

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION DE L'AS BUILT D'UN PONT VIPP A
DJELFA PAR LA TECHNIQUE DU SCAN 3D AVEC
L'ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

Présenté par :
REDJIMI YASMINE

Encadré par :
Mr A. KERMICHE
Co-encadré par :
Mr K. TOUNSI

Promotion 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

(وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

سورة يونس الآية (10)

En premier lieu, je souhaite d'exprimer ma profonde reconnaissance à Allah le Généreux, le Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Mes remerciements les plus sincères vont à ma famille, qui m'a soutenu inconditionnellement tout au long de mon parcours académique. Leur amour, leurs encouragements et leur compréhension ont été le pilier fondamental de ma progression tout au long de cette aventure.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers mes encadrants, Mr. KERMICHE ABDELATIF et Mr. TOUNSI KHALED, dont le soutien et l'encadrement tout au long de mon projet de fin d'études ont été inestimables. Leur expertise, leur patience et leur disponibilité ont été d'une importance cruciale dans la réalisation de mon mémoire.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers les membres du jury qui ont eu l'honneur de présider et d'examiner ce travail, pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet de fin d'études, en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Mes remerciements s'étendent également à tous les enseignants et membres du personnel de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué à ma formation.

Je tiens également à remercier chaleureusement le directeur technique de ENGOA, Mr. BOUMAHDI, pour m'avoir confié ce projet. Sa confiance en mes capacités a été une source d'inspiration et de motivation tout au long de cette expérience.

Enfin, je tiens à témoigner toute ma gratitude à l'ensemble des personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude envers Allah, qui m'a accordé la capacité, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui m'a accompagnée durant les moments les plus difficiles de mon parcours éducatif. Elle a fait preuve d'une générosité et d'un amour incommensurables pour me permettre de surmonter les défis de ce monde et de trouver ma voie grâce à ses précieux conseils. Sa présence constante, ses encouragements et ses sacrifices ont été pour moi une source inestimable de motivation et de force.

À ma sœur Nour El Houda, dont les encouragements constants et le soutien infaillible m'ont aidé(e) à traverser les moments les plus éprouvants.

Je dédie également ce travail à mon père, qui a sacrifié tant de choses pour me voir grandir et réussir dans mon parcours éducatif. Il a toujours été un pilier de soutien dans les moments difficiles de ma vie.

À mon ami Karim, qui m'a prodigué de nombreux conseils précieux et a toujours été là pour me soutenir.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire. Votre soutien, vos encouragements et votre aide ont été essentiels à l'accomplissement de ce travail. Que ce soit par vos conseils, votre aide matérielle ou morale, chacun d'entre vous a joué un rôle crucial dans cette réussite.

الملخص

العمل الحالي لمشروع الدراسة النهائية هو موضوع دراسة جسر طريق سريع مدمج في تقاطع النقطة الكلومترية 157+57 يقع في مدينة الجلفة تم تصميم الجسر بطول 51.4 مترًا، باستخدام متغير شعاع خرساني مسبق الضغط. تجري الدراسة على مرحلتين رئيسيتين: إنشاء نموذج رقمي ثلاثي الأبعاد، تقييم الأحمال والأحمال الزائدة ودراسة الإجهاد المسبق.

يتم تنفيذ النمذجة الهيكلية باستخدام برنامج التحليل الهيكلي للروبوت وتجري عمليات التحقق من الحسابات وفقاً للمعايير السائدة؛ بالإضافة إلى ذلك، يتم إنشاء النموذج العددي ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج cyclone 3DR لتأكيد النتائج التي تم الحصول عليها.

الكلمات الرئيسية: شعاع VIPP ، توأم رقمي، خرسانة مجهددة مسبقاً، بعد التوتر كما هو مبني، سحابة نقطية، مسح بالليزر ثلاثي الأبعاد.

Résumé

Le présent travail du projet de fin d'études porte sur l'étude d'un pont autoroutier intégré à un échangeur, comprenant un passage supérieur, situé au PK 57+157 la ville de Djelfa Le pont, d'une longueur de 51,4 mètres, a été conçu avec une variante en poutre en béton précontraint par post-tension. L'étude est réalisée en deux étapes majeures : Création d'un modèle numérique en 3D, évaluation des charges et surcharges et étude de la précontrainte.

La modélisation des structures est effectuée avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. Les vérifications de calcul sont réalisées conformément aux normes et aux règles en vigueur. Par ailleurs, le modèle numérique 3D est créé à l'aide du logiciel CYCLONE 3DR pour confirmer les résultats obtenus.

Mots clés : poutre VIPP, jumeau numérique, béton précontraint, post-tension, As built, nuage de point, Scan laser 3d.

Abstract

The present work of the final study project is the subject of the study of a highway bridge integrated into an interchange, comprising an overpass located at PK 57+157 in Djelfa. The bridge, with a length of 51.4 meters, is designed using a post-tensioned prestressed concrete beam variant. The study is conducted in two major stages: Creation of a 3D numerical model and Evaluation of loads , overloads and Study of prestressing.

The structural modeling is performed using ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software. The calculation verifications are carried out in accordance with the prevailing standards and regulations. Additionally, the 3D numerical model is created using CYCLONE 3DR software to confirm the results obtained.

Keywords: VIPP beam, digital twin, prestressed concrete, post-tension, As built, Point cloud, 3D laser scan.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I	GENERALITES SUR LES OUVRAGE D'ART
I.1 INTRODUCTION	2
I.2 AVANTAGES DES PONTS.....	2
I.3 TYPES D'OUVRAGES D'ART	2
I.4 DIFFERENTS ÉLÉMENTS D'UN PONT.....	3
I.5 CLASSIFICATION DES PONTS	5
I.5.1 Selon la nature de la voie portée.....	5
I.5.2 Selon la mobilité du pont.....	5
I.5.3 Selon les matériaux de construction	6
I.6 CONCLUSION	6
CHAPITRE II	SCANNERS 3D ET JUMEAU NUMERIQUE
II.1 INTRODUCTION.....	7
II.2 HISTOIRIQUE DES SCANNERS 3D	7
II.3 ÉVOLUTION DU LASER SCAN	8
II.4 PROCEDURE OPERATIONNELLE	10
II.5 LE JUMEAU NUMÉRIQUE	11
II.6 LE SCANNER LASER LEICA RTC 360	13
II.6.1 Avantages de leica RTC 360.....	14
II.6.2 Appareillages.....	15
II.6.3 MODE DE FONCTIONNEMENT.....	15
II.6.3.1 Work flow	16
II.7 CYCLONE 3DR.....	17
II.8 CONCLUSION.....	17
CHAPITRE III	PRESENTATION DE L'ouvrage d'ART
<u>III.1</u> INTRODUCTION.....	18
III.2 OBJECTIF DU PROJET.....	18
III.2.1 SITUATION DE PROJET.....	18
III.2.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	18
III.2.3 LES DONNES NATURELS.....	19
III.3CONCLUSION.....	19
CHAPITRE IV	AS BUILT DE PONT

IV.1 INTRODUCTION	20
IV.2 LE PROCESSUS DE AS-BUILT	20
IV.3 AS BUILT DE DIFERENTS PARTIES DU PONT	20
IV.CONCLUSION.....	34
CHAPITRE V :	1
CHAPITRE V	HYPOTHESE DE
CALCUL ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	
V.1 INTRODUCTION.....	36
V.2 NORMES, GUIDES, REGLEMENT DE CALCUL	36
V.3 CARACTÉRISTIQUE MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX	36
V.3.1.1 résistance a la compression.....	37
V.3.1.2 résistance a la traction	37
V.3.1.3 module de déformation longitudinale du béton.....	37
V.3.1.4 contraintes admissibles a la compression	37
V.3.1.5 module de déformation transversale du béton	38
V.3.2 les aciers	38
V.3.2.1 les aciers passifs.....	39
V.3.2.2 Les aciers actifs.....	39
V.3.2.3 Contrainte limite de traction.....	39
V.3.2.4 Les aciers de précontrainte	39
V.4 EVALUATION DES ACTIONS	39
V.4.1 Calcul des charges permanentes	39
V.4.1.1 Calcul du poids propre	39
V.4.1.2 Calcul des charges complémentaires permanentes	40
V.4.2 Calcul des surcharges	39
V.4.2.2 Réactions dues aux surcharges.....	44
V.5 CONCLUSION	50
CHAPITRE VI	ETUDE DE LA PRECONTRAINT
VI.1 INTRODUCTION	51
VI.2 DONNEES DE CALCULS	51
VI.3 Données de dimensionnement de la précontrainte.....	51
VI.3 TYPE DE PRECONTRAINT	52
VI.3.1 Précontrainte par Post-Tension	53
VI.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINT	53
VI.4.1 La valeur minimale de la précontrainte en service	53

VI.4.3	Pré-vérification des contraintes	55
VI.4.4	trace des câbles de précontraintes	56
VI.4.4.1	Le principe	56
VI.4.4.2	Rayon de courbure	56
VI.4.4.4	L'angle de relevage α	58
VI.5	EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE	59
VI.5.1	Les pertes instantanées :	59
VI.5.1.1	Pertes due au frottement :	59
VI.5.1.2	Pertes par recul de l'ancrage	60
5.1.1.3	Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	61
VI.5.2	Les pertes différées	62
VI.5.2.1	Pertes dues au retrait du béton	62
VI.5.2.2	Pertes dues au fluage du béton	62
VI.5.2.3	Pertes par relaxation	63
VI.6	JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS	64
VI.6.2	Effort de précontrainte	64
VI.6.2.1	Contrainte admissible	64
VI.6.3	Vérification des contraintes normales	65
VI.6.4	Vérification des contraintes tangentielles	66
VI.7	JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU	67
VI.8	FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE	68
VI.8.1	Armatures passives des zones tendues	68
VI.9	VERIFICATION DE LA FLECHE	69
VI.9.1	La flèche admissible	69
VI.9.4	Contre flèche due à la précontrainte	71
• VI.9.5	Flèche maximale à ELS	71
VI.9.6	Flèche due à la Construction	72
VI.9.7	La flèche totale	72
VI.10	CONCLUSION	72
CHAPITRE VII	ETUDE DES EFFORTS LONGITUDINAUX	
VII.1	INTRODUCTION	73
VII.2	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSENT	73
VII.2.1	Moment fléchissant dû au Poids propres	73
VII.2.1.1	Les charges permanentes	73
VII.3	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	78
VII.3.1	Effort tranchant dû au Poids propres	78

VII.4 CONCLUSION	82
CHAPITRE VIII	CALCUL SISMIQUE ET DES EQUIPEMENTS
VIII.1 INTRODUCTION	83
VIII.2 CARACTERISTIQUES DU CALCUL PARASISMIQUE.....	83
VIII.3 CONCEPTION DE LA PILE	84
VIII.3.1 Effort longitudinal	84
VIII.3.1.1 Définition de la masse de la structure	84
VIII.3.1.2 Détermination de la raideur de la structure.....	85
VIII.3.1.3 Étude Sismique.....	85
VIII.3.1.4 Evaluation de l'effort sismique longitudinal	86
VIII.3.2 évaluation de l'effort sismique transversal	88
VIII.4 ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS	91
VIII.4.1 introduction	91
VIII.4.2 les principaux types d'appareil d'appui.....	91
VIII.4.3 choix de type d'appareil d'appui	91
VIII.4.4 dimensionnement des appareils d'appuis	91
VIII.4.4.1 Aire de l'appareil d'appuis.....	91
VIII.4.4.2 Hauteur nette de l'élastomère	92
VIII.4.4.3 Dimensionnement des frettes	92
VIII.5 CONCLUSION	93
CONCLUSION	94
BIBIOGRAPHIE	
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I	GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ARTS
FIGURE I.1 : Différents éléments du pont.....	3
CHAPITRE II	SCANNERS 3D ET JUMEAU NUMERIQUE
FIGURE II.1. Bras manuel et scanner 3D à bande(3D laser scanners: History, applications, and future).....	8
FIGURE II.2. Rotation angulaire verticale et horizontale(Automated point clouds processing for deformation monitoring).....	9
FIGURE II.3 : Etapes chronologiques du scanning 3D (3D laser scanners : History, applications, and future).....	11
FIGURE II.4. Scanners laser terrestres statiques (Static TLS) (3D laser scanners : History, applications, and future).....	13
FIGURE II.5 : Le scanner laser leica RTC360.....	14
CHAPITRE III	PRESENTATION DE L'OUVRAGE de L'ART
FIGURE III.1. Vue de l'échangeur de Tadmit sur Google earth.....	18
CHAPITRE IV	AS-BUILT DE PONT
FIGURE IV.1 : Dimensionnement de la poutre en BP.....	21
FIGURE IV.2 : Dimensionnement de la culée 01.....	22
FIGURE IV.3 : Dimensionnement de la dalle de transition et l'entraxe des poutres de la culée 01.....	23
FIGURE IV.4 : Dimensionnement de la culée 02.....	24
FIGURE IV.5 : Dimensionnement des entraxes des poutres de la culée 02.....	25
FIGURE IV.6 : Dimensionnement du corbeau de la culée 02.....	26
FIGURE IV 7 : Dimensionnement de la pile	27
FIGURE IV.8 : Calage du modèle 3D sur le nuage de point.....	28
FIGURE IV.9 : le profil de calage du modèle 3D sur le nuage de point.	29
FIGURE IV.10 : la vue du haut du calage du modèle 3D sur le nuage de point.....	30
FIGURE IV.11 : traitement de nuage de point sur CYCOLONE 3DR.....	31

FIGURE IV.12 : Superposition de l'as built 3D avec nuage de point sur différente vue.	32
FIGURE IV.13 : Dimensionnement du gabarit du pont.....	33

CHAPITRE V **HYPOTHESES DE CALCUL ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES**

FIGURE V.1 : Longueur roulable et chargeable –RCPR.....	42
FIGURE V.2 : classe de pont – RCPR-.....	42
FIGURE V.3: coefficient a_1 -RCPR-.....	43
...	
FIGURE V.4: coefficient V_0 -RCPR.....	44
FIGURE V.5 : Système de chargement B_c –RCPR-.....	45
FIGURE V.6: valeurs des charges b_c – RCPR.....	46
FIGURE V.7 : répartition de système de chargement B_r.....	46
FIGURE V.8: Disposition du système B_t dans la chaussée.-RCPR-.....	47

FIGURE V.9: Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée -RCPR-.....	48
FIGURE V.10 : système de chargement D240.-RCPR-.....	49

