée.

Nous avons :

$$\begin{cases} \alpha = 0 \text{ correspond au coefficient } K_0 \\ \alpha = 1 \text{ correspond au coefficient } K_1 \end{cases}$$

Afin de déduire la valeurs du coefficient de répartition K pour une valeur quelconque de α , dans notre cas $\alpha = 0.83$, on précède à effectuer une interpolation linéaire. Pour ce faire on utilise les formules de **Sattler** qui sont données ci-dessous :

$$\theta = 0,427 \Rightarrow 0.1 \leq \theta \leq 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha \cdot (1 - \exp \theta_0) \quad (3.8)$$

et

$$\theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663} \quad (3.9)$$

Les valeurs des coefficients correspondants à la valeurs de $\theta = 0.427$ étant comprise entre $\theta = 0.4$ et $\theta = 0.5$, les valeurs respectives des coefficients K_0 et de K_1 sont obtenues moyennant une interpolation linéaire. Ces valeurs sont données par les tableaux de Guyon-Massonet.

Ci-dessous, les valeurs tabulées de chacun des coefficients K .

TABLE 3.7 – Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.777728	0.900144	1.01641	1.109562	1.149642	1.109562	1.01641	0.900144	0.777728
$\frac{b}{4}$	0.100922	0.363576	0.624568	0.87801	1.109616	1.293792	1.408222	1.482464	1.545322
$\frac{b}{2}$	-0,513084	-0.137808	0.240116	0.624568	1.01641	1.408222	1.779628	2.10929	2.421694
$\frac{3b}{4}$	-1,093716	-0.619064	-0.137808	0.363576	0.900144	1.482464	2.10929	2.75838	3.404652
b	-1,66368	-1.093716	-0.513084	0.100922	0.777728	1.545322	2.421694	3.404652	4.460544

TABLE 3.8 – Les valeurs de K_α pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
y	0.8226976577	0.9185775996	0.6614844608	0.7251614194	1.123068227	1.088832669	1.011780822	0.9185775996	0.8226976577
b/4	0.3306697579	0.5232749621	0.7522496442	0.934219453	1.088867811	1.228771184	1.30740258	1.351672258	1.386921415
b/2	-0.1092042737	0.1594134511	0.4640814758	0.741843073	1.011780822	1.30740258	1.583742806	1.818711294	2.035807165
$\frac{3b}{4}$	-0.5188535154	-0.1840874834	0.185325115	0.5450309817	0.9185775996	1.351672258	1.818711294	2.298306885	2.766886332
b	-0.9166959389	-0.5188535154	-0.08647045546	0.3501558878	0.8226976577	1.386921415	2.035807165	2.766886332	3.554138634

TABLE 3.9 – Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.906502	0.95293	0.000054	0.008802	1.073546	1.050202	1.003154	0.95293	0.906502
$\frac{b}{4}$	0.758822	0.820886	0.990194	1.03897	1.050202	1.1076	1.119518	1.107932	1.09173
$\frac{b}{2}$	0.643456	0.713308	0.881458	0.960394	1.003154	1.119518	1.218696	1.277196	1.316678
$\frac{3b}{4}$	0.552446	0.626524	0.787508	0.883186	0.95293	1.107932	1.277196	1.440926	1.578362
b	0.47538	0.552446	0.708556	0.814622	0.906502	1.09173	1.316678	1.578362	1.864984

TABLE 3.10 – Les valeurs de $K_{0.83}$ pour $\theta = 0.427$ pour chaque poutre.

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
POUTRE I	0.5766837078	0.7209262808	0.7068670525	0.8296904362	1.105968019	1.158801927	1.159591701	1.135124929	1.104809536
POUTRE II	-0.1092042737	0.1594134511	0.4640814758	0.741843073	1.011780822	1.30740258	1.583742806	1.818711294	2.035807165
POUTRE III	-0.7177747271	-0.3514704994	0.04942732976	0.4475934348	0.8706376286	1.369296836	1.92725923	2.532596608	3.160512483

Ci dessous le graphe des lignes d'influence :

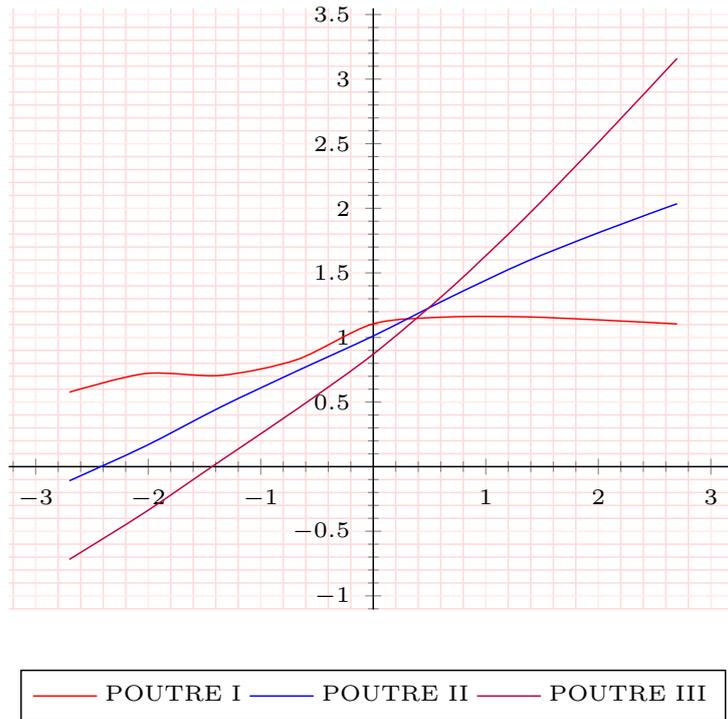


FIGURE 3.16 – Lignes d’influence de K en section d’appui des poutres I, II, III.

3.5.8 Calcul du coefficient de répartition transversal pour chaque chargement

Pour la détermination de ce coefficient, il faut placer les surcharges dans les positions les plus défavorables données par les courbes des lignes d’influence. Sachant que :

3.5.8.1 Charges A

TABLE 3.11 – Valeurs de K pour le chargement A.

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	aire de la ligne d’influence δ	3,604008424	4,680110384	5,919192678
	Largeur chargée	4,25	4,25	4,25
	$K_\alpha(A_L)$	0,8480019822	1,101202443	1,392751218

3.5.8.2 Charges MC_{120}

TABLE 3.12 – Valeurs de K pour le chargement MC_{120} .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
MC_{120}	aire de la ligne d’influence δ	1,888875511	2,452793461	2,901320084
	Largeur chargée	2	2	2
	$K_\alpha(MC_{120})$	0,9444377553	1,226396731	1,450660042

3.5.8.3 convoi D_{240}

TABLE 3.13 – Valeurs de K pour le chargement D_{240} .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
D_{240}	aire de la ligne d'influence δ	3,604008424	4,680110384	5,665773729
	Largeur chargée	3,2	3,2	3,2
	$K_\alpha(Mc_{120})$	1,126252633	1,462534495	1,77055429

3.5.8.4 Charges B_C

TABLE 3.14 – Valeurs de K pour le chargement B_C .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	K_1	1,160660454	1,597293605	1,969599393
	K_2	1,151915388	2,04	3,16
	$K_\alpha(B_C)$	2,312575841	3,637293605	5,129599393

3.5.8.5 Charges B_t

TABLE 3.15 – Valeurs de K pour le chargement B_t .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	K_1	1,160660454	1,597293605	1.969599392644223
	K_2	1,151915388	2,04	3,16
	$K_\alpha(B_C)$	2,312575841	3,637293605	5,129599393

3.5.8.6 Charges B_r

TABLE 3.16 – Valeurs de K pour B_r

Abscisse de la poutre	POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
K_{B_r}	1,162185289	2,04	3,16

3.5.9 Répartition de l'effort tranchant

3.5.9.1 Coefficient de répartition transversal ϵ :

ϵ est le coefficient de répartition transversal de l'effort tranchant, il dépend de :

- Le paramètre de torsion α .
- Le paramètre d'entretoisement θ .
- L'excentricité de la charge e .
- L'ordonnée de la poutre considérée.

Nous avons :

$$\begin{cases} \alpha = 0 \text{ correspond au coefficient } \epsilon_0. \\ \alpha = 1 \text{ correspond au coefficient } \epsilon_1. \end{cases}$$

Afin de déterminer ϵ pour une valeur quelconque de α on procède à une interpolation non linéaire donnée par les relations suivantes :

En section sur appui :

$$\epsilon'_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon_0) \times \alpha \quad (3.10)$$

En section courante :

$$\begin{cases} \epsilon'_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon_0) \times \alpha & \text{si } |y| + |e| \leq \frac{3 \cdot b}{4} \\ \epsilon_\alpha = \epsilon_\alpha + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha} & \text{si } |y| + |e| \lesssim \frac{3 \cdot b}{4} \end{cases} \quad (3.11)$$

Tout d'abord, on détermine les valeurs de ϵ_0 et ϵ_1 à partir d'une interpolation linéaire en fonction des valeurs de θ et de α .

Ci-dessous, les valeurs de chaque coefficients.

TABLE 3.17 – Les valeurs de ϵ'_1 pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.03854278	0.08584318	0.14375033	0.22434912	0.3432977	0.22434912	0.14375033	0.026044354	0.03854278
$\frac{b}{4}$	0.03020985	0.06133521	0.09934616	0.15202727	0.22939375	0.34539747	0.22208163	0.13361764	0.06145994
$\frac{b}{2}$	0.03362436	0.05452744	0.07992603	0.11473399	0.16508705	0.2393475	0.34944565	0.21459622	0.10472295
$\frac{3b}{4}$	0.04829952	0.0632098	0.08114335	0.10508402	0.13840142	0.18533087	0.25153962	0.34486142	0.178109664
b	0.07592455	0.08807933	0.10245513	0.12071091	0.14411936	0.17355973	0.20942012	0.25126707	0.29720697

TABLE 3.18 – Les valeurs de ϵ_1 pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.09133084	0.11869618	0.15168986	0.19587234	0.25717965	0.19580664	0.153035	0.11869618	0.095653
$\frac{b}{4}$	0.07545988	0.09594794	0.12057131	0.15327256	0.19832932	0.26093111	0.20016887	0.15493569	0.11750947
$\frac{b}{2}$	0.06803696	0.08401381	0.31946716	0.12826559	0.17840301	0.20880167	0.2717715	0.20894853	0.15707167
$\frac{3b}{4}$	0.06818956	0.08149203	0.09732213	0.12310908	0.16686609	0.18079267	0.22741973	0.28715308	0.21468834
b	0.07592455	0.08807933	0.10245002	0.12071091	0.15412421	0.17355973	0.20942012	0.24829707	0.29720697

TABLE 3.19 – Les valeurs de ϵ_0 pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.12277136	0.14279598	0.16182519	0.17710388	0.18369313	0.17710388	0.16182519	0.14279598	0.12277136
$\frac{b}{4}$	0.15524841	0.0575224	0.09936217	0.13999309	0.17710388	0.20647135	0.22432174	0.23556141	0.24493619
$\frac{b}{2}$	-0.0816629	-0.07058534	-0.02198534	0.09936217	0.16182519	0.22432174	0.2834479	0.33563082	0.38495479
$\frac{3b}{4}$	-0.17335454	-0.10007141	-0.02198534	0.0575224	0.14279598	0.23556141	0.33564297	0.43964345	0.54256384
b	-0.26333253	-0.17335454	-0.0816629	0.01544538	0.12277136	0.24493619	0.38495479	0.54256384	0.71227644