CHAPITRE VI **ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

FIGURE VI .1 : Géométrie des câbles.....	56
FIGURE VI.2 : Dimensions et disposition des plaques d'ancrages	57
FIGUREVI.3 : Disposition géométriques des câbles	57
FIFUREVI.4 : valeur des coefficients f et φ.....	60
FIGUREVI.5 : limitation de section en BP.....	64
FIGUREVI.6 : armatures des zones tendues.....	68
FIGUREVI.7 : Déformée de la poutre sous l'effet de son poids propre.....	70
FIGUREVI.8 : Déformée de la poutre au poids du tablier G.....	70
FIGUREVI.9 : Déformée de la poutre due à la précontrainte.....	70
FIGUREVI.9 : Déformée due au chargement max à l'ELS.....	70

CHAPITRE VII

ETUDE DES EFFORTS LONGITUDINAUX

FIGURE VII.1 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bc.....	74
FIGURE VII.2 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge.....	76
FIGURE VII.3 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Mc120.....	77
FIGURE VII.4: La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240.....	77
FIGURE VII.5 : La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bc.....	79
FIGURE VII. 6 : La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge.....	80
FIGURE VII. 7 : La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Mc120.....	81
FIGURE VII.8 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240.....	81

CHAPITRE VIII

CALCUL SISMIQUE ET DES EQUIPEMENTS

FIGURE VIII.1 : Carte de zonage sismique en Algérie, RPOA 2008.....	83
FIGURE VIII.2 : Coefficient d'accélération de zone A, RPOA 2008.....	84
FIGURE VIII. 3 : Paramètres a et b.....	89
FIGURE VIII. 4: Réactions d'appui pour différents types de pont.....	90

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE V HYPOTHESE DE CALCUL ET CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

TABLEAU V.1 : Les contraintes admissibles du béton à ELU.....	37
TABLEAU V.2 : Les contraintes admissibles du béton à ELS.....	37
Tableau V.3 : Les caractéristiques de chaque section de la poutre.....	39
TABLEAU V.4 : Valeurs de glissières et de garde-corps par l’logiciel Robot.....	40
TABLEAU V.5 : Récapitulatif des charges.	41
TABLEAU V.6 : calcul des charges $A(l)$	44
TABLEAU V.7 : valeurs des charges b_c)	46
TABLEAU V.8 : valeurs de coefficient b_t	47
TABLEAU V.9 : valeurs de la charge b_t	47
TABLEAU V.10 : récapitulatif des coefficients de majoration dynamique et des charges (2 voies chargées).....	49
TABLEAU V.11: Les valeurs de la force de freinage de système de charge $A(L)$	50

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

TABLEAU VI.1 : Données de l’ouvrage	51
TABLEAU VI.2 : Caractéristiques des câbles 12T1.....	51
TABLEAU VI.3 : Caractéristiques de béton	51
TABLEAU VI.4 : Résultats de Logiciel Robot.....	52
TABLEAU VI.5 : Caractéristiques géométriques des sections.....	52
TABLEAU VI.6 : Calcul de PMIN.....	54
TABLEAU VI.7 : Détermination le nombre de câble.....	54
TABLEAU VI.8 : Résultats de pré-vérification des contraintes.....	55
TABLEAU VI.9. : position des câbles.....	58
TABLEAU VI.10. : Récapitulatif de calcul de l’angle de relevage	59
TABLEAU VI.11 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.....	59
TABLEAU VI.12 : les résultats de calcul des pertes par frottements.	60
TABLEAU VI.13: Les résultats de calcul des pertes par recul de l’ancrage.....	61

TABLEAUVI.14: les résultats de calcul des pertes dues aux raccourcissements du béton.....	61
TABLEAUVI.15. : Résultats de calcul des pertes dues au retrait du béton.....	62
TABLEAUVI.16 : résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton.....	63
TABLEAUVI.17 : résultats de calcul des pertes par relaxation.....	63
TABLEAUVI.18. : récapitulatifs des pertes.....	63
TABLEAU VI.19 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.....	64
TABLEAUVI.20 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	64
TABLEAUVI.21. : Vérification des contraintes normales pour chaque phase.....	65
TABLEAUVI.22: Les résultats de calcul σ_x et $\bar{\tau}_1$	67
TABLEAUVI.23 : Vérification des contraintes tangentielles.....	67
TABLEAUVI.24. : Résultat de calcul β_u	67
TABLEAUVI.25. : valeur de la section des armatures dans la zone tendue.....	69

CHAPITRE VII

étude des efforts longitudinaux

TABLEAU VII.1 : Récapitulatif des réactions dues à la surcharge A(l).....	74
TABLEAU VII.2 : Récapitulatif des moments fléchissant dus À la surcharge A(l).....	74
TABLEAU VII.3 : Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.....	75
TABLEAU VII.4 : Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt	76
TABLEAU VII.5 : Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge A(l).....	79
TABLEAU VII .6 : Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bc.....	80
TABLEAU VII.7 : Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bt.	80

CHAPITRE VIII

CALCUL SISMIQUE ET DES EQUIPEMENTS

TABLEAU VIII.1 : Taux d'amortissement en fonction de matériau, RPOA 2008.....	84
TABLEAU VIII.2 : Dimensions des éléments de la pile.....	84
TABLEAU VIII.3 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale, RPOA 2008.....	87
TABLEAU VIII.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux pour chaque appui.....	88
TABLEAU VIII.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.....	89
TABLEAU VIII.6 : Résultats des efforts verticaux.....	90

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

RN : Route Nationale.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_s : Contrainte limite de l'acier.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

HA : Haute Adhérence.

12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

CCP : Complément des charges permanentes.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

S_t : Espacement des armatures Transversales.

ΔT : Variation uniforme de la température.

Δθ : Gradient thermique.

FL : Force sismique longitudinale.

FT : Force sismique transversale.

E : Le module d'élasticité longitudinal.

Δσ_{insta} : La perte de tension instantanée.

Δσ_{déf} : La perte de tension différée.

ΔP : la perte de tension.

τ : contrainte tangentielle.

A_s : la section des armatures.

f: la flèche.

T : la période.

λ: L'élancement.

S_t : Espacement des armatures.

G : module de cisaillement.

VIS : Visual Inertial System.

HDR : high dynamic range.

BTP : bâtiment et travaux publics.

LiDAR : Light Detection And Ranging.

LADAR : LAser Detection And Ranging.

BIM : Building Information Modeling.

TLS : laser terrestres statiques.

AAEF : appareil d'appuis d'élastomère frettes.

CDG : Centre de gravité.

TBR : très base relaxation.

BP : béton précontrainte.

IOT : internet des objets.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de la réalisation des infrastructures clés pour le développement économique et social, les ponts jouent un rôle essentiel en tant qu'éléments structurants des réseaux de transport. Leur conception et leur maintenance requièrent une expertise technique approfondie pour garantir à la fois sécurité, durabilité et conformité aux normes en vigueur. Le choix d'étudier un pont en béton précontraint situé à Djelfa s'inscrit dans cette perspective, avec l'objectif de comprendre et d'optimiser sa conception et son comportement structurel sous diverses sollicitations.

L'approche adoptée pour cette étude combine des analyses à la fois analytiques et numériques, permettant ainsi une compréhension complète et détaillée du comportement du pont. La partie analytique de cette étude se concentre sur le calcul de la précontrainte appliquée aux câbles et la vérification des flèches, éléments clés pour assurer que le pont peut supporter les charges prévues sans subir de déformations excessives. Cette analyse permet d'assurer que les spécifications initiales de conception sont respectées et que le pont répond aux critères de performance requis.

Parallèlement, l'étude numérique implique la modélisation des différentes parties du pont pour examiner de manière détaillée son comportement sous charges. Cette modélisation est cruciale pour identifier les éventuelles insuffisances structurelles ou dépasser les limites admises par les normes de conception. Elle s'appuie sur des logiciels de calcul structurel avancés, permettant de simuler les réponses du pont à divers scénarios de chargement et d'analyser les résultats de manière précise.

L'intégration du jumeau numérique et de l'approche "as-built" dans cette étude apporte une dimension supplémentaire essentielle. Le jumeau numérique, qui est une réplique virtuelle du pont, permet de simuler et de surveiller en temps réel son comportement sous diverses conditions opérationnelles. Cela facilite non seulement la détection précoce des anomalies mais aussi l'optimisation continue de la maintenance et des performances du pont. En parallèle, l'approche "as-built" garantit que les modèles numériques reflètent fidèlement l'état réel de la structure après sa construction, prenant en compte toutes les modifications et ajustements effectués.

Ainsi, cette combinaison de méthodes analytiques, numériques, et technologiques assure une évaluation exhaustive et précise de l'ouvrage en optimisant sa conception et sa durabilité à long terme.

CHAPITRE I :
GENERALITES SUR LES
OUVRAGES D'ARTS.

I.1 INTRODUCTION

Les ponts sont des structures essentielles qui permettent de connecter deux zones géographiques séparées par un obstacle, qu'il soit naturel ou artificiel. Leur conception requiert l'application de principes d'ingénierie structurelle avancés afin de garantir leur sécurité et leur longévité. La prise en compte d'une variété de facteurs, y compris les charges, les conditions environnementales, et les matériaux de construction, est essentielle lors du dimensionnement des composants clés du pont, tels que les fondations, les piles et le tablier. Les progrès réalisés dans les méthodes de calcul numérique ont nettement amélioré la capacité à modéliser et analyser les comportements structurels de ces infrastructures.

I.2 AVANTAGES DES PONTS

Les ponts présentent une multitude d'avantages, qui peuvent être énumérés comme suit :

- Facilitation de la circulation : Ils permettent de franchir efficacement des obstacles naturels ou artificiels, tels que rivières et vallées, réduisant ainsi les interruptions dans le flux de circulation.
- Réduction des distances de déplacement : En offrant des routes plus directes, les ponts diminuent les distances que doivent parcourir les véhicules et autres moyens de transport, contribuant à une moindre consommation de carburant et à une réduction du temps de voyage.
- Amélioration de l'accessibilité : Les ponts jouent un rôle crucial dans l'amélioration de l'accès aux régions isolées, facilitant ainsi l'intégration sociale et économique de ces zones.
- Stimulation du développement économique : En facilitant le transport des biens et des personnes, les ponts contribuent directement à l'expansion des activités commerciales et industrielles.
- Contribution à l'infrastructure routière et ferroviaire : En tant qu'éléments essentiels de l'infrastructure de transport, les ponts sont indispensables pour assurer la connectivité et la mobilité continue des populations.

I.3 TYPES D'OUVRAGES D'ART

- Dalot

Désigne une structure de petit gabarit, généralement de quelques mètres de long, servant principalement à l'évacuation des eaux. Cette structure peut être construite en divers matériaux, tels que le béton ou le métal, souvent employée pour permettre le passage des eaux de ruissellement sous une route ou une voie ferrée. Le dalot, par sa conception compacte et sa fonction utilitaire, joue un rôle essentiel dans la gestion des eaux et la prévention des inondations dans les zones d'infrastructure.

- Viaduc

Un ouvrage d'art conçu pour franchir des obstacles naturels ou artificiels à une hauteur significative, généralement constitué de plusieurs travées. Sa structure peut être réalisée en divers matériaux, tels que le béton, l'acier ou une combinaison de ceux-ci. Les viaducs sont couramment utilisés pour relier des points éloignés ou pour franchir des vallées, des rivières ou d'autres reliefs topographiques. Leur conception inclut souvent des techniques d'ingénierie avancées pour assurer la stabilité structurelle et la sécurité des usagers. En tant qu'éléments majeurs de l'infrastructure de transport, les viaducs contribuent à faciliter la circulation des personnes et des biens sur de longues distances, tout en minimisant les impacts environnementaux.

- Ponts à poutres

Caractérisés par leur structure simple, ils se composent essentiellement de travées isostatiques soutenues par deux appuis. Le tablier de ces ouvrages est réalisé par une dalle coulée sur des poutres longitudinales préfabriquées, qui peuvent être en béton armé (BA) ou en béton précontraint (BP). Cette configuration simplifiée en fait une solution couramment adoptée pour de nombreux projets de construction de ponts.

I.4 DIFFERENTS ÉLÉMENTS D'UN PONT

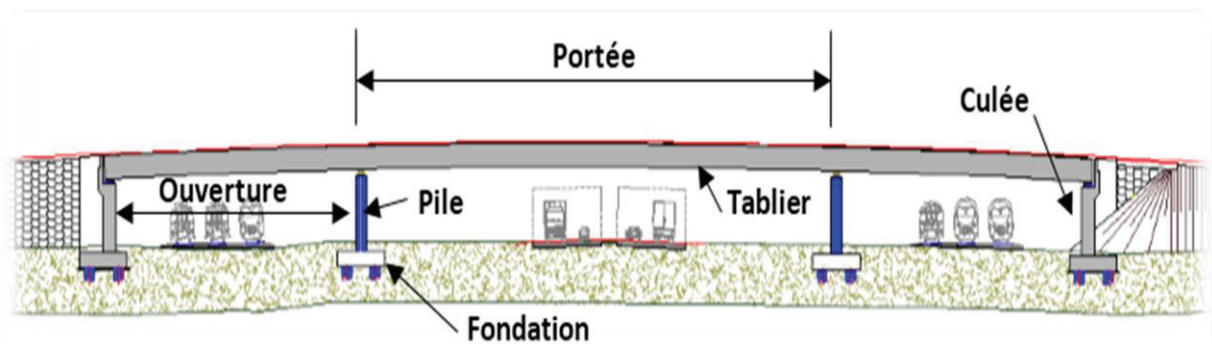


FIGURE I.1 : Différents éléments du pont (YAZID Abdelaziz, *Béton précontraint : Cours et exercices*)

- Le tablier

Désigne la structure supérieure reposant directement sur les appuis (comme les piles ou les culées) et qui supporte les charges directes dues à l'usage de l'ouvrage. Ces charges incluent non seulement le poids des usagers, qu'il s'agisse de véhicules ou de piétons, mais aussi celui de l'équipement et des installations fixes intégrées, tels que le revêtement, les corniches et les glissières de sécurité.

Le tablier peut être constitué de différents matériaux tels que le béton, l'acier, le bois, ou des composites, selon les exigences structurelles et environnementales. Il peut être

préfabriqué ou construit in situ. Sa conception doit répondre à des critères de résistance, de durabilité, et de maintenance, tout en prenant en compte les normes de sécurité et les conditions climatiques locales.

- Les appuis

Qu'il s'agisse de piles ou de culées, doivent être conçus pour offrir une durabilité maximale et minimiser la maintenance tout au long de la vie de l'ouvrage. Leur conception doit répondre aux normes de sécurité, prendre en compte les impacts environnementaux et assurer une intégrité structurelle face aux différentes sollicitations mécaniques et climatiques.

- Les culées

Les culées sont les structures de support situées aux extrémités d'un pont. Elles servent à ancrer l'ouvrage et à transférer les charges du tablier aux fondations en terre. En plus de supporter les charges verticales, les culées doivent également résister aux poussées horizontales dues à la poussée des terres et aux charges de circulation.

- Les piles

Les piles sont des structures verticales qui supportent les parties centrales du tablier d'un pont. Elles sont souvent utilisées dans les ponts de grande portée pour soutenir le tablier entre les culées. Les piles doivent résister aux charges verticales provenant du poids du tablier et des charges mobiles (comme les véhicules), ainsi qu'aux forces latérales telles que le vent ou les forces sismiques. Elles peuvent être construites en différents matériaux, notamment en béton armé, béton précontraint, ou en acier, et leur conception varie en fonction de la hauteur du pont et des conditions géotechniques du site.

- Travée

Dans l'architecture des ponts, une "travée" représente la section délimitée entre deux appuis adjacents. Elle constitue une unité structurelle distincte de l'ouvrage, caractérisée par sa capacité à supporter les charges de circulation et à maintenir l'intégrité de la superstructure.

- Portée

La "portée" se définit comme la distance horizontale entre les centres de deux appuis successifs sur un pont. Elle représente la longueur maximale d'un élément structurel, telle une poutre ou une arche qui peut être soutenue sans support intermédiaire.

- Ouverture

L'"ouverture" désigne la distance entre les faces extérieures des appuis successifs d'un pont. Cette mesure est essentielle pour déterminer la largeur de la voie navigable ou du passage sous le pont. Elle joue un rôle crucial dans la navigation maritime et fluviale, ainsi que dans l'aménagement des voies terrestres sous les ponts.

- Longueur

Contrairement à la portée, la "longueur" d'une travée englobe non seulement la distance entre les appuis, mais également les parties du tablier qui débordent au-delà des appuis eux-mêmes. Elle représente la dimension totale de la travée, y compris les surplombs éventuels des extrémités du pont.

- Hauteur libre

Également connue sous le nom de "tirant d'air", la "hauteur libre" se rapporte à l'espace vertical entre la partie inférieure du tablier d'un pont et l'obstacle le plus bas franchi, telle qu'une voie navigable ou une route située en dessous. Cette mesure est cruciale pour garantir la sécurité des navires, des véhicules et des piétons circulant sous le pont.

I.5 CLASSIFICATION DES PONTS

I.5.1 Selon la nature de la voie portée

- Pont Routier

Un pont routier, également appelé pont-route, est une infrastructure de transport conçue spécifiquement pour permettre la circulation des véhicules automobiles.

Il porte une ou plusieurs voies routières.

- Pont Ferroviaire

Un pont ferroviaire, également appelé pont-rail, est un ouvrage d'art destiné à porter une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.

- Pont Mixte

Un pont mixte est un ouvrage d'art qui porte à la fois des voies routières et des voies ferrées. Il combine les fonctionnalités d'un pont routier et d'un pont ferroviaire.

- Pont-Canal

Un pont-canal est un pont qui porte un canal d'eau à ciel ouvert. Il peut également servir à supporter des conduites d'eau, de gaz ou de pétrole.

- Passerelle

Une passerelle est un pont destiné uniquement à la circulation des piétons. C'est un ouvrage d'art conçu pour le passage des piétons, sans vocation pour le trafic routier ou ferroviaire.

I.5.2 Selon la mobilité du pont

- Pont Fixe

Un pont fixe est un ouvrage d'art dont le tablier est statique et ne peut pas se déplacer. C'est le type de pont le plus courant.

- Pont Mobile

Un pont mobile est un ouvrage d'art dont le tablier peut se déplacer pour permettre le passage de navires ou d'autres véhicules.

- Pont provisoire

Les ponts temporaires servent de solution transitoire pour le franchissement de cours d'eau et sont fréquemment employés dans le domaine du génie militaire.

I.5.3 Selon les matériaux de construction

- Pont en bois

Cette structure sert principalement de passerelle pour les piétons. Elle est constituée de bois, un matériau traditionnellement utilisé pour sa facilité de mise en œuvre et son esthétique naturelle, adapté aux petits franchissements.

- Pont en maçonnerie

Construit à partir de pierres taillées ou de briques en béton non armé, ce type de pont excelle dans la résistance à la compression. Toutefois, sa capacité à supporter les forces de traction est limitée, raison pour laquelle il est souvent réalisé avec des structures voûtées telles que des arcs, permettant ainsi de convertir les charges en efforts de compression.

- Pont en béton armé

Cette structure combine le béton, efficace pour la résistance à la compression, avec l'acier, qui résiste aux forces de traction.

- Pont en béton précontraint

Similaire au pont en béton armé quant aux matériaux de base, cette structure se distingue par l'ajout de câbles précontraints. Ces derniers sont tendus et ancrés dans le béton afin de pré-comprimer le matériau, améliorant sa résistance initiale à la traction et permettant des portées plus longues ainsi qu'une meilleure gestion des charges dynamiques.

I.6 CONCLUSION

En conclusion, les ponts jouent un rôle crucial dans le développement des infrastructures de transport, leur conception et leur construction nécessitent une application rigoureuse des principes d'ingénierie structurelle, prenant en compte une multitude de facteurs tels que les charges, les conditions environnementales et les matériaux de construction.

CHAPITRE II :
SCANNERS 3D ET
JUMEAU NUMERIQUE.

II.1 INTRODUCTION

Dans la dernière décennie, l'essor technologique du scanning laser 3D a marqué une avancée majeure, captivant l'intérêt de divers domaines, notamment dans le secteur de la construction et de l'ingénierie civile. Cette technologie s'est imposée comme une méthode révolutionnaire pour les relevés as-built, particulièrement dans le domaine des ponts, en offrant une précision inégalée, un niveau de détail exceptionnel, une rapidité de capture, et en garantissant la sécurité ainsi que le confort des opérateurs. En effet, elle permet une numérisation complète et détaillée de structures complexes telles que les ponts, en un temps record, proposant ainsi une alternative avancée aux méthodes traditionnelles de relevés topographiques.

L'application du scanning laser 3D dans le cadre de projets de construction de ponts, à divers stades tels que la conception, le dimensionnement ou l'exécution, revêt une importance particulière. L'approche BIM (Building Information Modeling) est souvent adoptée pour ces projets, nécessitant des données as-built précises et complètes. Cependant, obtenir des informations fiables à partir de plans as-built existants s'avère parfois difficile, et les relevés topographiques traditionnels, bien qu'essentiels, peuvent être onéreux, complexes et longs à réaliser pour des structures aussi spécifiques que les ponts.

II.2 HISTOIRIQUE DES SCANNERS 3D

La progression de la technologie des scanners 3D a été marquée par des innovations significatives, débutant avec l'intégration de l'informatique qui a permis l'élaboration de modèles d'une complexité sans précédent. Face aux défis posés par la mesure de surfaces complexes avec des outils traditionnels comme le mètre ruban, l'industrie a innové dans les années 1980 en introduisant la sonde de contact, une avancée notable bien que limitée par sa lenteur.

L'essor des technologies optiques a constitué une révolution, promettant une acquisition plus rapide et sans contact, essentielle pour la numérisation d'objets délicats.

Trois approches se distinguaient :

- Le balayage ponctuel : similaire au fonctionnement d'une sonde physique mais entravé par la nécessité de mouvements physiques répétitifs.
- Le balayage de zone : complexe et peu répandu en raison de ses difficultés techniques.
- Le balayage par bande : une percée majeure qui offrait rapidité et précision grâce à un faisceau composé de multiples points analysant l'objet en un seul passage.

Cette dernière méthode a rapidement prouvé sa supériorité, répondant aux exigences cruciales de vitesse et de précision. Toutefois, le passage de la théorie à la pratique a révélé des défis majeurs, notamment dans l'assemblage logiciel des scans multiples pour créer un modèle 3D cohérent, sans redondance ni surplus de données.

Les premières applications pratiques, notamment dans l'industrie de l'animation avec la numérisation du corps humain par Cyberware Laboratoires dans les années 1980, ont illustré le potentiel de cette technologie. Cependant, la quête d'une solution tout-en-un, capable de capturer avec précision, rapidité, et en trois dimensions les surfaces colorées à un coût réaliste, restaient insatisfaites.

En 1996, une avancée majeure a été réalisée avec le lancement de ModelMaker par 3D Scanners, qui combinait un bras manuel à un système de balayage par bande (*figure II.1*), inaugurant ainsi le premier système de capture de réalité. Cette innovation a permis la création rapide de modèles 3D complexes et colorés, marquant un tournant décisif dans l'évolution des scanners 3D vers des solutions à la fois précises, rapides, tridimensionnelles, et économiquement accessibles, répondant ainsi de manière exhaustive aux aspirations longtemps cherchées par les professionnels de la modélisation 3D. (<https://www.3dscanbat.ch/portfolio-item/numerisation-par-laser-scan/>)



**FIGURE II.1. Bras manuel et scanner 3D à bande
(3D laser scanners: History, applications, and future)**

II.3 ÉVOLUTION DU LASER SCAN

La technologie de numérisation laser 3D repose sur l'utilisation d'un laser pour mesurer des distances, une méthode de mesure dite "active", car elle emploie la lumière générée par l'appareil lui-même. Le principe est simple : un faisceau laser concentré est projeté et, lorsqu'il frappe un objet, une partie de ce faisceau est réfléchi et retourne vers l'appareil, où elle est détectée par un capteur. Ce processus, réalisé par un dispositif appelé télémètre laser, permet de déterminer la distance entre le scanner et l'objet en question.

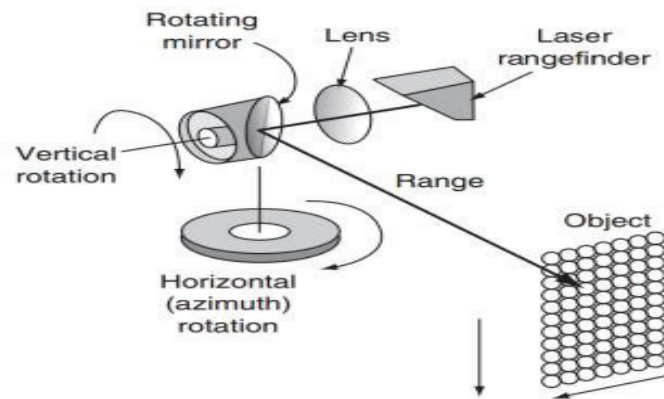
Ainsi, les scanners laser 3D sont souvent associés aux technologies LIDAR (Light Detection And Ranging) ou LADAR (Laser Detection And Ranging), qui désignent ces méthodes de détection et de mesure à distance par la lumière ou le laser.

Contrairement aux dispositifs tels que les télémètres laser et les stations totales, qui se concentrent sur la mesure d'un point unique spécifiquement ciblé, les scanners laser 3D capturent un vaste ensemble de points distribués tout autour de l'appareil, formant ainsi ce qu'on appelle un "nuage de points". Pour réaliser cela, le faisceau laser est orienté dans toutes les directions nécessaires. Pour diriger le faisceau laser, certains appareils sont équipés de miroirs ou de prismes facilitant sa rotation.

Dans le cas d'un scanner statique, le processus de "balayage" de l'environnement à numériser peut-être visualiser comme décrit dans la figure II.2. Ces rotations simultanées sur les axes

vertical et horizontal permettent de générer un nuage de points en trois dimensions. L'appareil mesure en permanence les angles du faisceau laser, ce qui lui permet de convertir ces informations, ainsi que la distance mesurée, en coordonnées XYZ pour chaque point, le tout référencé dans un système de coordonnées centré sur la position de l'appareil.

Le résultat final sortant d'un scan est alors un nuage de points. (<https://www.3dscanbat.ch/portfolio-item/numerisation-par-laser-scan/>)



**FIGURE II.2. Rotation angulaire verticale et horizontale
(Automated point clouds processing for deformation monitoring)**

Cette procédure est une méthode avancée de capture de données tridimensionnelles. Elle implique l'utilisation de dispositifs spéciaux tels que des scanners laser ou des caméras pour enregistrer précisément la forme et les détails des objets physiques.

Initialement développée dans les années 1960, cette technologie a connu une évolution significative au fil du temps, passant de dispositifs volumineux et coûteux à des systèmes plus compacts, précis et accessibles. Cette évolution a permis d'élargir considérablement son champ d'application dans divers domaines, en offrant une représentation virtuelle réaliste et précise de la réalité physique.

Dans le domaine du laser scanning, divers professionnels sont impliqués, notamment les ingénieurs du BTPH, les géomètres, et les architectes.

Le scan des données tridimensionnelles se présente sous forme d'un nuage de points qui se réfère à un ensemble de points tridimensionnels capturés à partir de la surface d'un objet ou d'un environnement à l'aide d'un scanner 3D. Chaque point du nuage de points représente une position dans l'espace tridimensionnel, généralement définie par ses coordonnées x , y et z . Une fois que le nuage de points est capturé, il peut être utilisé pour reconstruire numériquement la géométrie de l'objet ou de l'environnement, en reliant les points pour former des surfaces.

Cette méthode de capture de données tridimensionnelles utilise des dispositifs spéciaux, tels que des scanners laser ou des caméras, pour enregistrer avec précision la forme et les détails d'objets physiques.

Cette technique permet de créer des modèles numériques 3D représentant fidèlement la géométrie et la texture des objets, offrant ainsi une représentation virtuelle réaliste et précise de la réalité physique. Ces modèles sont largement utilisés dans des domaines tels que la conception industrielle et l'ingénierie.

- **Avantages des scanners 3D**
 - Précision accrue.
 - Gain de temps.
 - Réduction des coûts.
 - Intégration avec d'autres technologies.
 - Comparer le "as-designed" modèle au "as-built" modèle

- **Inconvénients des scanners 3D**
 - Temps de numérisation.
 - Sensibilité aux conditions environnementales.
 - Nécessité de post-traitement.