Par la suite, à partir des formules données précédemment, on procède à déterminer les valeurs des coefficient $\epsilon_{0,83}$ et $\epsilon'_{0,83}$, les résultats sont donnés dans les tableau suivant :

— En section courante :

TABLE 3.20 – Les valeurs de $\epsilon_{0.83}$ en section courante. pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.09412768308	0.122793146	0.1534128661	0.1926817018	0.2446869416	0.1926271708	0.122793146	0.09806535824	0.09806535824
$\frac{b}{4}$	0.08255759971	0.09252973299	0.09936217	0.1510150501	0.1947209952	0.2516729508	0.23556141	0.1621078833	0.1288449231
$\frac{b}{2}$	0.05472016313	0.07026118875	0.2890926922	0.1233520086	0.1755847806	0.2114400819	0.2728101933	0.2202177611	0.1773433871
$\frac{3b}{4}$	0.04670260795	0.06534075605	0.08670893809	0.1172747092	0.1627741713	0.1856647132	0.237046906	0.3007181113	0.2438550435
b	0.04574537936	0.0648230508	0.08607195287	0.01544538	0.1513351657	0.24493619	0.2250350948	0.2744740537	0.3341301563

— sur section d'appui :

TABLE 3.21 – Les valeurs de $\epsilon_{0.83}$ sur appui pour $\theta = 0.427$

e \ y	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0.0528616386	0.095525156	0.1468230562	0.2163174292	0.3161649231	0.2163174292	0.1468230562	0.04589213042	0.0528616386
$\frac{b}{4}$	0.0514664052	0.0606870323	0.0993488817	0.1499814594	0.2205044721	0.3217800296	0.2224624487	0.1509480809	0.0926509025
$\frac{b}{2}$	0.0140255258	0.0332582674	0.0626010971	0.1121207806	0.1645325338	0.2367931208	0.3382260325	0.235172102	0.1523623628
$\frac{3b}{4}$	0.0106183298	0.0354519943	0.0636114727	0.0969985446	0.1391484952	0.1938700618	0.2658371895	0.3609743651	0.2400668739
b	0.0182508464	0.0436355721	0.0711550649	0.1028157699	0.1404902	0.1856937282	0.2392610139	0.3007875209	0.3677687799

Ci dessous le graphe correspondant aux lignes d'influence en section d'appui :

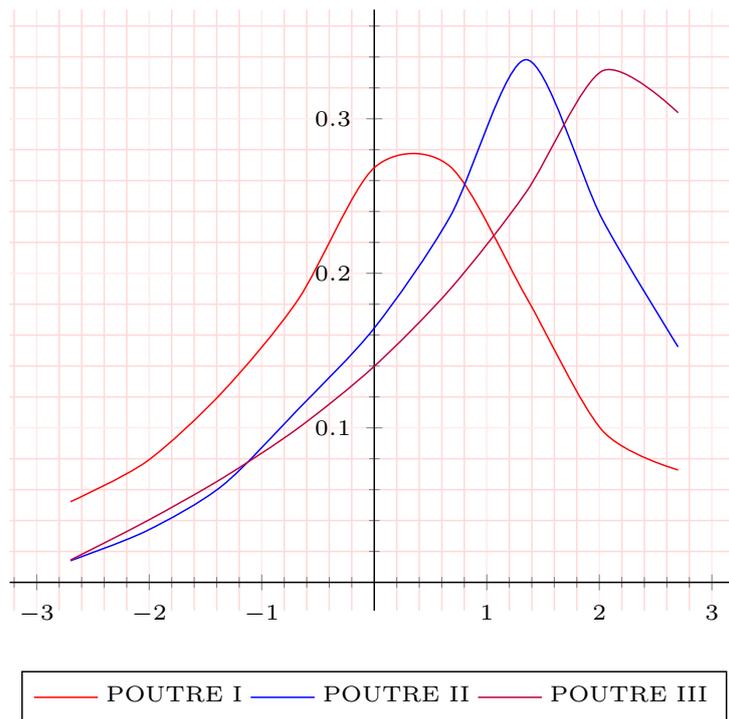


FIGURE 3.17 – Lignes d'influence de ϵ en section d'appui des poutres I, II, III.

Ci dessous le graphe correspondant aux lignes d'influence en section d'appui :

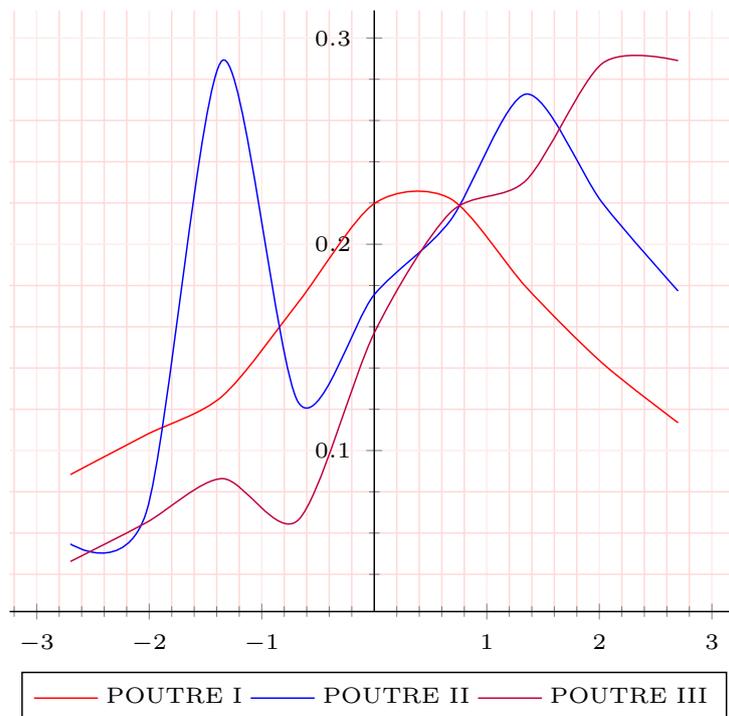


FIGURE 3.18 – Lignes d'influence de ϵ en section d'appui des poutres I, II, III.

3.5.10 Calcul des coefficients de répartition transversale pour chaque chargement

3.5.10.1 En section courante

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

3.5.10.1.1 Charges A

TABLE 3.22 – Valeurs de ϵ pour le chargement A en section courante.

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	aire de la ligne d'influence δ	0,7673342672	0,8167181678	0,8302088336
	Largeur chargée	4,2	4,2	4,2
	$\epsilon_\alpha(A_L)$	0,182698635	0,1944567066	0,1976687699

3.5.10.1.2 Charges MC_{120}

TABLE 3.23 – Valeurs de ϵ pour le chargement MC_{120} .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
MC_{120}	aire de la ligne d'influence δ	0,354012108	0,3896573641	0,4010788729
	Largeur chargée	2	2	2
	$\epsilon_\alpha(MC_{120})$	0,177006054	0,194828682	0,2005394364

3.5.10.1.3 Charges D_{240}

TABLE 3.24 – Valeurs de ϵ pour le chargement D_{240} .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
D_{240}	aire de la ligne d'influence δ	0,6738149786	0,7270580511	0,7439822253
	Largeur chargée	3,2	3,2	3,2
	$\epsilon_\alpha(D_{240})$	0,2105671808	0,227205641	0,2324944454

3.5.10.1.4 Charges B_C

TABLE 3.25 – Valeurs de ϵ pour le chargement B_c .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	ϵ_1	1,160660454	1,597293605	1,969599393
	ϵ_2	1,151915388	2,04	3,16
	$\epsilon_\alpha(B_C)$	2,312575841	3,637293605	5,129599393

3.5.10.1.5 Charges B_t

TABLE 3.26 – Valeurs de ϵ pour le chargement B_t .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	ϵ_1	1,160660454	1,597293605	1.969599392644223
	ϵ_2	1,151915388	2,04	3,16
	$\epsilon_\alpha(B_C)$	2,312575841	3,637293605	5,129599393

3.5.10.1.6 Charges B_r

TABLE 3.27 – Valeurs de ϵ pour B_r

Colonne 1	POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
ϵ_{Br}	1,162185289	2,04	3,16

3.5.10.2 En section d'appui

3.5.10.2.1 Charges A

TABLE 3.28 – Valeurs de ϵ' pour le chargement A en section courante.

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	aire de la ligne d'influence δ	0,7673342672	0,8167181678	0,8302088336
	Largeur chargée	4,2	4,2	4,2
	$\epsilon'_\alpha(A_L)$	0,182698635	0,1944567066	0,1976687699

3.5.10.2.2 Charges MC_{120}

TABLE 3.29 – Valeurs de ϵ' pour le chargement MC_{120} .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
MC_{120}	aire de la ligne d'influence δ	0,354012108	0,3896573641	0,4010788729
	Largeur chargée	2	2	2
	$K_\alpha(MC_{120})$	0,177006054	0,194828682	0,2005394364

3.5.10.2.3 convoi D_{240}

TABLE 3.30 – Valeurs de ϵ' pour le chargement D_{240} en section courante.

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
D_{240}	aire de la ligne d'influence δ	0,6738149786	0,7270580511	0,7439822253
	Largeur chargée	3,2	3,2	3,2
	$\epsilon'_\alpha(MC_{120})$	0,2105671808	0,227205641	0,2324944454

3.5.10.2.4 Charges B_C

TABLE 3.31 – Valeurs de ϵ' pour le chargement B_c .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	ϵ'_1	1,160660454	1,597293605	1,969599393
	ϵ'_2	1,151915388	2,04	3,16
	$\epsilon'_\alpha(B_C)$	2,312575841	3,637293605	5,129599393

3.5.10.2.5 Charges B_t

TABLE 3.32 – Valeurs de ϵ' pour le chargement B_t .

Abscisse de la poutre		POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
Une voie chargée	ϵ'_1	1,160660454	1,597293605	1.969599392644223
	ϵ'_2	1,151915388	2,04	3,16
	$\epsilon'_\alpha(B_C)$	2,312575841	3,637293605	5,129599393

3.5.10.2.6 Charges B_r

TABLE 3.33 – Valeurs de ϵ' pour B_r

	POUTRE I	POUTRE II	POUTRE III
ϵ'_{B_r}	1,162185289	2,04	3,16

3.5.11 Répartition des moments fléchissant et efforts tranchant dans les poutres

TABLE 3.34 – Récapitulatif des efforts tranchants maximaux en $X = 0$.

Charges et surcharges		Effort tranchant Max Poutre	Poutre I		Poutre II		Poutre III		
			ϵ	T KN	ϵ	T KN	ϵ	T KN	
Charges permanentes		178,848	1	178,848	1	178,848	1	178,848	
Système de charge $A(L)$	une voie chargée	74,75	0,21	13,65487712	0,19	14,53979254	0,20	14,777138	
	Système de charges B								
B_c	01 file	80,3	0,39	31,61130254	0,46	36,76772856	0,51	40,78855098	
	B_t	tandem	65,19	0,46	30,06112044	0,51	33,12265887	0,56	36,67
	B_r		18,17	0,28	5,13	0,34	6,15	0,34	6,20
Charges militaires		MC_{120}	228,4025	0,18	40,42862525	0,19	44,49935805	0,20	45,80
convoi exceptionnel		D_{240}	193,545	0,21	40,75	0,23	43,97	0,23	179,3715369

TABLE 3.35 – Récapitulatif des moments fléchissants maximaux (KN).