II.4 PROCEDURE OPERATIONNELLE

Bien que les scanners aient gagné en polyvalence et facilité d'usage, réaliser un relevé 3D de qualité requiert un effort considérable tant en préparation qu'en suivi post-scanning pour répondre aux standards requis.

Une compréhension approfondie de la technologie, incluant les capacités et limites des équipements (les potentielles sources d'erreur), est essentielle. Une approche méticuleuse et une vision globale du processus sont cruciales.

La méthodologie développée, bien qu'initialement conçue pour l'emploi de scanners laser terrestres statiques dans le secteur de la construction, est largement applicable à d'autres types de scanners.

La figure II.3 illustre les différentes phases du processus de numérisation, soulignant l'importance de l'impact de chaque décision à une étape sur les suivantes.

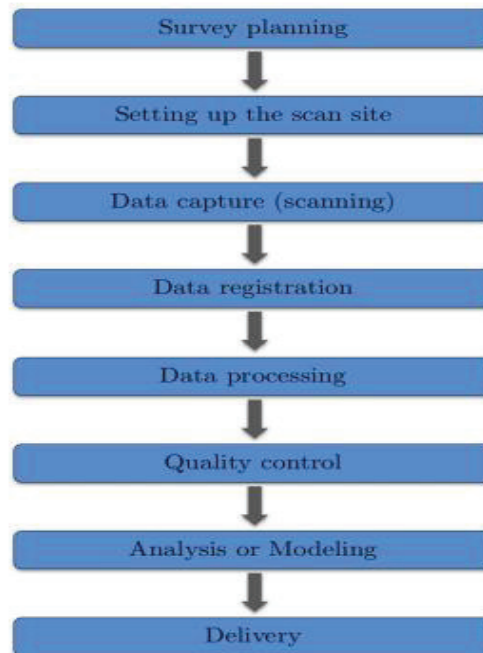


FIGURE II.3 : Etapes chronologiques du scanning 3D (3D laser scanners : History, applications, and future)

Deux moments clés marquent ce processus :

- Le premier concerne la préparation et la planification : il s'agit de déterminer les objectifs et les spécifications du projet (précision souhaitée, niveau de détail, tolérances, finalité des données collectées, etc.), mais aussi le choix des équipements et des méthodes de numérisation les plus adaptés ainsi que l'élaboration d'un plan de positionnement des scans.
- Le second moment critique est la gestion et l'assemblage des différents nuages de points en une seule entité cohérente, une étape où les erreurs peuvent rapidement s'accumuler, menant à des écarts significatifs par rapport aux tolérances prévues.

Diverses méthodes d'assemblage existent, chacune avec ses propres avantages en termes de précision. Le choix de la méthode d'assemblage influencera directement la stratégie de numérisation sur le terrain, où une précision accrue peut nécessiter des procédures plus complexes et plus longues, incluant l'utilisation de plus de scans, de cibles spécifiques, ou une résolution plus élevée. (3D laser scanners : History, applications, and future)

II.5 LE JUMENTA NUMERIQUE

Le terme "*jumeau numérique*" fut introduit pour la première fois en 2002 dans un article de Michael Grieves, bien que l'utilisation de ce concept par la NASA pour le suivi de ses missions spatiales remonte à plusieurs décennies auparavant. Actuellement, ce concept révolutionnaire a été adopté dans le secteur de la construction, où il transforme profondément les pratiques existantes. Les jumeaux numériques permettent de s'appuyer

sur des données extrêmement fiables pour la gestion efficace des projets, contribuant ainsi à la réduction des coûts opérationnels et des risques associés.

De manière plus globale, cette technologie contribue à optimiser la performance énergétique et fonctionnelle des ouvrages d'art.

Le concept de jumeau numérique désigne une réplique virtuelle précise d'un objet, d'un processus ou d'un système existant dans le monde réel. Ce modèle numérique est constitué à partir de données collectées via des capteurs, de la modélisation en trois dimensions, ainsi que d'autres sources d'informations pertinentes. L'objectif de cette représentation est de refléter fidèlement la réalité, assurant ainsi une synchronisation en temps réel qui facilite l'observation, l'analyse et la simulation des comportements de l'objet ou du système dans un environnement virtuel.

Le jumeau numérique sert de plateforme pour intégrer toutes les données et tous les processus nécessaires à diverses étapes du cycle de vie d'un ouvrage, incluant :

- **La conception** : Cette étape intègre les données relatives aux propriétés géométriques et physiques des matériaux, la documentation technique, et les estimations de coûts.
- **La construction** : Elle se concentre sur la planification des étapes de progression du projet, ainsi que sur l'allocation des ressources humaines et matérielles pour chaque phase.
- **L'exploitation et la maintenance** : Grâce à l'Internet des Objets (IoT), des capteurs installés recueillent continuellement des données opérationnelles ou environnementales, lesquelles sont stockées dans le cloud. L'intelligence artificielle exploite ces données pour optimiser l'efficacité du bâtiment et gérer sa maintenance à long terme. (**Ebrahim Mostafa Abdel-Bary, *3D laser scanners: history, applications, and future*, Octobre 2011.**)

➤

- **Qui sont les professionnels concernés par le concept du jumeau numérique ?**

Le concept de jumeau numérique affecte en grande partie le travail des chefs de projets, des chefs de chantier, des conducteurs de travaux et des exploitations. Ces derniers ont constamment besoin de renseignements quant à l'évolution du chantier. Toutefois, les designers, les gestionnaires et les collaborateurs au contrôle qualité sont eux aussi liés au jumeau numérique.

En bref, l'utilisation du jumeau numérique concerne tous les intervenants qui souhaitent travailler en toute simplicité sur un projet à partir de différents sites. En effet, les jumeaux numériques facilitent l'accès aux données. Ils permettent également aux équipes de mieux communiquer à toutes les phases du projet. Enfin, l'outil offre la possibilité de prendre des décisions stratégiques de manière rapide et plus éclairée pour optimiser à la fois l'efficacité et le cycle de vie d'un ouvrage.

Les scanners laser terrestres statiques, ou TLS statiques, figurent parmi les plus couramment utilisés. Certains modèles peuvent capturer plus d'un million de points par seconde, produisant ainsi des nuages de points d'une grande densité et richesse en détails.

De plus, l'intégration de caméras dans un nombre croissant de TLS permet d'attribuer une couleur réelle à chaque point, créant des nuages de points d'un réalisme photographique qui améliore significativement la visualisation et l'interprétation des données.

Le scanning TLS offre une multitude d'avantages :

- Précision et Exactitude : Capture précise des détails 3D.
- Vitesse Améliorée : capture des données à des vitesses plus élevées réduisant les délais de projet.
- Portabilité Améliorée : Systèmes compacts et portables pour une meilleure polyvalence.
- Interfaces Conviviales : Logiciels intuitifs adaptés aux différents niveaux d'expertise.
- Intégration avec d'autres Technologies : Combinaison avec la photogrammétrie et les drones pour obtenir des ensembles de données complets.



FIGURE II.4. Scanners laser terrestres statiques (Static TLS) (3D laser scanners : History, applications, and future)

- Scan to BIM :

Le Scan to BIM, une méthodologie émergente dans le domaine de la modélisation des informations du bâtiment (BIM), représente une approche novatrice pour la création de modèles numériques détaillés à partir de données de balayage 3D.

Ce processus sophistiqué implique la capture précise et exhaustive d'informations spatiales à l'aide de technologies telles que le balayage laser (LIDAR) ou la photogrammétrie, suivie de leur intégration dans un modèle BIM. Il offre un potentiel considérable pour améliorer la précision, l'efficacité et la collaboration tout au long du cycle de vie d'un projet de construction, en permettant une visualisation réaliste des structures existantes, une analyse approfondie des données et une gestion plus efficace des actifs immobiliers. (Navvis, *Le guide de référence du scan-to-BIM*)

II.6 LE SCANNER LASER LEICA RTC 360

L'avènement du scanner laser Leica RTC360 marque une avancée significative dans la documentation et la capture de l'environnement en trois dimensions. Ce dispositif récent, caractérisé par sa compacité, sa précision et sa légèreté, représente une solution optimale pour les professionnels confrontés à la complexité des projets nécessitant des représentations tridimensionnelles fidèles et précises. Conçu pour être portable, il facilite non seulement les tâches sur le terrain, mais aussi le traitement des données en bureau, augmentant ainsi efficacité et productivité dans divers contextes opérationnels. Cette technologie, adaptée à une variété de conditions de site, s'affirme comme un outil essentiel pour les spécialistes du domaine, soulignant l'importance de l'innovation dans l'acquisition de données spatiales précises.



FIGURE II.5 : Le scanner laser leica RTC360

II.6.1 Avantages de leica RTC 360

Le leica RTC360 offre plusieurs avantages significatifs, soutenus par des fonctionnalités techniques avancées tel que :

- Sa portabilité permet une flexibilité inégalée permettant aux utilisateurs de réaliser des scans 3D précis où qu'ils se trouvent sur le site. Cette mobilité accrue se traduit par une productivité optimale, car les utilisateurs peuvent capturer rapidement des données sans être restreints par des équipements volumineux ou des contraintes de localisation.

- L'automatisation intégrée dans la solution RTC360 simplifie considérablement le processus de numérisation, réduisant le temps nécessaire pour réaliser des scans à moins de deux minutes. Cette automatisation est renforcée par la fonctionnalité de démarrage et d'arrêt automatiques, éliminant ainsi le besoin d'interventions manuelles de la part de l'utilisateur. Enregistrer les positions en temps réel sur le site facilite également la gestion et la navigation pendant le processus de numérisation, améliorant ainsi l'efficacité globale de la collecte de données.
- Enfin, la possibilité d'ajouter des marqueurs ou des balises aux projets lors de l'acquisition de données terrain offre des avantages supplémentaires en termes de planification et de compréhension de la réalité sur site. Ces marqueurs permettent une meilleure organisation des données et facilitent la collaboration entre les membres de l'équipe, améliorant ainsi la qualité des décisions prises à chaque étape du projet.

La solution RTC360 de Leica offre une combinaison unique de portabilité, d'automatisation, d'intégration logicielle et de fonctionnalités avancées, ce qui en fait un outil indispensable pour les professionnels travaillant dans des environnements où la précision et l'efficacité sont primordiales.

II.6.2 Appareillages

Le Leica RTC360 est accompagné d'une gamme complète d'accessoires originaux spécialement conçus pour améliorer ses performances et sa polyvalence sur le terrain. Ces accessoires sont développés par Leica Geosystems pour garantir une compatibilité parfaite et une qualité optimale. Chaque accessoire est doté d'un code de sécurité unique, assurant son authenticité et sa provenance :

- ✓ Chargeur.
- ✓ Alimentation Électrique.
- ✓ Réflecteurs et Géo Référencement.
- ✓ Supports de Cible.
- ✓ Options de Trépieds.
- ✓ Deux clés USB 256GB.

II.6.3 MODE DE FONCTIONNEMENT

Le scanner laser Leica RTC360 est un instrument sophistiqué conçu pour la numérisation tridimensionnelle de l'environnement. Il se distingue par sa capacité à réaliser des acquisitions de données à très haute vitesse, atteignant jusqu'à 2 millions de points par seconde, ce qui lui permet de générer des nuages de points 3D colorés en moins de deux minutes. Cette performance est soutenue par un système d'imagerie à haute dynamique (HDR) intégrant trois caméras de 12 mégapixels, assurant une reproduction des couleurs de haute qualité et un niveau de détail élevé dans les rendus finaux.

Une des innovations marquantes du RTC360 est l'emploi de la technologie Visual Inertial System (VIS), qui facilite un enregistrement semi-automatisé sur le terrain.

Cette caractéristique contribue significativement à la réduction du temps nécessaire pour les opérations sur site, optimisant ainsi l'efficacité des projets de numérisation.

II.6.3.1 Work flow

Le workflow détaillé ci-dessous présente les étapes clés pour capturer efficacement en 3D à l'aide du scanner laser Leica RTC360, de la préparation du site à la livraison finale des données.

➤ Préparation du site

Avant le début de l'acquisition des données, il est primordial de réaliser une reconnaissance approfondie du site. Cette étape inclut l'identification des zones clés et des obstacles éventuels qui pourraient affecter le processus de numérisation. Il est également essentiel de préparer l'ensemble du matériel nécessaire, qui comprend un scanner RTC360, un trépied, des batteries supplémentaires, un chargeur, ainsi que deux clés USB de 256GB chacune pour le stockage des données.

La planification des positions des scans doit être méticuleusement effectuée pour s'assurer qu'elles correspondent à la géométrie du pont et minimisent les zones d'ombre, qui pourraient autrement compromettre la qualité des données collectées.

➤ Acquisition des données sur site

L'installation du scanner RTC360 sur son trépied doit être réalisée à l'emplacement initial prévu. Après avoir activé l'appareil, il est nécessaire de configurer les paramètres de scan, incluant la résolution et la qualité des images HDR, pour garantir l'acquisition de données optimales. Le processus de scan est initié par une simple pression sur le bouton du scanner et se complète en moins de deux minutes.

Grâce au système VIS (Visual Inertial System) intégré, le scanner est capable de suivre automatiquement sa position relative par rapport à la station précédente. Cette fonctionnalité facilite l'enregistrement automatique des scans sans nécessité de cibles physiques. Le scanner est ensuite déplacé vers la prochaine position planifiée, et les étapes précédentes sont répétées jusqu'à ce que toutes les zones d'intérêt soient couvertes.

➤ Traitement des données

Une fois la collecte des données terminée, celles-ci sont transférées vers un ordinateur équipé du logiciel Cyclone REGISTER 360. Ce logiciel permet d'ouvrir le projet et de visualiser les nuages de points colorisés. Des marqueurs et des balises peuvent être ajoutés aux scans pour en simplifier l'interprétation et la planification ultérieure.

Les scans sont ensuite enregistrés automatiquement entre eux grâce au système VIS. Les nuages de points peuvent être nettoyés et filtrés si nécessaire pour améliorer la qualité des données. Le logiciel permet également de générer des livrables tels que des coupes, des élévations, et d'autres représentations en 2D et 3D.

➤ Livraison du projet

Les données finales peuvent être exportées dans divers formats, tels que E57, LAS, DXF, entre autres, pour s'intégrer facilement dans les flux de travail du projet. Les livrables sont

ensuite partagés avec toutes les parties prenantes pour permettre une collaboration et une validation efficace du projet.

En adoptant cette méthode rigoureuse, la capture en 3D d'un pont avec le scanner laser Leica RTC360 peut être réalisée efficacement, depuis la préparation sur le terrain jusqu'au traitement final des données, maximisant ainsi la productivité grâce à ses fonctionnalités d'automatisation et son interface intuitive.

II.7 CYCLONE 3DR

Le logiciel Cyclone 3DR fonctionne en tant qu'outil de création de logiciels de nuages de points pour le maillage, l'inspection et la création de rapport. Il s'agit d'une extension intégrée de la suite logicielle Cyclone, qui accompagne les utilisateurs à toutes les étapes de leurs projets de capture de la réalité 3D. Voici comment il opère :

- Gestion des Nuages de Points

Le Cyclone 3DR fusionne la technologie Leica JetStream pour une gestion centralisée et complète des nuages de points.

Il offre une utilisation simple basée sur des flux de travail adaptés aux domaines de la construction et de l'ingénierie civile.

- Fonctionnalités

Il permet la modélisation, la génération de livrables et de rapports 3D et offre une large gamme d'outils adaptables aux différents besoins en traitement des données 3D.

- Automatisation des Tâches

En automatisant les tâches courantes, les utilisateurs peuvent réduire les délais dans les projets et fournir rapidement des informations exploitables.

II.8 CONCLUSION

Ce dispositif représente une solution avancée pour la capture rapide et précise de données spatiales en 3D, s'affirmant ainsi comme un outil crucial pour les professionnels nécessitant des rendus détaillés et des modélisations précises dans leurs projets.

CHAPITRE III :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE de L'ART.

III.1 INTRODUCTION

Les ponts constituent des infrastructures cruciales reliant les territoires et les communautés, facilitant ainsi la mobilité et les échanges commerciaux. Ils permettent aux ingénieurs de satisfaire aux exigences techniques et fonctionnelles propres à un emplacement spécifique. Toutefois, la conception d'un pont requiert une compréhension approfondie et des données détaillées sur le site concerné, ce qui constitue le sujet central de ce chapitre.

III.2 OBJECTIF DE PROJET

Le but de ce projet est la réalisation d'un échangeur qui comprend un passage supérieur, au PK 57+153 entre la ville de Djelfa et la ville de Laghouat.

III.2.1 Situation de projet



FIGURE III.1. Vue de l'échangeur de Tadmit sur Google earth.

III.2.2 Description de l'ouvrage

- **La Portée**

Le pont en question comporte un tablier de 51,40 mètres de longueur, comprenant deux travées isostatiques de 25,70 mètres chacune. Les poutres préfabriquées du tablier sont conçues pour supporter leurs propres charges, sans transférer de charge aux poutres voisines, ce qui facilite la construction et réduit le poids de la structure.

- **Le tablier**

Le tablier de 25,7 mètres de portée est constitué de six poutres préfabriquées espacées de 1,6 mètre et d'une hauteur de 1,30 mètre. Toutes les poutres sont surmontées d'un hourdis de 20 cm d'épaisseur, avec deux joints de chaussée sur les culées C01 et C02. Les charges

Supportées par le tablier sont transmises aux culées et aux piles par l'intermédiaire d'appareils d'appui de type élastomère fretté.

III.2.3 Les données naturelles

- **Données topographiques**

Sur le plan topographique, le site du projet est caractérisé par une topographie plane, dépourvue de dénivelé.

- **Données climatiques**

La région se caractérise par une température moyenne allant de 0°C en hiver, à 33°C en été, et des températures extrêmes rarement inférieures à -3°C ou supérieures à 37°C. Les mois de la saison hivernale sont caractérisés par des températures froides et des gelées, avec parfois de la neige dans certaines zones, tandis que les mois d'été sont chauds et secs, avec des températures maximales pendant cette période.

- **Données géotechniques**

La conception d'un pont implique la réalisation d'études géotechniques pour évaluer la capacité portante du sol et la stabilité du terrain.

Les données géotechniques ainsi obtenues sont également cruciales pour évaluer les risques sismiques potentiels ainsi que les mouvements du sol, facteurs déterminants pouvant impacter significativement la stabilité et la durabilité de l'ouvrage projeté. En outre, ces investigations peuvent également comprendre des essais pressiométriques et carottages, techniques supplémentaires visant à enrichir la compréhension des propriétés mécaniques du sol, contribuant ainsi à une conception plus robuste et sécurisée du pont.

- **Données sismologiques**

L'infrastructure en question est érigée au sein de la wilaya de **Djelfa**. Conformément aux directives du Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (**RPOA**), cette structure est classifiée dans la catégorie de zone I, ce qui indique qu'elle se trouve dans une région caractérisée par une sismicité faible.

III.3 CONCLUSION

La collecte de données relatives à l'infrastructure et à son emplacement est une étape fondamentale dans l'analyse et la conception d'un pont. Elle permet d'appréhender de manière exhaustive les contraintes environnementales et opérationnelles afin de garantir l'intégrité structurelle et la pérennité de l'ouvrage.

CHAPITRE IV :
AS-BUILT DE PONT.

IV.1 INTRODUCTION

Les plans "as-built" des ponts fournissent une documentation précise de l'état final d'une structure après sa construction, reflétant les modifications apportées durant le processus. L'intégration du logiciel Cyclone 3DR permet de créer des modèles 3D détaillés et précis, améliorant la précision et l'efficacité de la documentation. Ce logiciel facilite l'inspection et l'analyse des composants du pont, garantissant leur conformité aux spécifications initiales. Ce chapitre se concentrera sur les méthodes de collecte de données pour les plans "as-built", l'application de Cyclone 3DR dans la modélisation 3D des ponts, et les avantages de cette technologie dans le suivi et l'entretien des structures achevées.

IV.2 LE PROCESSUS DE AS-BUILT

le processus "as built" consiste à documenter fidèlement toutes les modifications apportées au projet initial au cours de la construction. Il inclut la mise à jour des plans et des schémas pour refléter les conditions réelles et les matériaux utilisés sur le chantier. Les relevés topographiques et les rapports de qualité sont également intégrés pour garantir une conformité exacte avec les normes de construction. Ce processus assure la traçabilité des travaux réalisés et facilite la maintenance future du pont. Les documents "as built" servent de référence précieuse pour toute intervention ultérieure sur la structure.

IV.3 AS BUILT DE DIFERENTS PARTIES DU PONT



FIGUREV.1. Dimensionnement de la poutre en BP

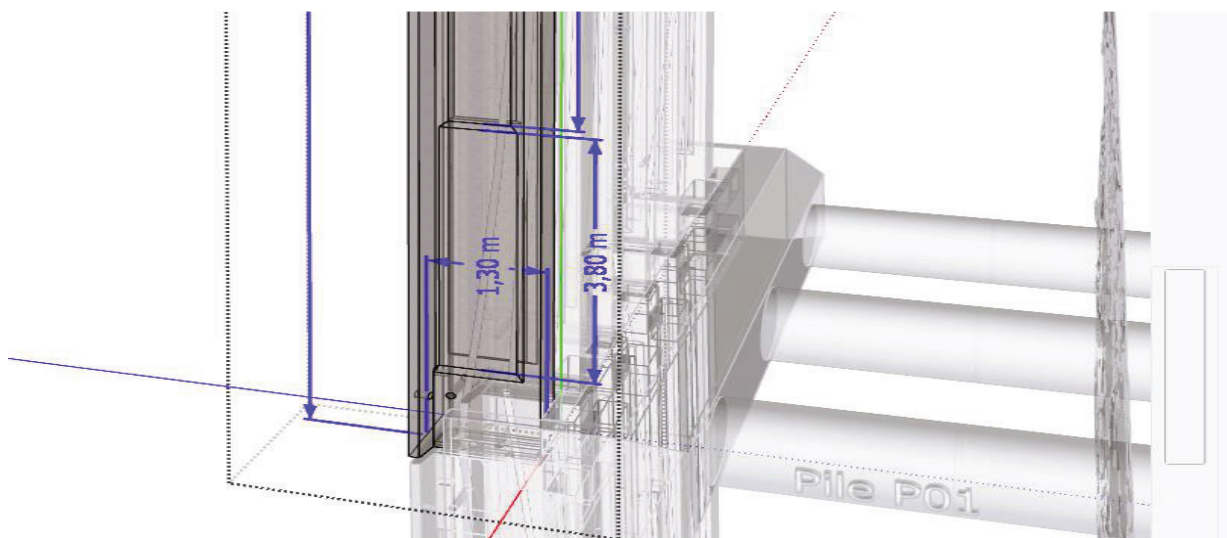


FIGURE IV.1 : Dimensionnement de la poutre en BP

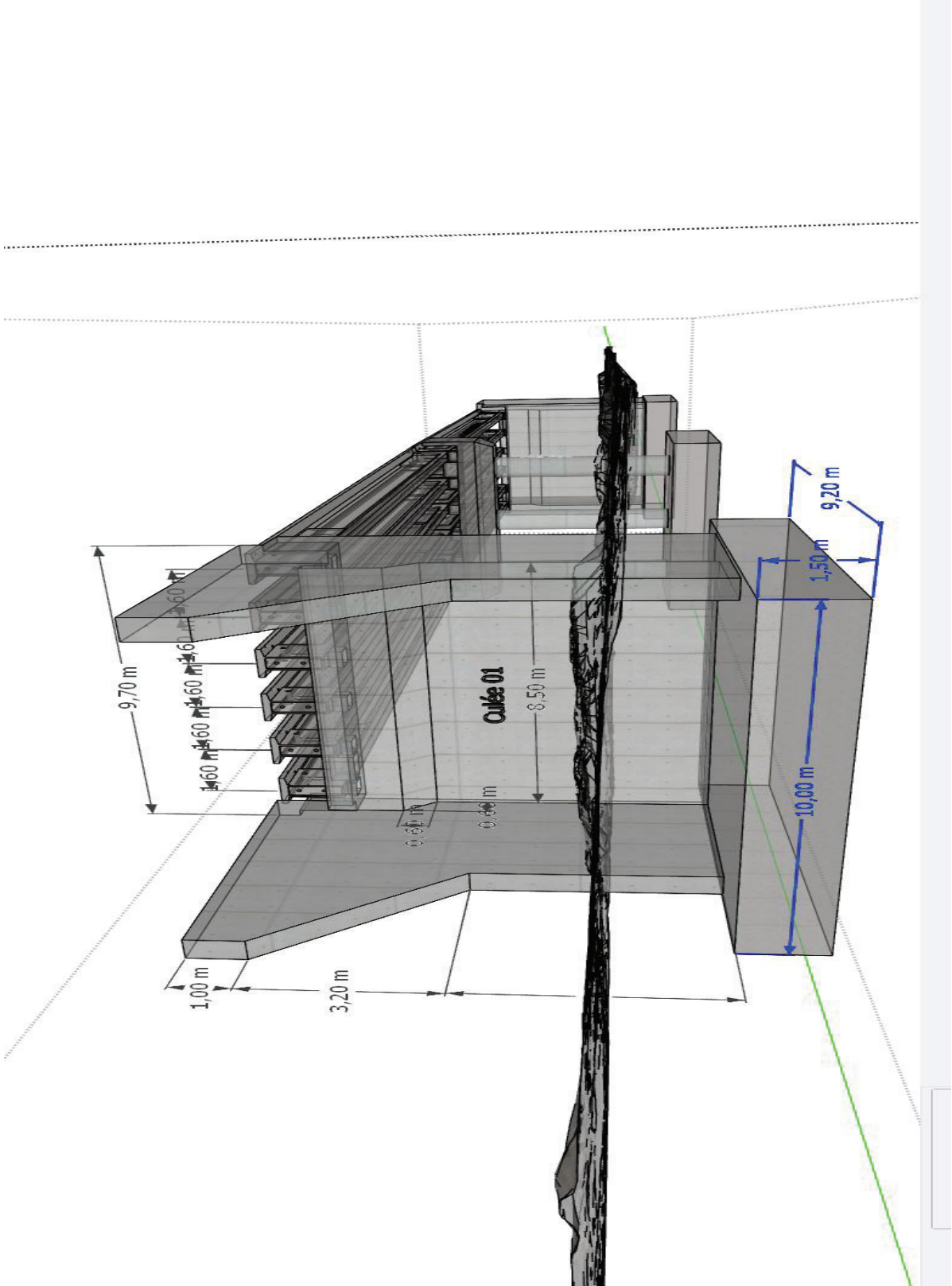


FIGURE IV.2 : Dimensionnement de la culée 01

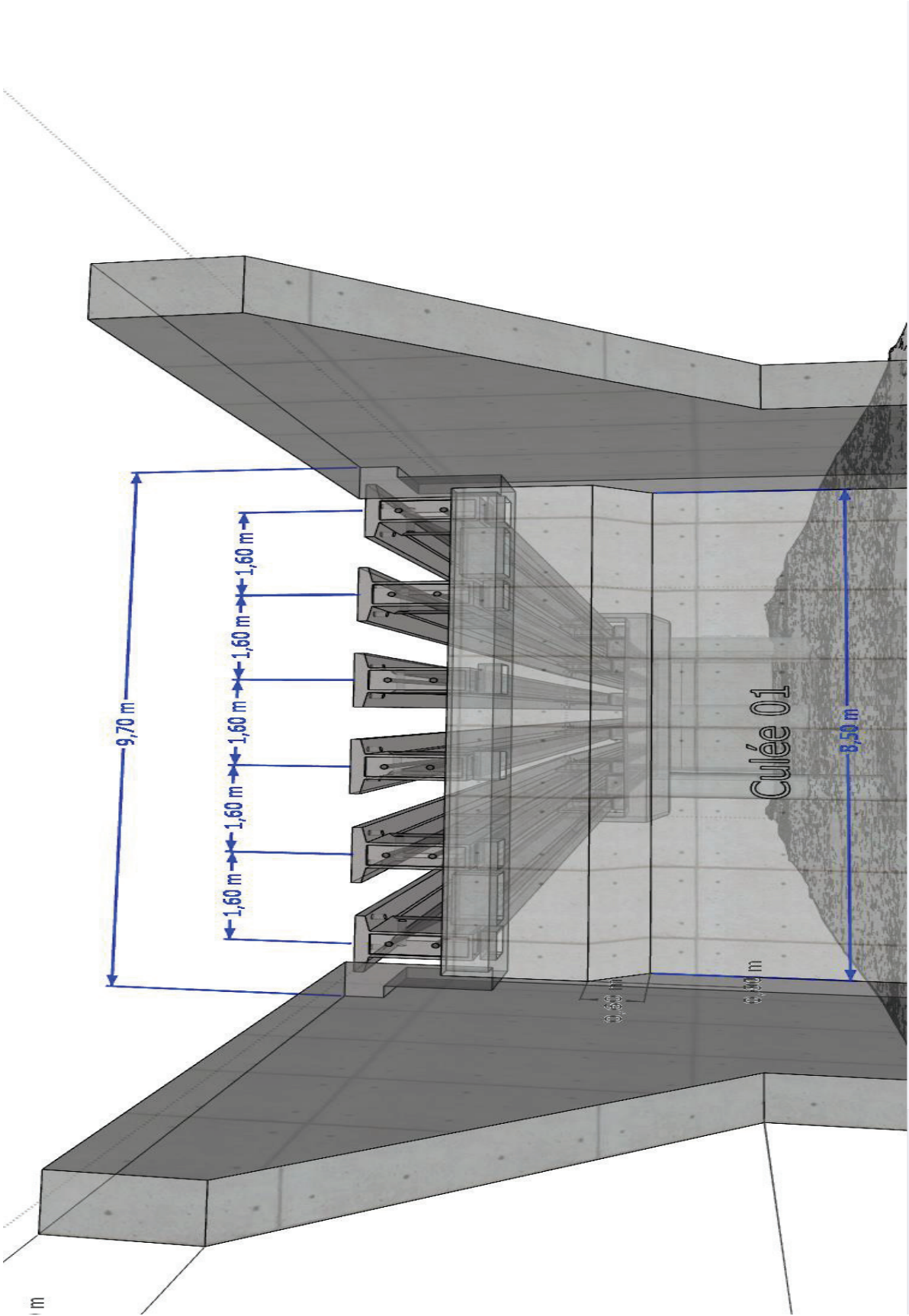


FIGURE IV.3 : Dimensionnement de la dalle de transition et l'entraxe des poutres de la culée 01