Charges et surcharges		Moment fléchissant Max Poutre	Poutre I		Poutre II		Poutre III	
			K	M ($KN \cdot m$)	K	M ($KN \cdot m$)	K	M ($KN \cdot m$)
Charges permanentes		804,816	1	804,816	1	804,816	1	804,816
Système de charge $A(L)$	une voie chargée	336,38	0.85	285,2509068	1.10	370,018	1.39	476,56
Système de charges B	B_c 01 file	265.848	1.16	304.60	1.82	483.48	2.56	681.85
	B_t tandem	263.43	1.16	95.01	1.82	479.09	2.56	675.65
	B_r	81,75	1.16	95.01	2.04	166.77	3.16	258.33
Charges militaires	MC_{120}	685.3167	0.94	647.24	1.22	840.47	1.45	994.16
convoi exceptionnel	D_{240}	870.96	1.12	980.91	1.46	1273.81	1.77	1542.08

3.5.12 Combinaison de charge :

3.5.12.1 Combinaison de charges des moments fléchissant :

Il reste à trouver la combinaison de charge la plus défavorable, selon laquelle l'étude sera faite :

TABLE 3.36 – Moment maximal sous combinaison de charges en ($KN \cdot m$).

L'état limite	Combinaison de charges	Poutre I	Poutre II	Poutre III
ELS	$G + 1,2 \cdot A(L)$	1903,2	1903,6	1903,9
	$G + \max(B)$	11265,38	1529,20	1826,40
	$G + Mc_{120}$	1908,63	2238,17	2500,27
	$G + D_{240}$	1785,73	2078,61	2346,88
ELU	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot A(L)$	2987,8016	4128,1016	14128,7416
	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot \max(B)$	1700,584839	2052,351453	2235,7886
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot Mc_{120}$	2576,647296	3021,525692	3375,371148
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot D_{240}$	1088,1016	2806,129001	3168,294325

3.5.12.2 Combinaisons de charges des efforts tranchant

TABLE 3.37 – Efforts tranchants maximaux sous combinaison de charges en (KN).

L'état limite	Combinaison de charges	Poutre I	Poutre II	Poutre III
ELS	$G + 1,2 \cdot A(L)$	195,23	196,296	196,58
	$G + \max(B)$	216,7815631	222,9692743	227,7942612
	$G + M_{C_{120}}$	219,2766252	223,35	224,65
	$G + D_{240}$	219,60	222,82	358,22
ELU	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot A(L)$	263,29	264,71	265,09
	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot \max(B)$	292,023	300,27	306,71
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot M_{C_{120}}$	296,023	301,52	303,28
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot D_{240}$	296,46	300,81	483,6

Conclusion

La poutre la plus chargée selon les combinaisons de charge ci-dessus est la Poutre III et les moments max et les efforts tranchants max sont les suivant :

A L'ELS

$$\begin{cases} \text{Moment fléchissant : } G + M_{C_{120}} = 2500,27 \text{KN} \cdot m \\ \text{Effort tranchant : } G + D_{240} = 358,22 \text{KN} \end{cases}$$

A L'ELU

$$\begin{cases} \text{Moment fléchissant : } 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot M_{C_{120}} = 3375,37 \text{KN} \cdot m \\ \text{Effort tranchant : } 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot M_{C_{120}} = 483,6 \text{KN} \end{cases}$$

Chapitre 4

Modélisation numérique

4.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une modélisation numérique du tablier du pont. Dans un premier temps, nous vérifierons les efforts calculés précédemment, puis appliquerons le matériau composite et reverrons les efforts engendrés afin d'étudier les effets de l'ajout de ce dernier.

4.2 Présentation du logiciel :

ANSYS est un logiciel de simulation numérique basé sur la méthode des éléments finis développé par ANSYS INC réputé d'être l'un des plus innovant du domaine . il est considéré l'un des produit les plus puissant multidisciplinaire , utilisé par les chercheurs comme par les ingénieurs en Recherche et developpement.

4.2.1 Étapes de la modélisation

En général, la modélisation dans l'environnement Apdl du logiciel ansys, suit les étapes suisvante :

- Première étape : prétraitement (pre-processing)
 - Le choix des éléments adéquats pour le modèle
 - Introduction des caractéristiques des matériaux
 - La conception de la géométrie du modèle peut se faire avec le logiciel ou être importée d'un autre logiciel de conception dans le cas d'un modèle très complexe
 - Le maillage du modèle
 - Introduction des conditions aux limites du problème
- Deuxième étape : traitement (processing)
 - Application des chargements
 - Choix du type d'analyse
 - Lancement de l'analyse
- Dernière étape : post-traitement (post-processing)
 - Affichage des différents résultats

4.3 Descriptif de la problématique

Le pont étudié, est en effet une extension d'un pont déjà existant en béton précontrainte à OUED CORSO au niveau de la wilaya de Boumerdes. Après avoir effectuer des essaies ultra sonores des fissuration on été détecté au niveau de la poutre centrale, et afin de faire face a cette problématique, un double renforcement structurale moyennant des tissu de fibre de carbone dit TFC a été utilisé ainsi que des lamelles de fibre de carbone a été utilisé.

4.4 Modélisation :

4.4.1 type d'éléments utilisés :

- L'éléments solid 65 : pour la modélisation du béton.
- L'élément link 180 : poiur l'acier.

— Élément 3D Solid 185 : pour le matériau composite.

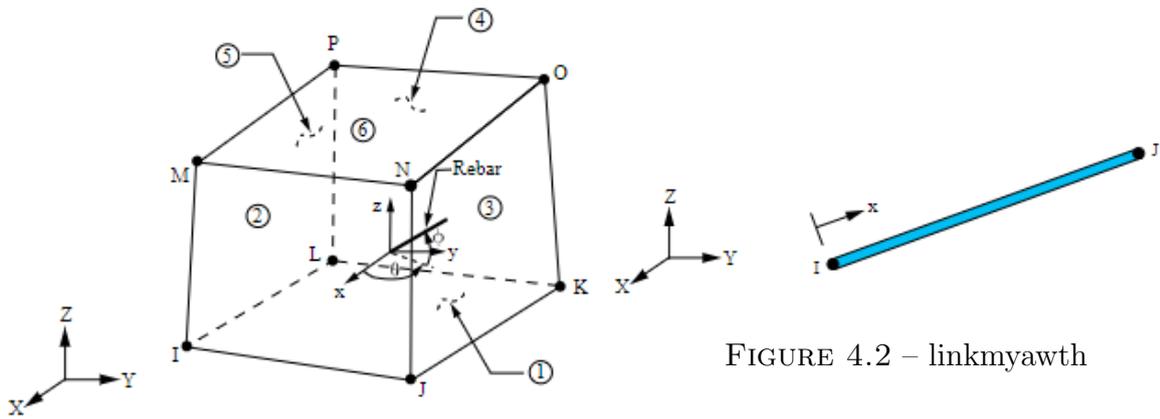


FIGURE 4.2 – linkmyawth

FIGURE 4.1 – Titre de la première image

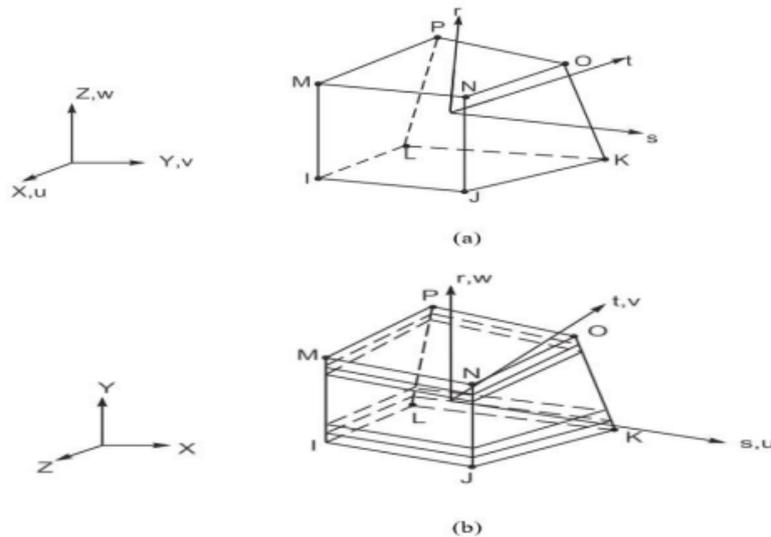


FIGURE 4.3 – Élément 3D Solid 185 avec ces deux modes : (a) structural;(b) layered.

4.4.2 Propriétés des matériaux

4.4.3 Le béton

Afin de modéliser le comportement du béton avec l'élément solid 65, on devrait introduire les caractéristiques suivantes :

- Comportement linéaire isotrope :
 - Le module d'élasticité noté EX .
 - Le coefficient de Poisson noté $PRXY$
- Propriétés multi-linéaires isotropes :
 - Coefficient de transfert de cisaillement noté $ShrCf - Op$
 - Résistance ultime à la traction noté $UnTensSt$
 - Résistance ultime à la compression noté $UnCompSt$
- Courbe contrainte-déformation du béton

L'ensemble des propriétés sont résumées dans le tableau suivant :

TABLE 4.1 – Propriétés du béton pour L'élément solid 65.

Élément Solid 65		
lineaire isotropique	$EX(MPA)$	25000
	$PRXY$	0.2
Concrete	B_t	263,29
	$ShrCf - Op$	0.2
	$ShrCf - CI$	0.2
	$UnTensSt$	3.3
	$UnCompSt$	28
$\sigma - \epsilon$	$\sigma(MPA)$	ϵ
	0	0
	0.348	8,7
	0.672	15.49
	0.989	20.92
	1.298	24.71
	2.32	29

4.4.4 Acier

Afin de modéliser le comportement de l'acier, les caractéristiques suivantes sont requises :

- Le module d'élasticité noté E_X .
- La contrainte de traction.
- Le coefficient de Poisson noté PR_{XY} .
- Le diamètre de l'acier noté ϕ .

L'ensemble des caractéristiques de l'acier se résume ci-dessous :

Élément link 180		
Acier	Linéaire isotropique	
	E_x (MPa)	210 000
	PR_{XY}	0.3
	Bilinéaire isotropique	
	Tension (MPa)	410
	E	1 000
	Diamètres (mm)	
	ϕ_1	25
	ϕ_2	32
	ϕ_3	12
	ϕ_4	16

TABLE 4.2 – Propriétés de l'élément link 180.

4.4.5 Les matériaux composites

Les données d'entrée nécessaires pour les composites de CFRP dans les modèles d'élément fini sont comme suit :

- L'épaisseur de la couche.
- Module d'élasticité du matériau dans les trois directions : E_x, E_y, E_z .
- Les modules de cisaillement du matériau dans les trois directions : G_x, G_y, G_z .
- Coefficients de Poisson dans les trois plans : $\nu_{xy}, \nu_{yz}, \nu_{xz}$.

TABLE 4.3 – Propriétés du matériau composite de type CFRP 01.

Matériaux composite 01		
CFRP	Module d'élasticité (MPa)	
	E_x	62 000
	E_y	4 800
	E_z	4 800
	Coefficients de Poisson	
	ν_{xy}	0.2
	ν_{yz}	0.2
	ν_{xz}	0.3
	Module de cisaillement (MPa)	
	G_{xy}	3 270
	G_{yz}	3 270
	G_{xz}	1 860

TABLE 4.4 – Propriétés du matériau composite de type CFRP 02.

Matériaux composite 02		
CFRP	Module d'élasticité (MPa)	
	E_x	170 000
	E_y	4 800
	E_z	4 800
	Coefficients de Poisson	
	ν_{xy}	0.2
	ν_{yz}	0.2
	ν_{xz}	0.2
	Module de cisaillement (MPa)	
	G_{xy}	3 370
	G_{yz}	2 000
	G_{xz}	2 950

4.4.6 Modélisation du cas d'étude

Le modèle construit est donnée dans les figures si-dessous

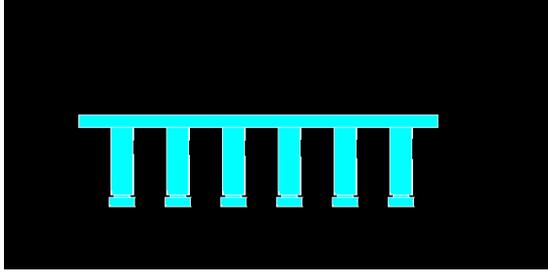


FIGURE 4.4 – Vue de coté du tablier.

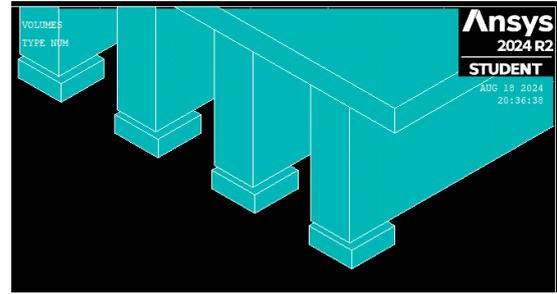


FIGURE 4.5 – Détails au niveau des appuis.

On a opté pour une discrétisation avec des éléments rectangulaires afin de procéder à l'application des conditions aux limites. Ces dernières ont été appliquées au niveau des poutres qui sont simplement appuyées. Les détails sont montrés dans la figure ci-dessous.

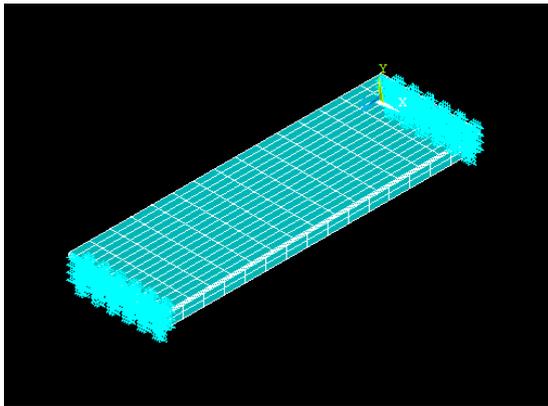


FIGURE 4.6 – La discrétisation du tablier et l'application des conditions aux limites.

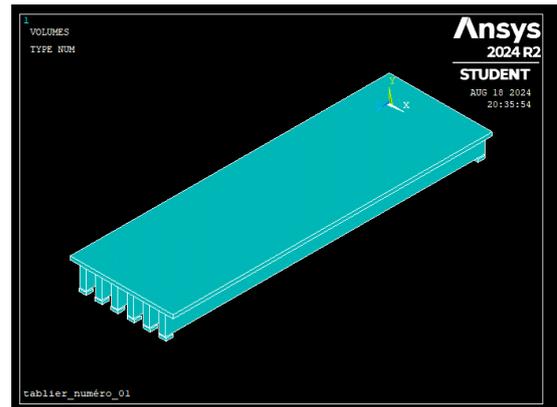


FIGURE 4.7 – Tablier en 3D.

4.5 Premier cas : sans renforcement

Dans cette première partie, le pont n'est pas encore renforcé. Le but est de vérifier les efforts calculés précédemment avec ceux obtenus numériquement. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

TABLE 4.5 – La comparaison entre les résultats analytiques et numériques pour l’effort tranchant.

L’état limite	Combinaison de charges	T_{max} Analytique	T_{max} numérique	Écart %
ELS	$G + 1,2 \cdot A(L)$	196,58	211,09	-7,38
	$G + \max(B)$	227,79	235,23	-3,26
	$G + Mc_{120}$	223,35	219,1	1,90
	$G + D_{240}$	358,22	367,45	2,58
ELU	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot A(L)$	265,09	277,97	-4,86
	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot \max(B)$	306,71	312,01	-1,40
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot Mc_{120}$	303,28	300,15	1,03
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot D_{240}$	483,6	500,3	3,45

TABLE 4.6 – la comparaison entre les résultats analytiques et numériques pour le moment fléchissant.

L’état limite	Combinaison de charges	M_{max} Analytique	M_{max} numérique	Écart %
ELS	$G + 1,2 \cdot A(L)$	1903,9	1930,9	1,42
	$G + \max(B)$	1826,40	1863,21	-2,02
	$G + Mc_{120}$	2500,27	2478,72	0,86
	$G + D_{240}$	2346,88	2390,9	1,87
ELU	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot A(L)$	4128,7416	4214,63	-2,08
	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot \max(B)$	2235,7886	2279,91	1,97
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot Mc_{120}$	3375,371148	3101,78	2,65
	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot D_{240}$	3168,29	3200,47	1,02

COMMENTAIRE : À première vue, nous observons que les résultats obtenus numériquement sont très proches de ceux calculés précédemment. Cela confirme non seulement l’efficacité du modèle choisi, mais également la fiabilité des calculs analytiques.

4.6 Deuxième cas : Après renforcement

Pour le renforcement deux type de matériaux composites on été utilisées, un tissu de CFRP appliqué longitudinalement, et des lamelles de CFRP transversalement sur toute la longueur de la poutre.

Les lamelles appliquées transversalement sont utilisées pour le renforcement en cisaillement, quant à l'application longitudinale, elle est utilisé pour le renforcement en flexion. Ici il est clair que le but principale est de renforcer en cisaillement.

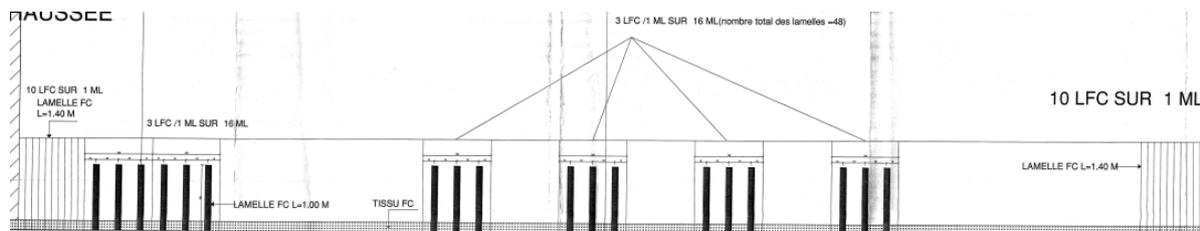


FIGURE 4.8 – Application des renforcement au niveau de la poutre.

Les résultats trouvés sont résumés dans les tableaux ci dessous :

TABLE 4.7 – Comparaison des moments fléchissants maximaux avant et après application d du CFRP.

État limite	Combinaison défavorable	M_{max} avant renforcement	M_{max} après renforcement	Écart %
ELU	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot M_{c120}$	3375,37	3668,89	8.69
ELS	$G + M_{c120}$	2500,27	2701,21	8.03

TABLE 4.8 – Comparaison des efforts tranchants maximaux avant et après application du CFRP.

État limite	Combinaison défavorable	T_{max} avant renforcement	T_{max} après renforcement	Écart %
ELU	$1,35 \cdot G + 1,35 \cdot D_{240}$	358,22	437,45	22,11
ELS	$G + D_{240}$	483,6	587,31	21,44

Conclusion

Grâce à cette étude numérique effectuée, nous avons pu, en premier lieu, vérifier la fiabilité des efforts calculés précédemment, et effectuer une comparaison de ces derniers avant et après l'application du renforcement, qui a augmenté de manière significative les efforts au sein de la structure. Une telle différence se traduira par l'augmentation de la rigidité de la structure.

Conclusion générale et recommandations

Le domaine de la réhabilitation et de la maintenance présente un potentiel immense, compte tenu de l'importance du réseau en Algérie. Ces structures constituent un élément clé du réseau routier et représentent un patrimoine d'une grande valeur. Ainsi, la nécessité d'une maintenance régulière s'impose. Néanmoins, la dégradation de telles infrastructures demeure inévitable avec le temps.

La réparation des ouvrages, à première vue, ne semble pas révéler une grande complexité technique. Cependant, elle dissimule en réalité un ensemble de défis techniques considérables, ou l'existence même de l'ouvrage présente un défi du point d'un point de vue technique, car l'évaluation des efforts et des sollicitations peut s'avérer délicate en raison de l'évolution constante des normes de construction. Contrairement à la conception initiale, l'aboutissement à de bons résultats finaux repose sur une superposition adéquate de plusieurs facteurs clés. L'étape primordiale est le diagnostic de la gravité des dégradations, une étape cruciale jouant un rôle dans la prise de décision de la faisabilité de l'opération, qui englobe une connaissance approfondie des différentes pathologies. La connaissance de ces dernières donnera une évaluation de l'ensemble des dégâts et de leur degré de gravité ce qui va permettre, ainsi que le choix des techniques adaptées au diagnostic, pour enfin déterminer l'ensemble des techniques de réparation requises.

Dans cette perspective, nous avons mis en lumière la technique de renforcement avec des matériaux composites, appliquée au pont de l'Oued Corso au niveau des poutres. Les résultats obtenus montrent l'efficacité de cette méthode, qui a apporté une amélioration en rigidité à la structure.

La comparaison des résultats des efforts internes numériques sont très proches des résultats analytiques. Cela confirme l'efficacité du modèle choisi, mais également la fiabilité des calculs analytiques. L'étude comparative du tablier avant renforcement et après renforcement a montré une augmentation des efforts internes.

L'évaluation des efforts internes après renforcement se traduit par une augmentation de la rigidité au niveau des poutres, cela pourrait se refléter sur la ductilité de la structure globale, deux facteurs clés dans le comportement sismique de tout ouvrage en génie civil, notamment pour le contexte de la wilaya de Boumerdes, qui est une zone fortement sismique, c'est pourquoi il serait judicieux de compléter cette étude avec une étude sismique de ce pont, pour convenablement évaluer l'efficacité de ces matériaux, et voir leurs effets sur le comportement dynamique du pont.

La compréhension de la composition du matériau composite CFRP et de ses caractéristiques est importante pour comprendre les raisons de son utilisation croissante en Génie Civil, s'assurer de l'efficacité des techniques de renforcement employées, et avoir un aperçu des sujets de recherche actuels.

L'avantage de cette méthode réside dans sa polyvalence par rapport aux techniques conventionnelles, dont l'application est irréversible. À la lumière des résultats

obtenus, une augmentation significative de la rigidité a été atteinte, sans augmentation du poids.