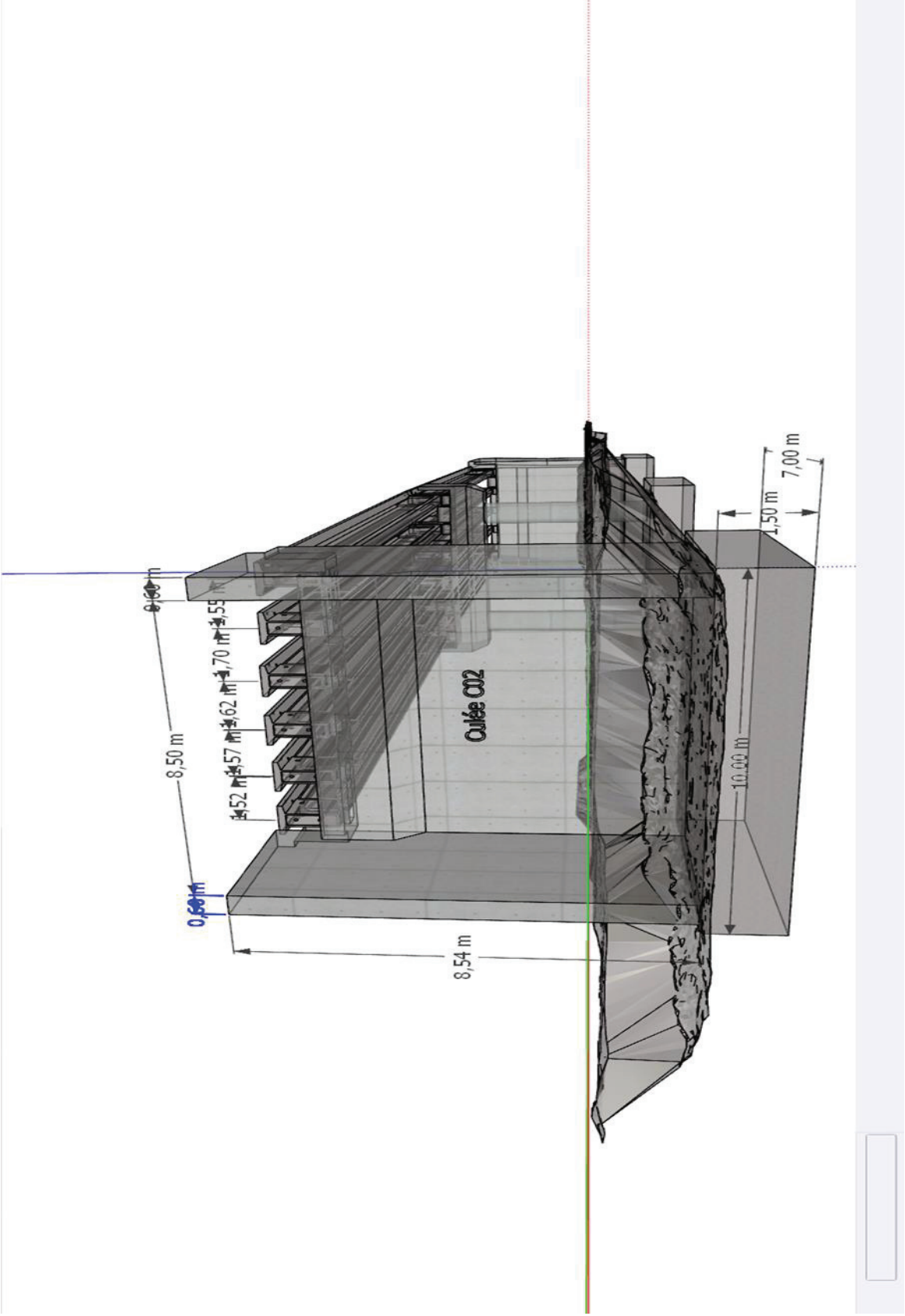


FIGURE IV.4 : Dimensionnement de la culée 02

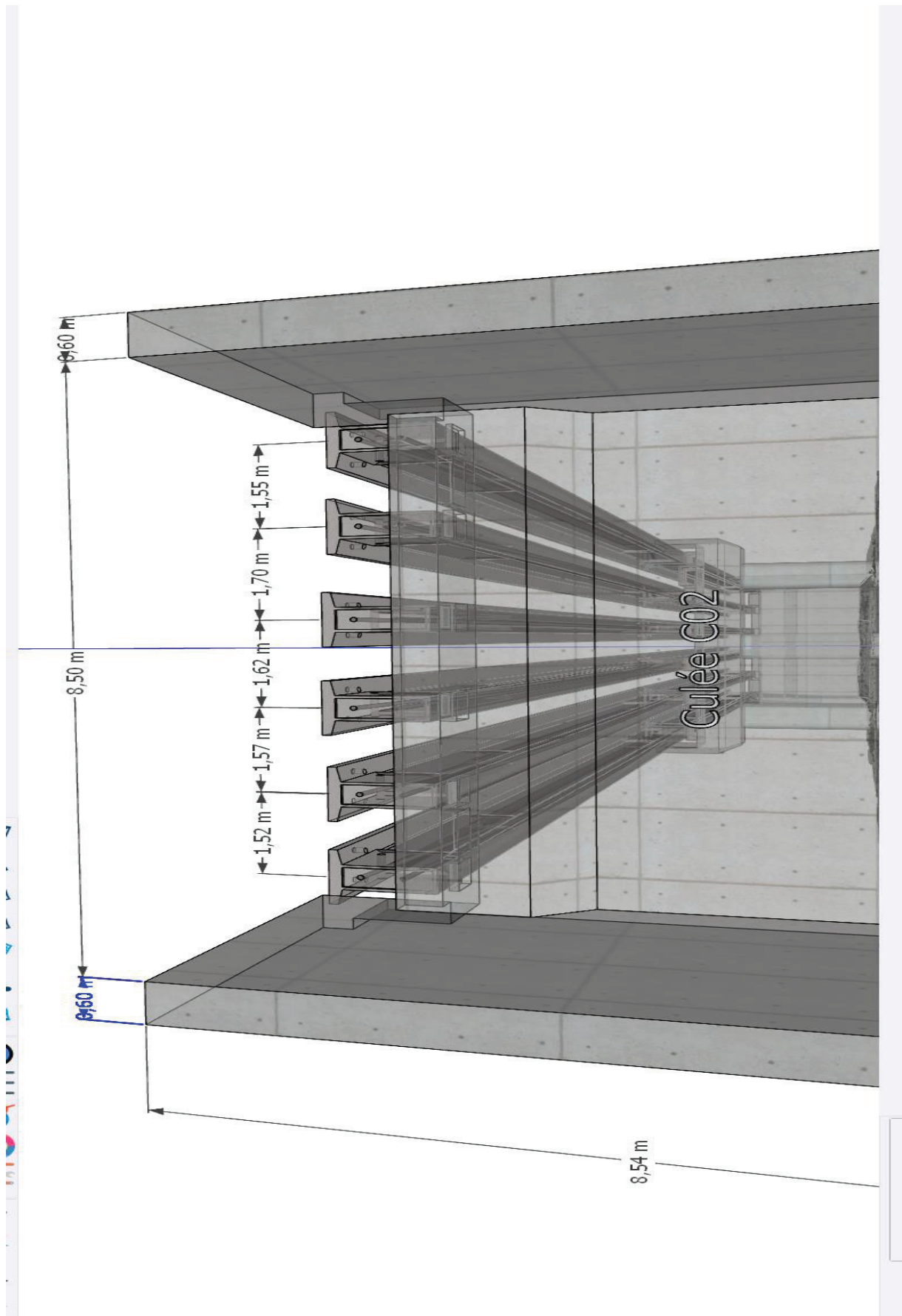


FIGURE IV.5 : Dimensionnement des entraxes des poutres de la culée 02

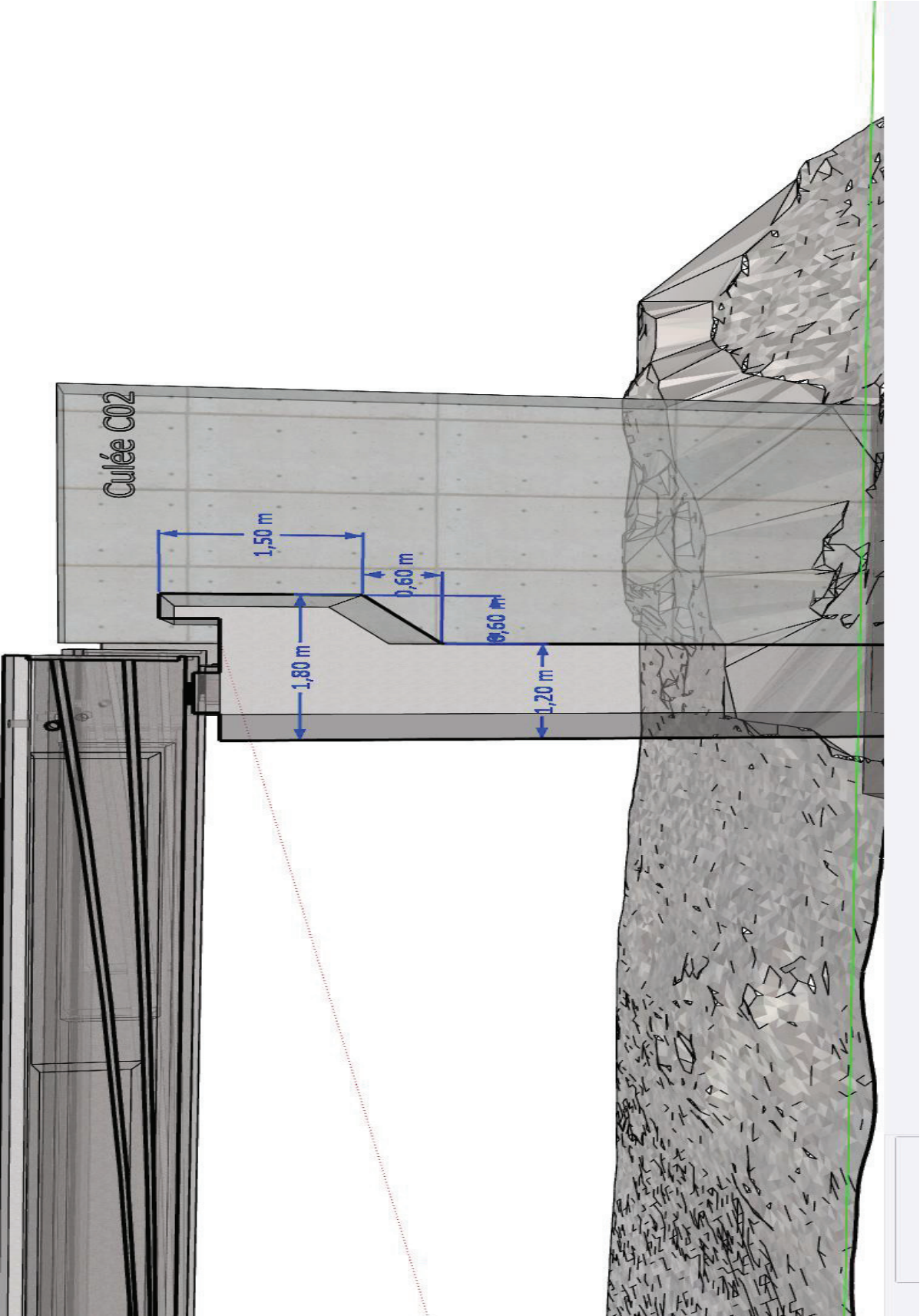


FIGURE IV.6 : Dimensionnement du corbeau de la culée 02

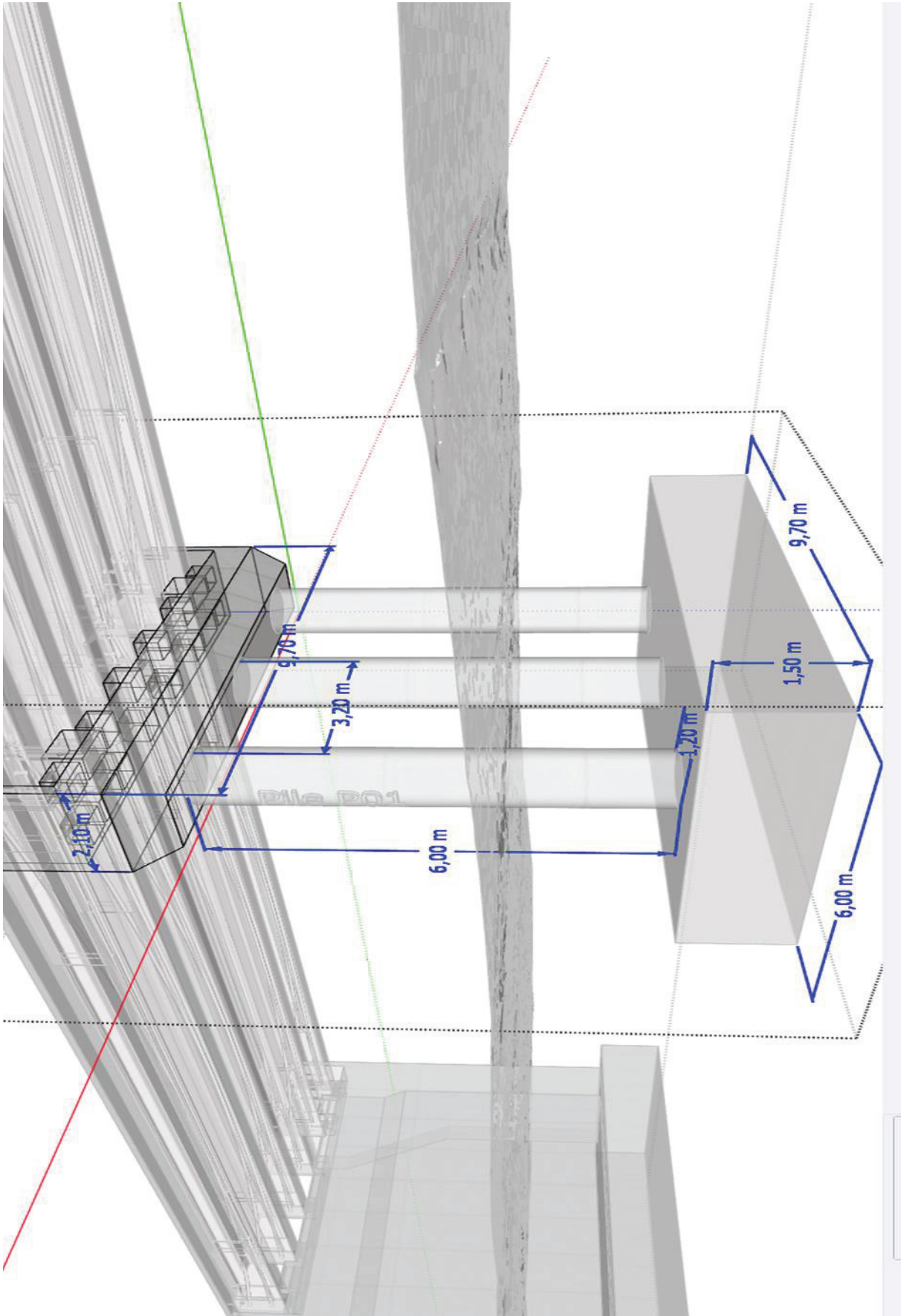


FIGURE IV.7 : Dimensionnement de la pile

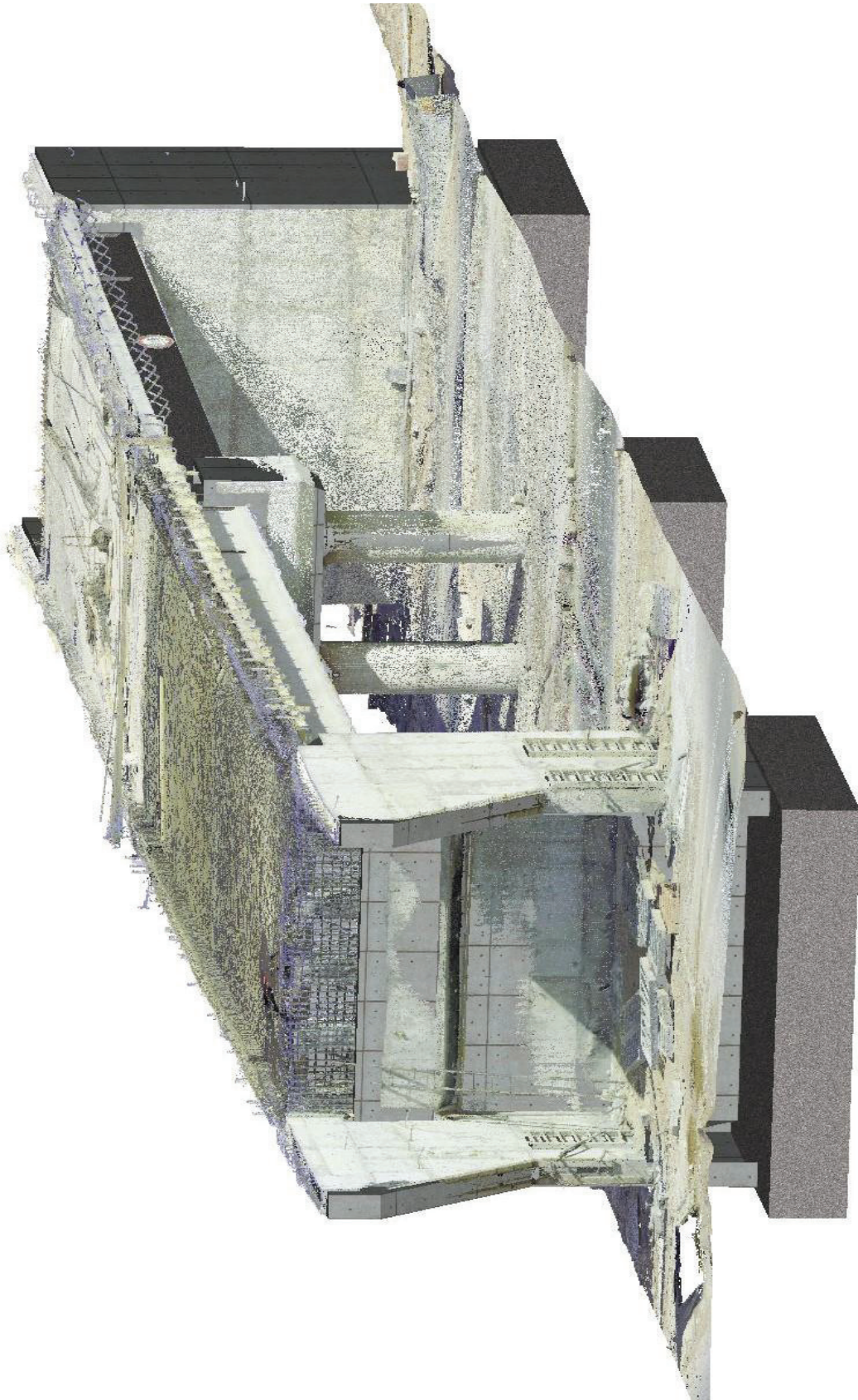