Plusieurs pistes de recherche futures peuvent être envisagées, à savoir :

- L'étude réalisée demeure relativement simpliste. Pour obtenir des résultats plus détaillés, il serait pertinent de modéliser l'interface entre la fibre et la surface de carbone, ce qui permettrait d'analyser plus finement l'interaction entre ces matériaux, une telle étude pourrait être aussi accompagnée d'essais sur site des tige et non destructive.
- Un autre sujet pouvant représenter une idée de recherche ultérieure serait l'étude de l'initiation et de la propagation des fissures dans de tels ponts renforcés et l'analyse de leurs formation et évolution sous l'influence de facteurs spécifiques, tels que les charges dynamiques et les gradients thermiques. De telles recherches s'inscrivent dans le domaine de la mécanique de la rupture et pourraient être utilisées pour évaluer la durabilité des structures.
- Pour de futurs projets de fin d'études, il serait intéressant d'explorer les deux parties d'un pont en mettant l'accent sur leur liaison et en examinant les effets de leur combinaison, compte tenu des différences de matériaux utilisés (béton armé et béton précontraint).
- Durant ce travail, un premier constat fut le manque, voire l'absence, d'études soulignant le facteur économique de l'usage de ces techniques. Une étude sur l'évaluation du coût-efficacité des méthodes de renforcement utilisant des matériaux composites par rapport aux techniques conventionnelles s'avère indispensable. Cette analyse permettra d'examiner la rentabilité de chaque approche tout en tenant compte de leur durabilité et de leur performance à long terme. En considérant les coûts d'implémentation, les avantages potentiels et les inconvénients associés à chaque méthode.
- À travers cette étude, une problématique s'est clairement dégagée : le manque de données. L'exploitation des données à l'échelle de chaque wilaya, ainsi que l'accompagnement des ouvrages tout au long de leur durée de vie, sont essentiels pour mieux évaluer l'impact économique et la performance des techniques de renforcement.
- L'intégration de l'intelligence artificielle dans l'évaluation et le renforcement des structures pourrait révolutionner notre approche. En exploitant des algorithmes d'apprentissage automatique pour analyser les données des capteurs et prédire la performance des matériaux, nous pourrions améliorer significativement la durabilité et la rentabilité des ouvrages.

Bibliographie

- [1] BOUABDALLAH, M. A., BOUABDALLAH, A., Abdelhadi, H., Ferhaoui, A., & Boualla, N. (2023). Diagnostic des dégradations des ouvrages en béton-armé et méthodologie d'intervention. SNGID-07, ENSET-Oran, 29.
- [2] Aitcin PC, Neville A, Acker P. Les différents types de retrait du béton. Bulletin-Laboratoires des ponts et chaussées. 1998 May ;41-52.
- [3] Combrinck R, Steyl L, Boshoff WP. Interaction between settlement and shrinkage cracking in plastic concrete. *Construction and Building Materials*. 2018 Oct 10 ;185 :1-1.
- [4] Lin H, Zhao Y, Feng P, Ye H, Ozbolt J, Jiang C, Yang JQ. State-of-the-art review on the bond properties of corroded reinforcing steel bar. *Construction and Building Materials*. 2019 Jul 20 ;213 :216-33.
- [5] Chaussadent T. Etat des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton armé. 1999 Sep.
- [6] Parrott LJ. A review of carbonation in reinforced concrete. 1987 Jul.
- [7] Mohammed, M. K. (2015). Multi-scale response of sustainable self-compacting concrete (SCC) to carbonation and chloride penetration (Doctoral dissertation, University of Nottingham).
- [8] Pacheco-Torgal F, Melchers RE, Shi X, De Belie N, Van Tittelboom K, Perez AS, editors. *Eco-efficient repair and rehabilitation of concrete infrastructures*. Woodhead Publishing ; 2017 Nov 15
- [9] Castro-Borges P, Balancán-Zapata M, López-González A. Analysis of tools to evaluate chloride threshold for corrosion onset of reinforced concrete in tropical marine environment of Yucatán, México. *Journal of Chemistry*. 2013 ;2013(1) :208619.
- [10] Chen WF, Duan L, editors. *Bridge engineering handbook : Seismic design*. CRC press ; 2014 Jan 24.
- [11] Chen WF, Duan L, editors. *Bridge engineering handbook : Seismic design*. CRC press ; 2014 Jan 24
- [12] Seleem HE, Rashad AM, El-Sabbagh BA. Durability and strength evaluation of high-performance concrete in marine structures. *Construction and building Materials*. 2010 Jun 1 ;24(6) :878-84.
- [13] Celik K, Meral C, Gursel AP, Mehta PK, Horvath A, Monteiro PJ. Mechanical properties, durability, and life-cycle assessment of self-consolidating concrete mixtures made with blended portland cements containing fly ash and limestone powder. *Cement and Concrete Composites*. 2015 Feb 1 ;56 :59-72.
- [14] Chabbi R, Ferhoune N, Bouabdallah F. Pathologies, diagnostic à l'aide de CND et techniques de réparation et protection des ouvrages en béton armé : état de l'art. *Faculté Des Sciences Et Sciences Appliquées, Université Larbi Ben Mhidi, Oum El Bouaghi*. 2018.
- [15] Fuentes A. *Le béton armé après fissuration : état de service : état limite ultime, ductilité : mécanisme de rupture des structures hyperstatiques*. Eyrolles ; 1987.

- [16] Raza S, Khan MK, Menegon SJ, Tsang HH, Wilson JL. Strengthening and repair of reinforced concrete columns by jacketing : State-of-the-art review. *Sustainability*. 2019 Jun 9 ;11(11) :3208.
- [17] Daudey X, Filiatrault A. Seismic evaluation and retrofit with steel jackets of reinforced concrete bridge piers detailed with lap-splices. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2000 Feb 15 ;27(1) :1-6.
- [18] Clyne TW, Hull D. An introduction to composite materials. Cambridge university press ; 2019 Jul 11.
- [19] Boppana, S. B., Ramachandra, C. G., Kumar, K. P., & Ramesh, S. Structural composite materials.
- [20] Rajak DK, Pagar DD, Kumar R, Pruncu CI. Recent progress of reinforcement materials : a comprehensive overview of composite materials. *Journal of Materials Research and Technology*. 2019 Nov 1 ;8(6) :6354-74.
- [21] Berthelot, J. M. (2012). *Matériaux composites* (5e éd.).
- [22] Kossakowski, P. G., & Wciślik, W. (2022). Fiber-reinforced polymer composites in the construction of bridges : Opportunities, problems and challenges. *Fibers*, 10(4), 37.
- [23] Correia JR. Fibre-reinforced polymer (FRP) composites. *Materials for Construction and Civil Engineering : Science, Processing, and Design*. 2015 :501-56.
- [24] Sathishkumar TP, Satheeshkumar S, Naveen J. Glass fiber-reinforced polymer composites—a review. *Journal of reinforced plastics and composites*. 2014 Jul ;33(13) :1258-75.
- [25] Prashanth S, Subbaya KM, Nithin K, Sachhidananda S. Fiber reinforced composites-a review. *J. Mater. Sci. Eng*. 2017 May ;6(03) :2-6.
- [26] Park, S. J. (2015). *Carbon fibers* (Vol. 210). Dordrecht, The Netherlands : : Springer.
- [27] Altenbach H, Altenbach J, Kissing W, Altenbach H. *Mechanics of composite structural elements*. Berlin : Springer-Verlag ; 2004 Mar.
- [28] Balasubramanian K, Sultan MT, Rajeswari N. Manufacturing techniques of composites for aerospace applications. In *Sustainable composites for aerospace applications 2018* Jan 1 (pp. 55-67). Woodhead Publishing.
- [29] Rolland, A. (2015). *Comportement mécanique et durabilité de structures en béton renforcées par des armatures composites internes* (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- [30] Agarwal BD, Broutman LJ, Chandrashekhara K. *Analysis and performance of fiber composites*. John Wiley & Sons ; 2017 Oct 26.
- [31] Liu, Y., Zwingmann, B., & Schlaich, M. (2015). Carbon fiber reinforced polymer for cable structures—A review. *Polymers*, 7(10), 2078-2099.
- [32] Edie, D. D. (1998). The effect of processing on the structure and properties of carbon fibers. *Carbon*, 36(4), 345-362
- [33] L.H. Peebles, *Carbon Fiber—Formation, Structure, and Properties*, Boca Raton (CRC Press, LA, 1995)
- [34] Peebles, L. H. (2018). *Carbon fibers : formation, structure, and properties*. CRC Press.
- [35] Edie, D. D. (1998). The effect of processing on the structure and properties of carbon fibers. *Carbon*, 36(4), 345-362.
- [36] Russell, Justin, et al. "Dynamic response of an FRP footbridge due to pedestrians and train buffeting." *Procedia engineering* 199 (2017) : 3059-3064.
- [37] Kossakowski, Paweł Grzegorz, and Wiktor Wciślik. "Fiber-reinforced polymer composites in the construction of bridges : Opportunities, problems and challenges." *Fibers* 10.4 (2022) : 37.
- [38] Sonnenschein, Robert, Katarina Gajdosova, and Ivan Holly. "FRP Composites and their Using in the Construction of Bridges." *Procedia engineering* 161 (2016) : 477-482.

- [39] Vijayan, D. S., Sivasuriyan, A., Devarajan, P., Stefańska, A., Wodzyński, L., & Koda, E. (2023). Carbon fibre-reinforced polymer (CFRP) composites in civil engineering application—a comprehensive review. *Buildings*, 13(6), 1509.
- [40] Gonçalves, M. C., & Margarido, F. (2015). *Materials for construction and civil engineering*. Cham, Switzerland : Springer.
- [41] Bank, L. C. (2006). *Composites for construction : structural design with FRP materials*. John Wiley & Sons.
- [42] Wan, B. (2014). Using fiber-reinforced polymer (FRP) composites in bridge construction and monitoring their performance : an overview. In **Advanced composites in bridge construction and repair** (pp. 3-29).
- [43] Tang, B., & Podolny, W. (1999). A successful beginning for fiber reinforced polymer (FRP) composite materials in bridge applications. In **Proceedings of the International Conference on Corrosion and Rehabilitation of Reinforced Concrete Structures** held 7-11 December 1998, Orlando, Florida, USA.
- [44] Siwowski, T., Rajchel, M., & Własak, L. (2021). Experimental study on static and dynamic performance of a novel GFRP bridge girder. **Composite Structures**, 259, 113464.
- [45] Bakis, C. E., Bank, L. C., Brown, V., Cosenza, E., Davalos, J. F., Lesko, J. J., ... & Triantafyllou, T. C. (2002). Fiber-reinforced polymer composites for construction—State-of-the-art review. *Journal of composites for construction*, 6(2), 73-87.
- [46] Smits, J. (2016). Fiber-reinforced polymer bridge design in the Netherlands : Architectural challenges toward innovative, sustainable, and durable bridges. *Engineering*, 2(4), 518-527.
- [47] Hollaway, L. C. (2001). *Advanced polymer composites and polymers in the civil infrastructure*. Elsevier.
- [48] Siwowski, T., Kaleta, D., & Rajchel, M. (2018). Structural behaviour of an all-composite road bridge. **Composite Structures**, 192, 555-567.
- [49] Chróścielewski, J., Miśkiewicz, M., Pyrzowski, Ł., Sobczyk, B., & Wilde, K. (2017). A novel sandwich footbridge : Practical application of laminated composites in bridge design and in situ measurements of static response. **Composites Part B : Engineering**, 126, 153-161.
- [50] De Lorenzis, L., & Teng, J. G. (2007). Near-surface mounted FRP reinforcement : An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B : Engineering*, 38(2), 119-143.
- [51] Contamine, R. (2011). *Contribution à l'étude du comportement mécanique de composites textile-mortier : application à la réparation et/ou renforcement de poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant* (Doctoral dissertation, Université Claude Bernard-Lyon I).
- [52] Bouzeboudja, F. (2017). Poinçonnement de dalles armés de tissus composites.
- [53] Shaw-Stewart D, Sumerak JE. *The pultrusion process. Pultrusion for Engineers*. 1st ed. Abington Cambridge : Woodhead Publishing Ltd. 2000 Jan 1 :19-65.
- [54] Swift KG, Booker JD. *Manufacturing process selection handbook*. Butterworth-Heinemann ; 2013 Feb 15.
- [55] Hutchinson, R., Tadros, G., Kroman, J., & Rizkalla, S. (2003). Use of externally bonded FRP systems for rehabilitation of bridges in Western Canada. *ACI Special Publications*, 215, 239-248.
- [56] da Silva, L. V., de Menezes, E. A. W., Tarpani, J. R., & Amico, S. C. (2022). Accelerated Ageing Effects on Short-Beam Strength Behavior of Pultruded CFRP Rods. *Applied Composite Materials*, 29(2), 855-869.