FIGURE IV.8 : Calage du modèle 3D sur le nuage de point

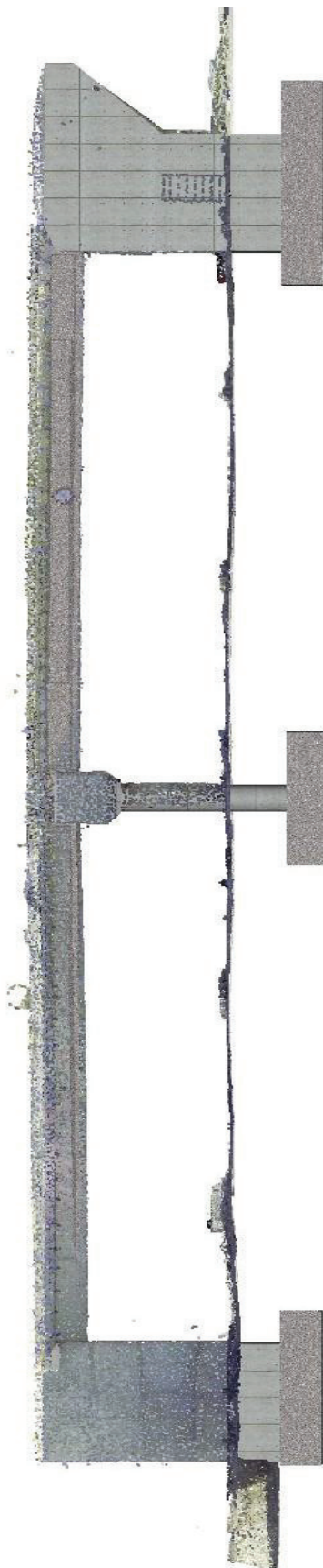


FIGURE IV.9 : le profil de calage du modèle 3D sur le nuage de point.

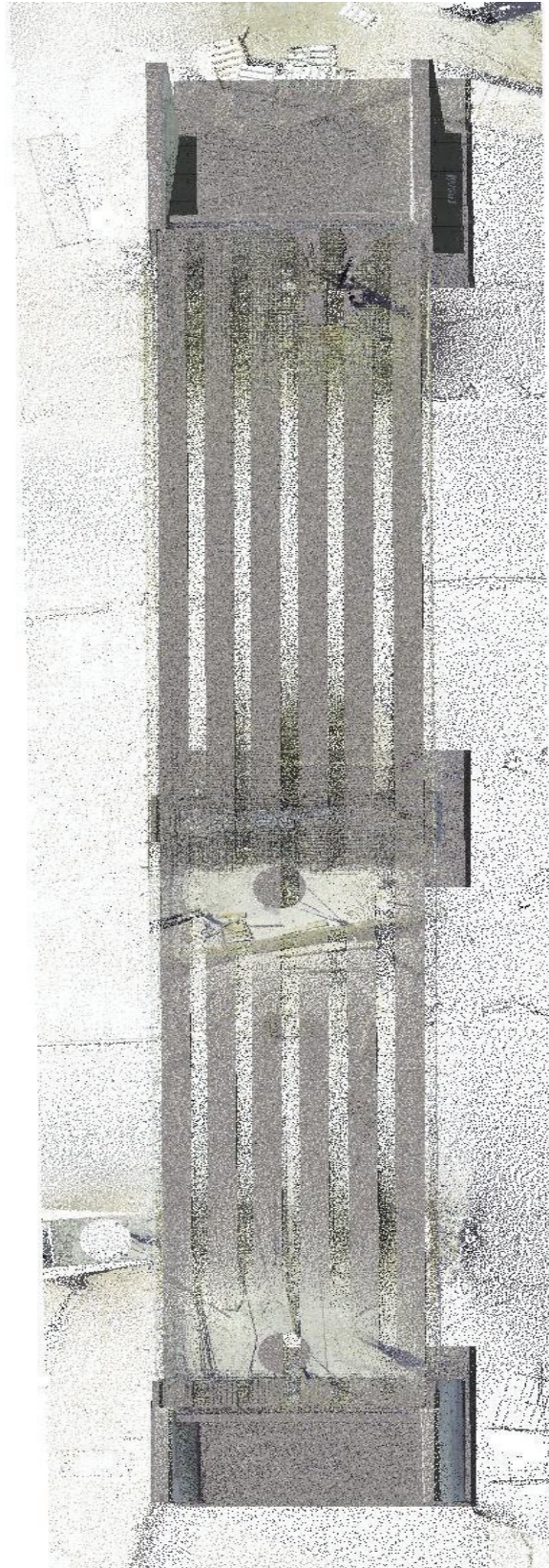


FIGURE IV.10 : la vue du haut du calage du modèle 3D sur le nuage de point.



FIGURE IV.11 : traitement de nuage de point sur CYCOLONE 3DR

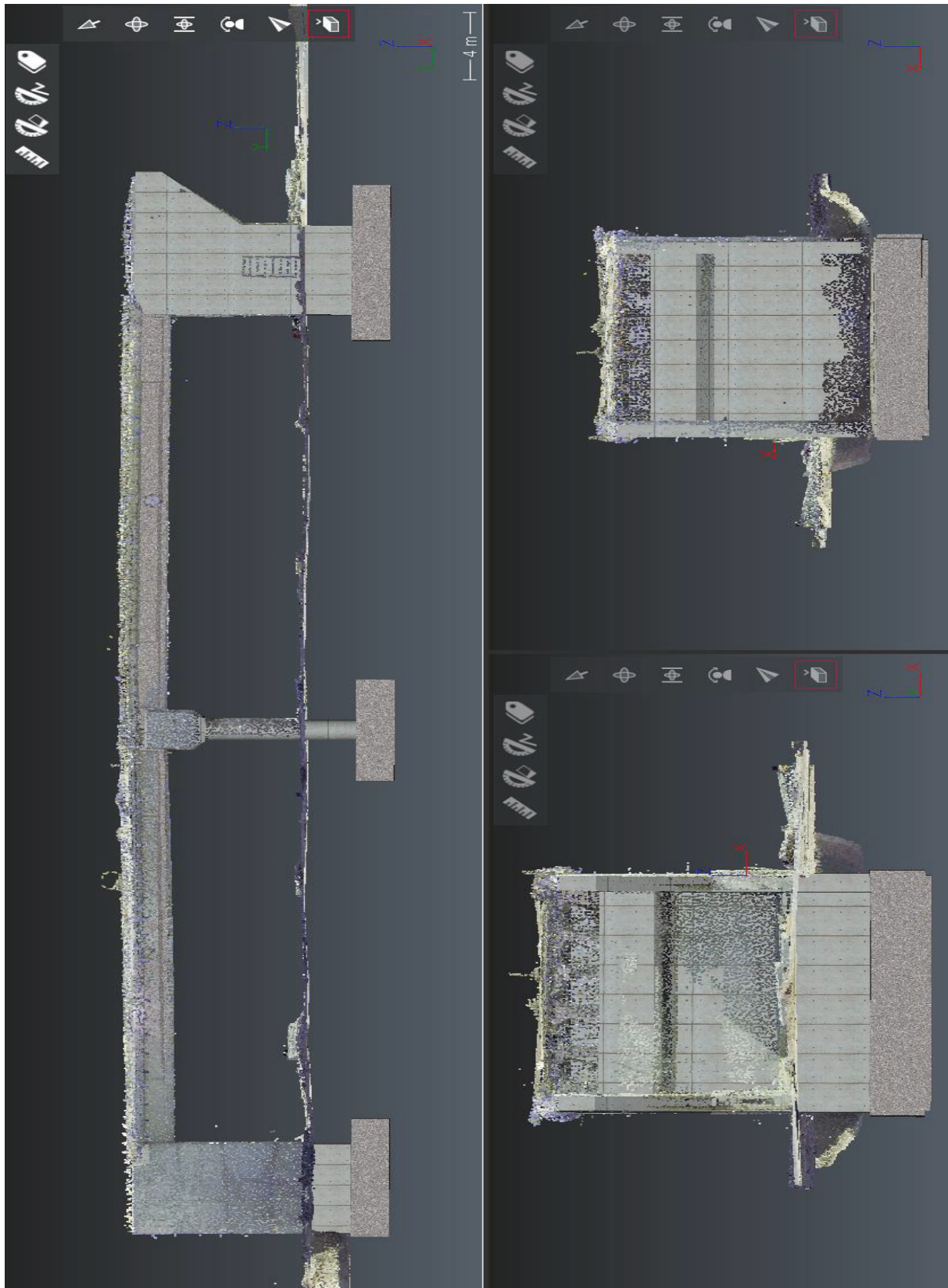


FIGURE IV.12 : Superposition de l’as built 3D avec nuage de point sur
différente vue