- [57] Wohlfahrt, D., Peller, H. F. M., Müller, S., Modler, N., & Mechtcherine, V. (2023). Investigation of helix-pultruded CFRP rebar geometry variants for carbon-reinforced concrete structures. *Polymers*, 15(15), 3285.
- [58] Qureshi, J. (2023). A review of fibre reinforced polymer bridges. *Fibers*, 11(5), 40.
- [59] Karbhari, V. M., Chin, J. W., & Reynaud, D. R. (2000). Critical gaps in durability data for FRP composites in civil infrastructure.
- [60] IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change). (2018). An IPCC Special Report on the impacts of global warming. Geneva : ipcc.
- [61] Li, H., Xian, G., Lin, Q., & Zhang, H. (2012). Freeze–thaw resistance of unidirectional-fiber-reinforced epoxy composites. *Journal of Applied Polymer Science*, 123(6), 3781-3788.
- [62] Tao, Z., Zhang, Y., Chen, X., & Gu, X. (2022). Effects of freeze-thaw cycles on the mechanical properties of cement-fiber composite treated silty clay. *Construction and Building Materials*, 316, 125867.
- [63] Change, I. P. O. C. (2007). Climate change 2007 : The physical science basis. Agenda, 6(07), 333.
- [64] Koller, R., Chang, S., & Xi, Y. (2007). Fiber-reinforced polymer bars under freeze-thaw cycles and different loading rates. *Journal of composite materials*, 41(1), 5-25.
- [65] Karbhari, V. M. (2002). Response of fiber reinforced polymer confined concrete exposed to freeze and freeze-thaw regimes. *Journal of composites for construction*, 6(1), 35-40.
- [66] Wang, G., Wang, D., Trenberth, K. E., Erfanian, A., Yu, M., Bosilovich, M. G., & Parr, D. T. (2017). The peak structure and future changes of the relationships between extreme precipitation and temperature. *Nature Climate Change*, 7(4), 268-274.
- [67] Wang, G., Wang, D., Trenberth, K. E., Erfanian, A., Yu, M., Bosilovich, M. G., & Parr, D. T. (2017). The peak structure and future changes of the relationships between extreme precipitation and temperature. *Nature Climate Change*, 7(4), 268-274.
- [68] Bareš, R., & Massonnet, C. (1966). Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Bareš. SNTL-Maison d’édition technique.

ANNEXES

ANNEXE A

subsection* POUTRE II

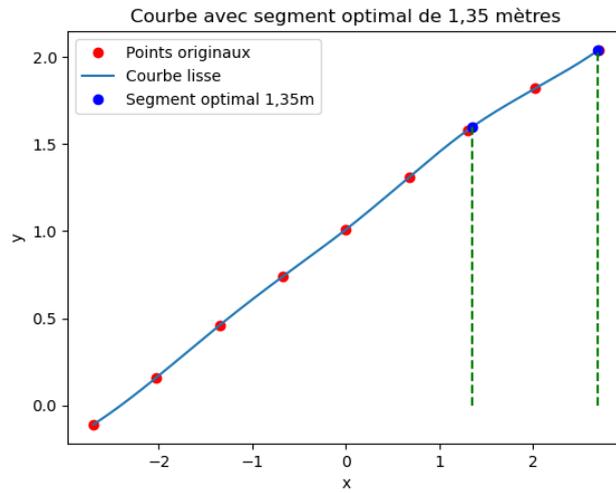


FIGURE 4.9 – les ordonnées maximales pour le système de charges B_t pour la poutre II.

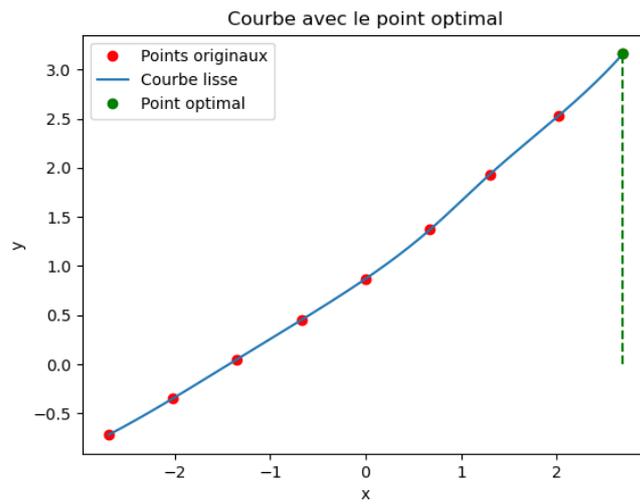


FIGURE 4.10 – L'ordonnée maximale pour le système de charge B_r pour la poutre II.

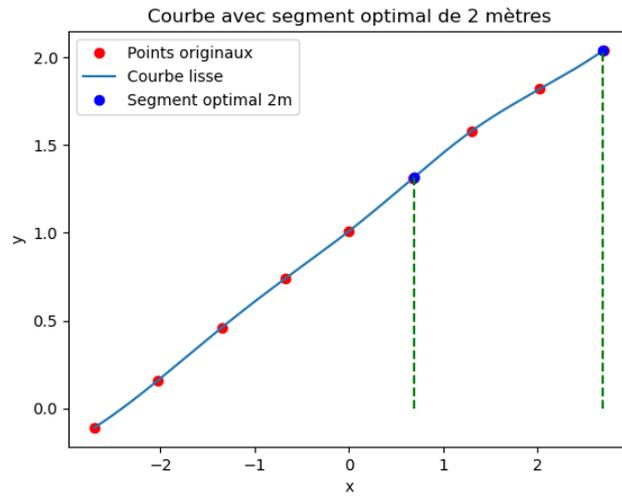


FIGURE 4.11 – les ordonnées maximales pour le système de charge B_c pour la poutre II.

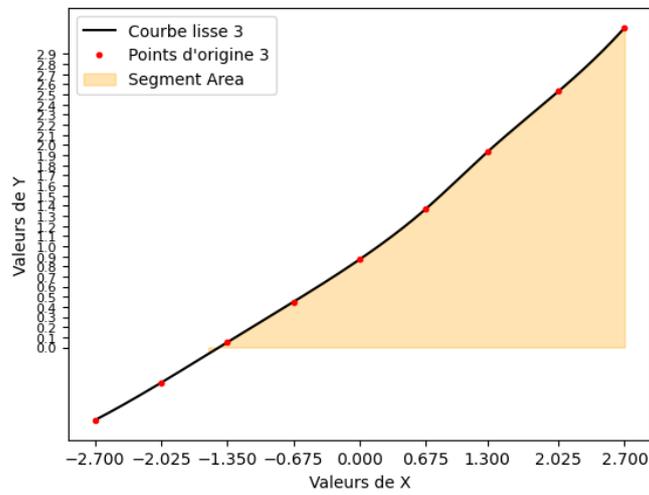


FIGURE 4.12 – L'air maximale sous les lignes d'influence pour le système de charge A pour la poutre II.

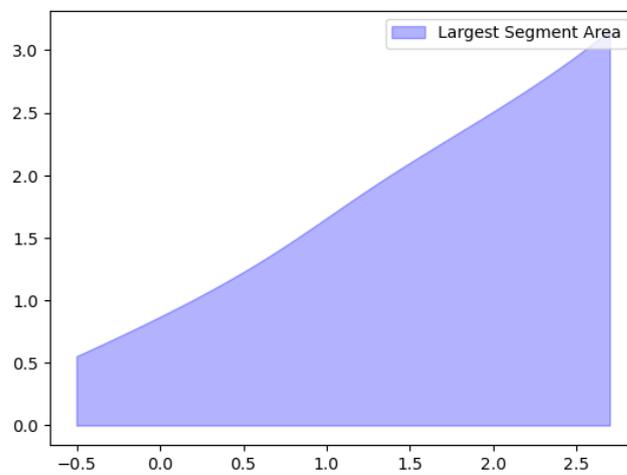


FIGURE 4.13 – L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge D_{240} pour la poutre II.

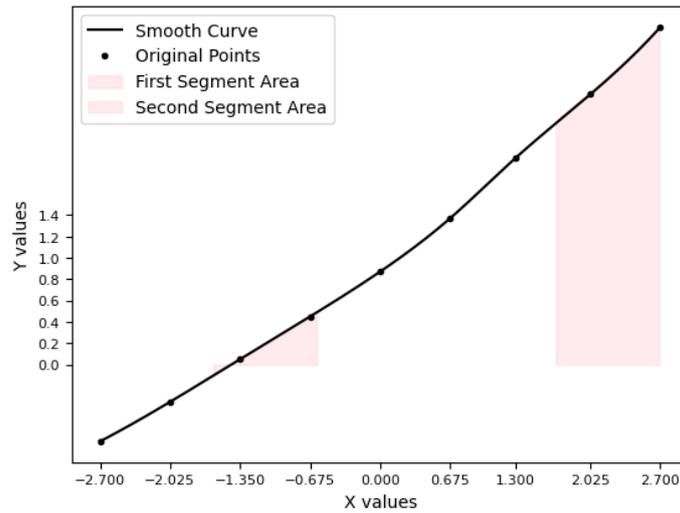


FIGURE 4.14 – L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge *MC120* pour la poutre II

POUTRE I

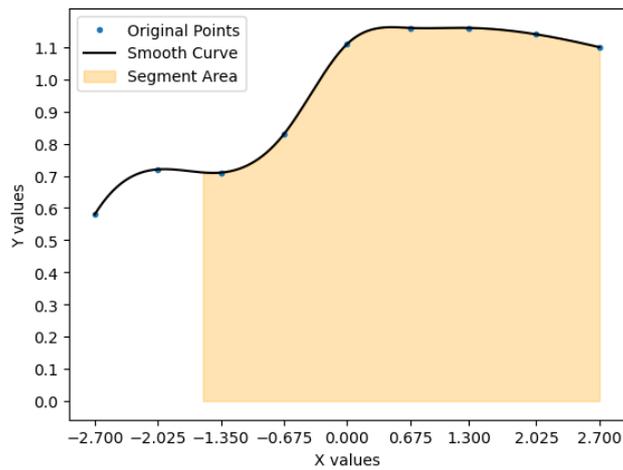


FIGURE 4.15 – L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge *A* pour la poutre I

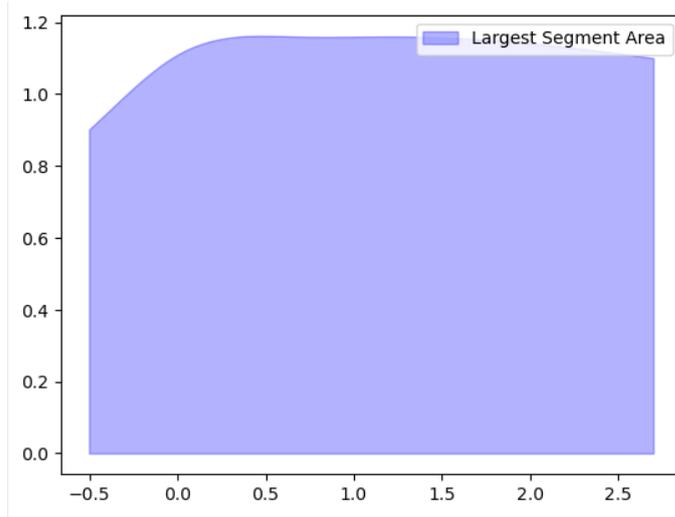


FIGURE 4.16 – L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge $D240$ pour la poutre I

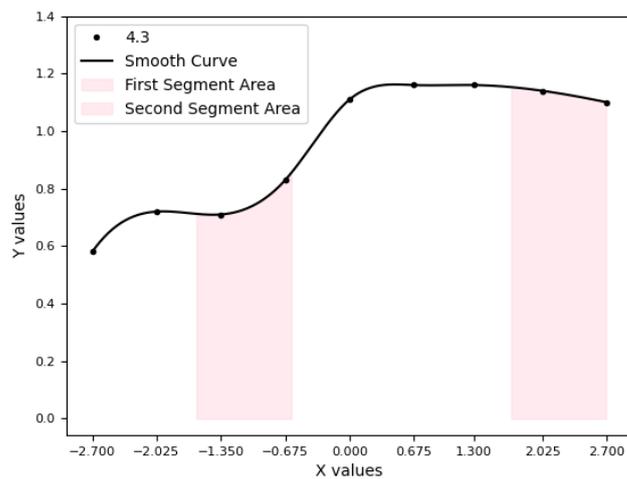


FIGURE 4.17 – L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge $MC120$ pour la poutre I

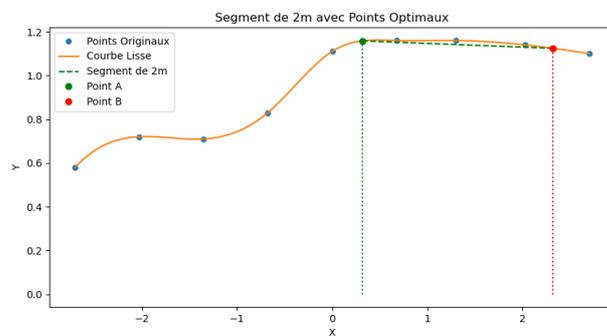


FIGURE 4.18 – Les ordonnées maximales sous l'effet du système de chargement BT de la poutre I.

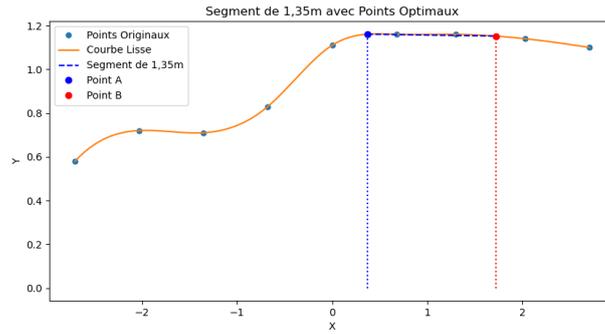


FIGURE 4.19 – Les ordonnées maximales sous l’effet du système de chargement B_c de la poutre I.

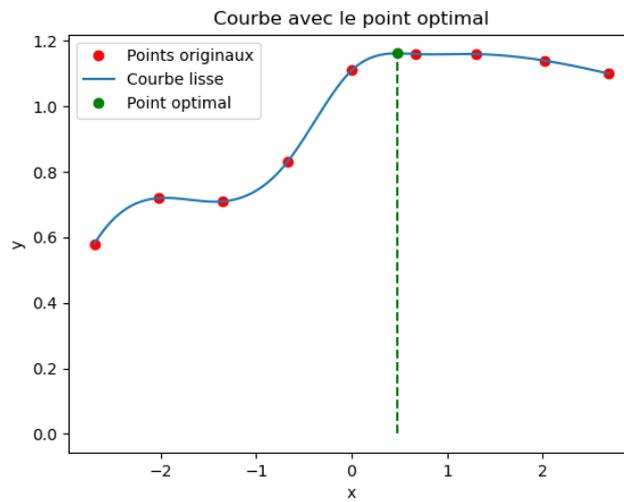


FIGURE 4.20 – L’ordonnée maximale sous l’effet du système B_r de la poutre I.

POUTRE III

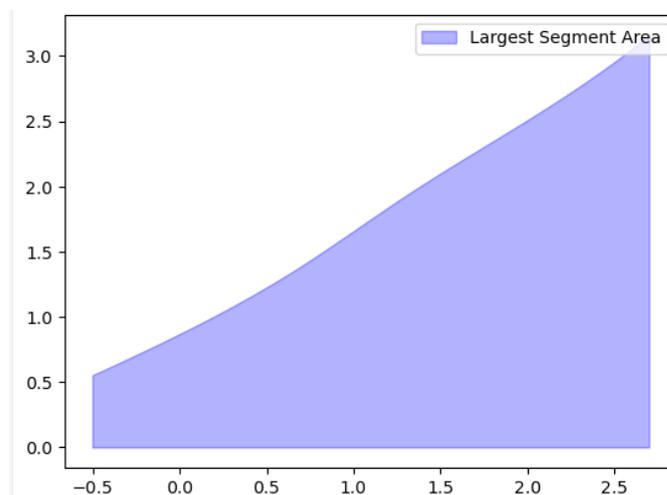


FIGURE 4.21 – L’air maximale sous les lignes d’influence sous l’effet du système de charge D_{240} pour la poutre III.

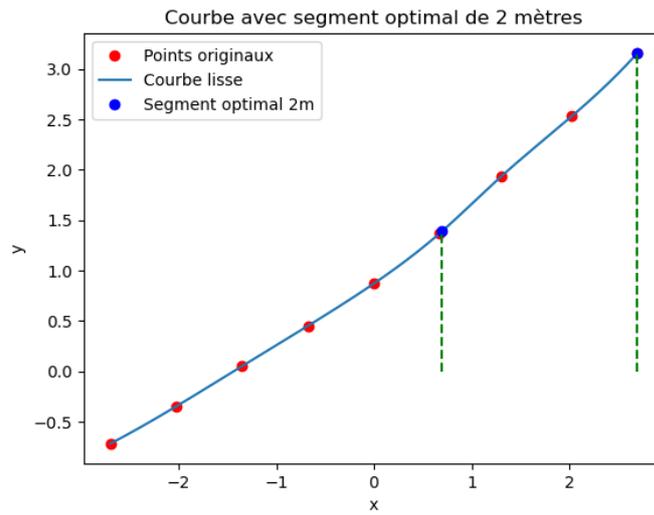


FIGURE 4.22 – Les ordonnées maximales sous l’effet du chargement B_t pour la poutre III.

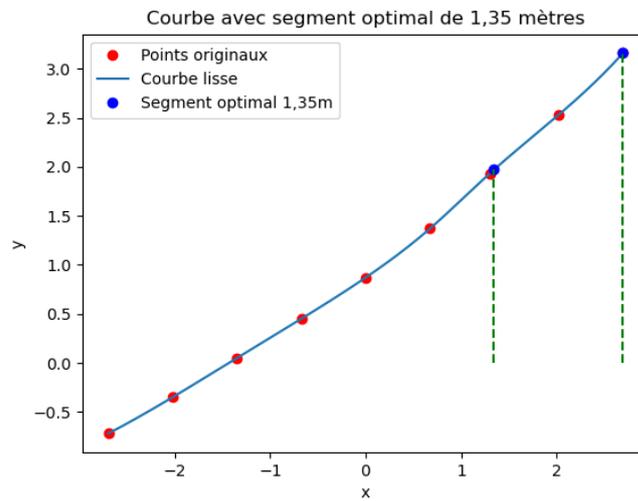


FIGURE 4.23 – Les ordonnées maximales sous l’effet du chargement B_c pour la poutre III.

Les lignes d'influence engendrées pour le coefficient ϵ .

POUTRE I

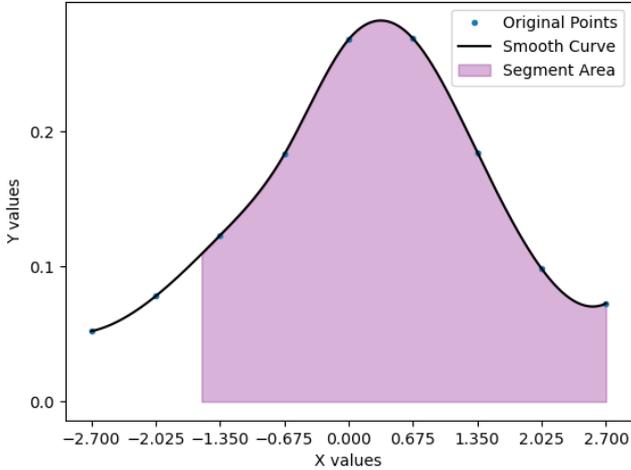


FIGURE 4.24 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge *A* pour la poutre I

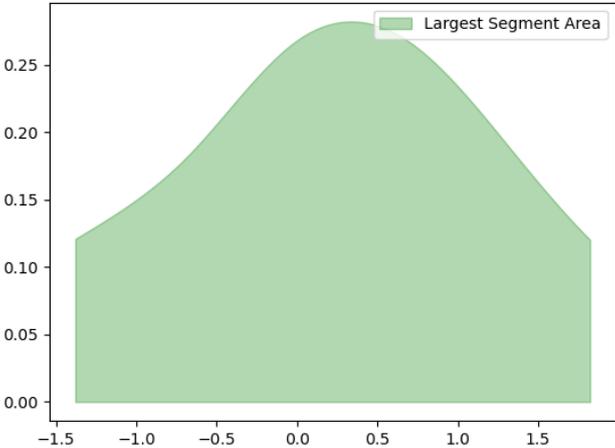


FIGURE 4.25 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge *D240* pour la poutre I

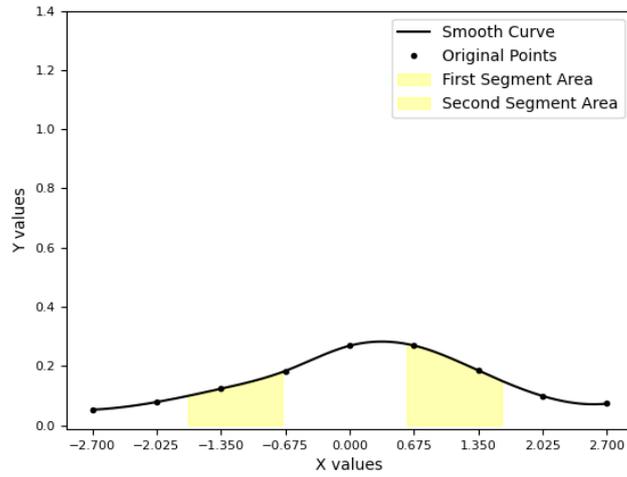


FIGURE 4.26 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge $MC120$ pour la poutre I

POUTRE II

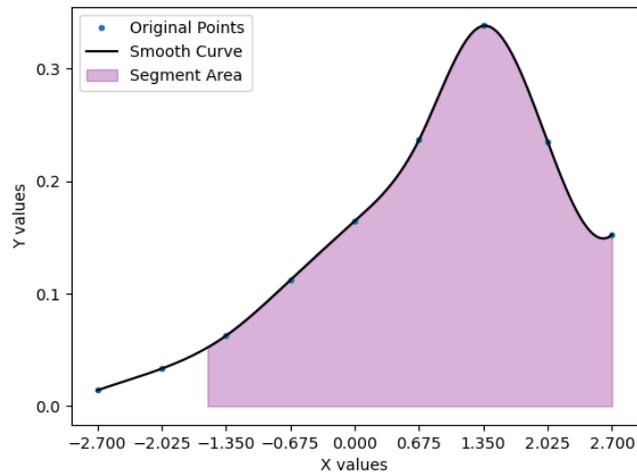


FIGURE 4.27 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge A pour la poutre II

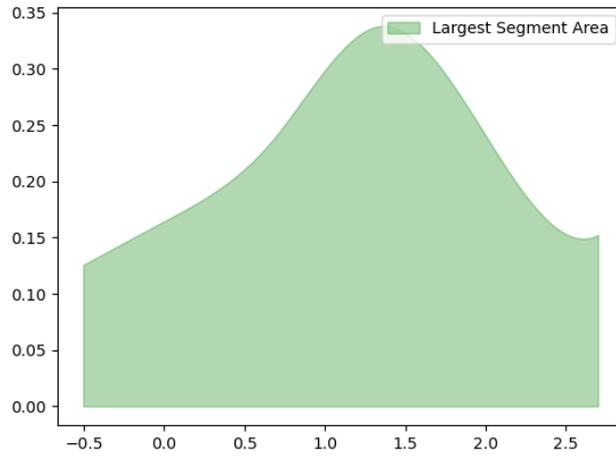


FIGURE 4.28 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge $D240$ pour la poutre I

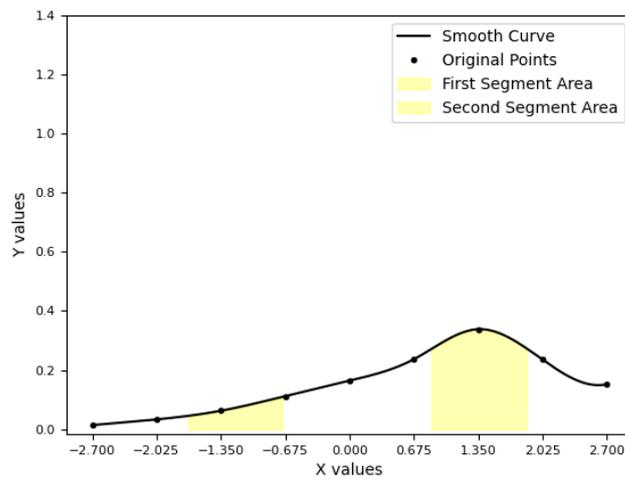


FIGURE 4.29 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge $MC120$ pour la poutre II

POUTRE III

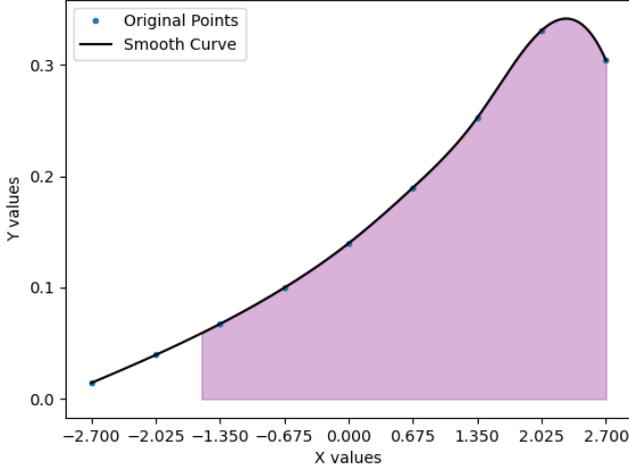


FIGURE 4.30 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge A pour la poutre III

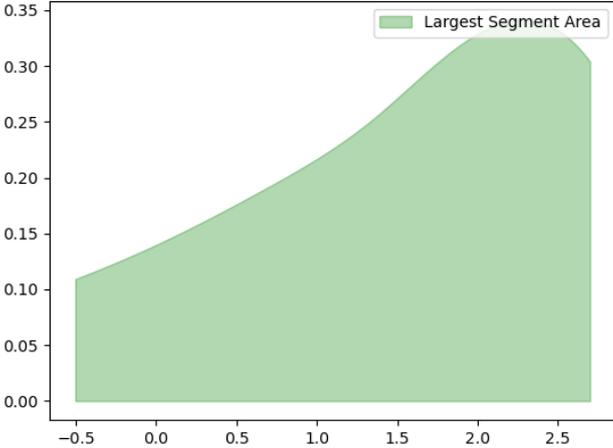


FIGURE 4.31 – L'air maximale sous les lignes d'influence ϵ sous l'effet du système de charge $D240$ pour la poutre III

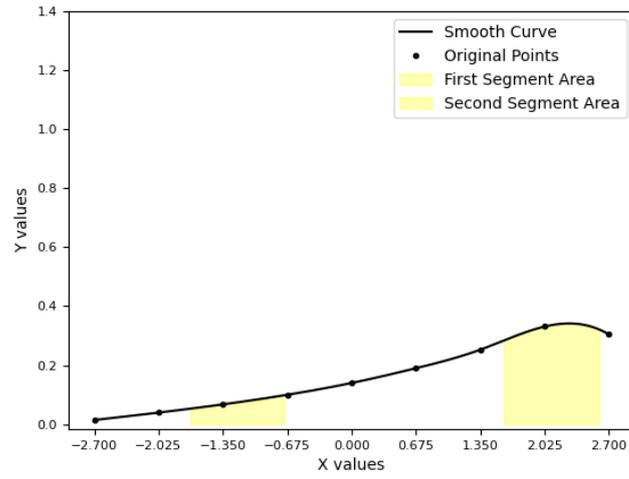


FIGURE 4.32 – L'air maximale sous les lignes d'influence sous l'effet du système de charge *MC120* pour la poutre III

ANNEXE B

Importer les libraires necessaires.

```
1
2 import numpy as np
3 import matplotlib.pyplot as plt
4 from scipy.interpolate import make_interp_spline
5 from scipy.integrate import simps
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
```

```
##### coefeccient

def calcul_myu_zero(e_array, y_array, b, lam, L):
    result_table = np.zeros((len(y_array), len(e_array)))
    a = 2 * math.sinh(lam * b) * math.sin(lam * b)
    b = math.cosh(lam * b) * math.sin(lam * b) - math.sinh(lam * b)
    * math.cos(lam * b)
    for i in range(len(y_array)):
        for j in range(len(e_array)):
            A = (math.sinh(2 * lam * b) * math.cos(lam * (b + e_array[j]))
            * math.cosh(lam * (b + e_array[j])) -
            math.sin(2 * lam * b) * math.cosh(lam * (b - e_array[j]))
            ) * math.cos(lam * (b + e_array[j]))
            B_1 = ( math.sinh(2 * lam * b) * (math.sin(lam * (b -
            e_array[j])) * math.cosh(lam * (b + e_array[j])) - math.cos(lam * (
            b - e_array[j])) * math.sinh(lam * (b + e_array[j])))
            )
            B_2 = ( math.sin(2 * lam * b) * (math.sinh(lam * (b -
            e_array[j])) * math.cos(lam * (b + e_array[j])) - math.cosh(lam * (b
            - e_array[j])) * math.sin(lam * (b + e_array[j])))
            )

            result_table[i, j] = (L * (a * A + b * (B_1 + B_2)) / ((math
            .sinh(2 * lam * b)**2 - (math.sin(2 * lam * b)**2))
            return result_table

##### charges A, MC120, D240

# Interpolation pour une courbe lisse
x_smooth = np.linspace(x_random.min(), x_random.max(), 500)
spl_random = make_interp_spline(x_random, y_random, k=3)
y_random_smooth = spl_random(x_random_smooth)

# Define the function to calculate the area under a segment of the curve
def calculate_area_under_segment(x, y, start, end):
```

```

28     start_index = np.searchsorted(x, start)
29     end_index = np.searchsorted(x, end)
30     x_segment = x[start_index:end_index+1]
31     y_segment = y[start_index:end_index+1]
32     area = np.trapz(y_segment, x_segment)
33     return area
34
35 # Approach 1: Find the sum of areas under the two one-meter segments
36 total_area_approach1 = calculate_area_under_segment(x_random_smooth,
37     y_random_smooth, x_random_smooth[0], x_random_smooth[-1])
38 central_area_approach1 = calculate_area_under_segment(x_random_smooth,
39     y_random_smooth, x_random_smooth[0] + 1, x_random_smooth[0] + 3.3)
40 area_sum_approach1 = total_area_approach1 - central_area_approach1
41
42 # Approach 2: Find the maximum sum of areas by iterating over the x-axis
43 max_area_sum = 0
44 best_segment_positions = []
45 segment_length = 1
46 for i in range(len(x_random_smooth) - 1):
47     start = x_random_smooth[i]
48     end = start + 4.3
49     if end > x_random_smooth[-1]:
50         break
51     area_sum = 0
52     for j in range(2):
53         segment_start = start + j * 2.3
54         segment_end = segment_start + segment_length
55         area = calculate_area_under_segment(x_random_smooth,
56             y_random_smooth, segment_start, segment_end)
57         area_sum += area
58     if area_sum > max_area_sum:
59         max_area_sum = area_sum
60         best_segment_positions = [(start + j * 2.3, start + j * 2.3 +
61             segment_length) for j in range(2)]
62
63

```

```

64
65 ##### CHARGES BC BT
66
67 def find_optimal_segment_position(x, y, segment_length):
68     x_smooth = np.linspace(x.min(), x.max(), 300)
69     spl = make_interp_spline(x, y, k=3)
70     y_smooth = spl(x_smooth)
71
72     max_sum = -np.inf
73     best_position = None
74     best_ordinate_A = None
75     best_ordinate_B = None
76
77     for i in range(len(x_smooth) - 1):
78         A = x_smooth[i]
79         B = A + segment_length
80
81         if B > x_smooth[-1]:
82             break
83     ordinate_A = y_smooth[np.searchsorted(x_smooth, A)]
84     ordinate_B = y_smooth[np.searchsorted(x_smooth, B)]
85
86     sum_ordinates = ordinate_A + ordinate_B
87
88     if sum_ordinates > max_sum:
89         max_sum = sum_ordinates
90         best_position = (A, B)
91         best_ordinate_A = ordinate_A
92

```

```

86         best_ordinate_B = ordinate_B
87
88     return best_position, best_ordinate_A, best_ordinate_B, max_sum
89 ##### charges BT
90
91 def find_optimal_single_point(x, y):
92     # Interpolation pour obtenir une courbe lisse
93     x_smooth = np.linspace(x.min(), x.max(), 300)
94     spl = make_interp_spline(x, y, k=3)
95     y_smooth = spl(x_smooth)
96
97     max_ordinate = -np.inf
98     best_position = None
99
100    for i in range(len(x_smooth)):
101        ordinate = y_smooth[i]
102
103        if ordinate > max_ordinate:
104            max_ordinate = ordinate
105            best_position = x_smooth[i]
106
107    return best_position, max_ordinate
108

```