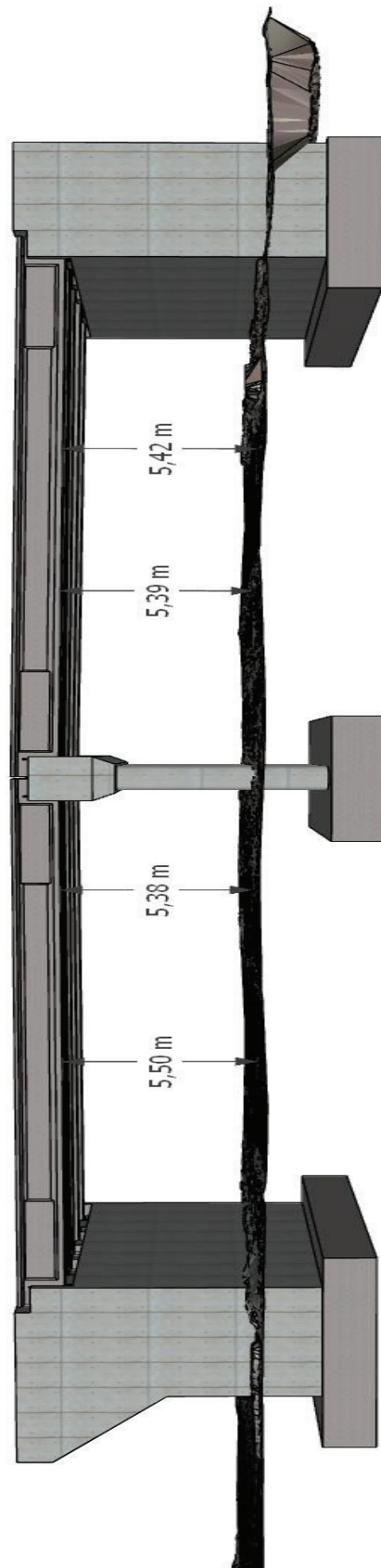


FIGURE IV.13 : Dimensionnement du gabarit du pont.

IV.3 COMMENTAIRES

- Les résultats obtenus révèlent des variations notables entre les entraxes des poutres du pont. En particulier, la première travée a été construite conformément au plan, tandis que la deuxième travée présente des écarts par rapport aux spécifications prévues. Chaque entraxe des poutres diffère de l'autre, indiquant des variations dans le processus de construction. En utilisant le logiciel Cyclone 3DR, ces variations peuvent être modélisées avec précision, permettant une évaluation détaillée et facilitant la mise en œuvre de mesures correctives si nécessaire.
- Le calage du modèle 3D sur le nuage de points est une étape cruciale dans le processus de création des plans "as-built". Cette technique consiste à aligner le modèle numérique de la structure avec les données capturées par scanner laser, représentées sous forme de nuage de points. Ce processus permet de vérifier l'exactitude et la précision du modèle par rapport à la réalité.

IV.4 CONCLUSION

En conclusion, l'intégration du logiciel Cyclone 3DR dans la création des plans "as-built" des ponts permet une modélisation 3D précise, facilitant l'inspection et l'analyse des structures. Les variations entre les entraxes des poutres détectées grâce à cette technologie soulignent l'importance d'une documentation rigoureuse pour identifier et corriger les écarts.

Cette approche garantit la conformité aux spécifications, assurant la durabilité et la sécurité des ponts.

CHAPITRE V :
HYPOTHESES DE
CALCUL ET CALCUL DES
CHARGES ET
SURCHARGES.

V.1 INTRODUCTION

L'analyse structurale des ponts implique le calcul minutieux des charges permanentes et des surcharges opérationnelles auxquelles la structure sera soumise. Il est crucial que le pont résiste non seulement à son propre poids mais aussi aux forces naturelles et aux diverses actions fonctionnelles prévues pendant toute sa durée de vie.

Ce chapitre se concentre sur la définition des différents matériaux utilisés dans la construction des ponts, en intégrant les hypothèses de calcul, les normes réglementaires, ainsi que les méthodes pour estimer les charges et surcharges. L'analyse des charges comprend non seulement les charges permanentes telles que le poids propre du pont, mais aussi les charges mobiles résultant de la circulation des véhicules et des effets environnementaux comme le vent et la neige. Cette approche complète garantit que tous les aspects pertinents sont pris en compte pour concevoir des ponts sûrs et fiables.

V.2 NORMES, GUIDES, REGLEMENT DE CALCUL

- **Guide SETRA** : « Service d'étude technique des routes et autoroutes ».
- **Règles R.P.O.A 2008** : « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ».
- **Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99** : « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ».
- **Règles R.C.P.R** : « Règles déterminant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques ».
- **Fascicule 62 Titre 5** : « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ».
- **Règles BPEL 91** : « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ».

V.3 CARACTÉRISTIQUE MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX

La sélection des matériaux de construction constitue un aspect fondamental dans la conception et le dimensionnement des ponts. Dans ce contexte, nous nous concentrons sur le rôle primordial que jouent le béton et l'acier de construction, des matériaux indispensables pour la conception et le calcul des éléments structurels du pont.

V.3.1 le béton

C'est le matériau composite le plus utilisé dans le monde de la construction, grâce à sa résistance, son faible cout relatif et sa facilité de mise en œuvre.

Il est composé d'un mélange de granulats fins (sable) et gros (graviers), eau, ciment et des additifs.

V.3.1.1 résistance a la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge 28 jours, appelée résistance caractéristique spécifiée.

Alors la résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge est :

- **Fc28=40MPA** pour la superstructure.
- **Fc28=27MPA** pour l'infrastructure.
- **Fc28=10MPA** pour béton de propreté.

V.3.1.2 résistance a la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à un âge « j », représentée par " f_{tj} ", revêt une importance capitale dans la gestion des phénomènes de fissuration, de traction et de cisaillement. Sa détermination conventionnelle repose sur une relation définie avec précision.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPA)}$$

- Soit pour $F_{C28} = 40\text{MPA}$ → $f_{t28} = 3 \text{ MPA}$.
- Soit pour $F_{C28} = 27 \text{ MPA}$ → $f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$.
- Soit pour $F_{C28} = 10\text{MPA}$ → $f_{t28} = 1.2 \text{ MPA}$.

V.3.1.3 module de déformation longitudinale du béton

Le module de déformation longitudinale du béton est déterminé par les règles de BAEL comme suit :

- Pour une durée d'application inférieure à 24h (telle que les charges d'exploitation,). Le module de déformation instantanée du béton « $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$ ».
- Pour les charges de longue durée. Le module de déformation est « $E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$ ».

V.3.1.4 contraintes admissibles a la compression

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b} \text{ MPA (B.A.E.L 91-REV99), Avec } \gamma_b : \text{coefficient de sécurité}$$

- Pour $\gamma_b = 1.50$ Situation durable ou transitoire.
- Pour $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.
- Le coefficient θ est fixé à :
- $\theta = 1$ lorsque la durée $\geq 24 \text{ h}$.
- $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1\text{h} < h < 24\text{h}$.
- $\theta = 0.85$ lorsque la durée $< 1 \text{ h}$.

TABLEAU V.1 : Les contraintes admissibles du béton à ELU

Etat	Contrainte Limite A L'ELU		Fbu
	fc28 (40MPA)	$\gamma_b = 1.50$	22.67
		$\gamma_b = 1.15$	29.56
ELU	fc28 (27MPA)	$\gamma_b = 1.50$	15.30
		$\gamma_b = 1.15$	23.47
	fc28 (10MPA)	$\gamma_b = 1.5$	5.66
		$\gamma_b = 1.15$	8.69

Pour les justifications l'ELS, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

TABLEAU V.2 : Les contraintes admissibles du béton à ELS

Etat	Contraintes Limites	Fbc
	fc28 (40Mpa)	24.00
ELS	fc28 (27Mpa)	16.20
	fc28 (10Mpa)	6.00

V.3.1.5 module de déformation transversale du béton

Il est calculé selon la formule suivante : $G = E / 2(1 + \nu)$

Avec :

- ν : coefficient de poisson.
- E : module de déformation longitudinale (module de YOUNG).
- Et pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :
 - $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
 - $\nu = 0,3$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

V.3.2 les aciers

Les structures en béton précontraint font appel à deux catégories distinctes d'armatures en acier :

- Les aciers actifs.
- Les aciers passifs.

V.3.2.1 les aciers passifs

Le ferrailage passif, utilisé dans le béton précontraint, correspond aux renforts conventionnels que l'on retrouve également dans le béton armé. Ces renforts, appelés aciers passifs, ne sont sollicités que sous l'effet de contraintes externes, fonctionnant ainsi en déformation passive.

La limite d'élasticité de ces aciers varie typiquement entre 400 et 500 (MPa). Ces caractéristiques permettent aux aciers passifs de fournir une résistance supplémentaire contre les charges appliquées et de contribuer au contrôle de la fissuration, assurant ainsi la durabilité la stabilité structurelle de l'ouvrage.

L'acier utilisé dans cette étude est un acier ordinaire de type FeE500 haute adhérence, ayant une limite d'élasticité fixée à 500 MPa

V.3.2.2 Les aciers actifs

Les aciers actifs sont classés par catégorie, tels que fils, barres, torons, et par classe de résistance. Ils doivent satisfaire un certain nombre de conditions, telles qu'une résistance mécanique élevée et une faible déformation à la rupture. Les aciers actifs sont généralement en acier à haute résistance, avec une limite d'élasticité garantie supérieure à celle des aciers passifs.

V.3.2.3 Contrainte limite de traction

- $\eta = 1.00$ Treillis soudés et ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.60$ Acier à haute adhérence (HA).
- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$.
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \max \{ 2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \}$.
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \max \{ 0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \}$.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 2.105 \text{ MPa}$

V.3.2.4 Les aciers de précontrainte

- Les aciers de précontraints adoptés pour cet ouvrage sont des torons standards 12T15.
- La formule suivante permet de calculer la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs :
- $P_0 = (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$.
- f_{prg} : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte a $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- f_{peg} : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité $E_p = 190000 \text{ MPa}$
Pour le calcul des pertes de précontrainte :
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0.18$.
- Coefficient de frottement linéaire: $\varphi = 0.002$

- Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes $\rho_{1000} = 2.5 \%$; $\mu_0 = 0,43$.

V.4 EVALUATION DES ACTIONS

V.4.1 Calcul des charges permanentes

Les charges permanentes sont des charges constantes qui représentent le poids propre d'éléments porteurs. Elles sont essentielles pour la conception et la sécurité des ponts, nécessitant une évaluation minutieuse pour garantir la résistance et la durabilité de la structure.

Caractéristique de pont :

- Largeur totale de la dalle : 9,70 m
- Épaisseur de la dalle : 0,20 m
- Longueur totale de la poutre : 25,70 m
- Nombre totale de la poutre : 6
- Longueur de Travée : 24,70 m
- Nombre de travée : 2
- Largeur totale de la chaussée : 7,20 m
- Le poids volumique de béton : 25KN/m^3

V.4.1.1 Calcul du poids propre

D'après les résultats obtenus par un logiciel Robot on trouve :

Tableau V.3 : Les caractéristiques de chaque section de la poutre

Poutre	aire (m2)	Longueur(m)	volume (m3)	ρ (KN/m3)	$V \times \rho$ (k,)
Section d'about	0,6488	2.34	1.518192	25	37.9548
section intermédiaire	0,5400	7.6	4.110	25	101.771
section médiane	0,4376	15.76	6.896576	25	172.4144

- Poids poutre= Volume poutre× Poids volumique béton armé.
➤ poids poutre=311.97 KN
- Poids totale d'une travée :
Poids total= poids poutre × nombre poutre
➤ Poids total= 1871.82KN

Alors le poids linéaire totale est de : $P_{pl} = P_p/L = 72.83\text{KN/ml}$

- Poids de la dalle :

Le poids de la dalle= $L \cdot I \cdot \rho_b \cdot e_d$.

- Le poids de la dalle = 1246,45 KN.

V.4.1.2 Calcul des charges complémentaires permanentes

- **Revêtement et étanchéité**

$$Pr = \rho_r \times L_r \times e_r$$

- ρ_r : masse volumique du revêtement (KN/m³).
- L_r : Longueur du revêtement (m).
- e_r : épaisseur du revêtement (m).
- $P_{rev} = 355.276\text{kn}$

- **Les corniches et Trottoirs**
- **Les corniches**

$$PC = 2 \times Sc \times \rho_b \times L_c$$

Avec :

- Sc : Section de la corniche
- ρ_b : masse volumique du béton.
- L_c : Longueur de la corniche.
- Poids corniches = $0.098 \times 25 \times 2 \times 25.7$
 $P_c = 125.93\text{KN}$

- **Les trottoirs :**

$$P_{tro} = 2 \times S_{tro} \times \rho_b \times L_{tro}$$

Avec :

- Sc : Section du trottoir
- ρ_b : masse volumique du béton.
- $P_{tro} = 0.293 \times 25,7 \times 25 \times 2 = 376.505\text{KN}$.
- Le poids de corniches et trottoirs = 502.435KN
- **Les garde-corps et Les glissières de sécurité**

TABLEAU V.4 : Valeurs de glissières et de garde corps par l'logiciel Robot

glissière	ρ (t/ml)	longueur	nombre
	0,1	25,7	2
G-corps	ρ (t/ml)	longueur	nombre
	0,1	25,7	2

- Alors le poids des glissières et du garde-corps = 77.1KN

Le calcul du poids total pour une travée du tablier est résumé dans le tableau suivant :

TABLEAU V.5 : Récapitulatif des charges.

	Eléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids(KN)
CP	Poutres	72.83	1871.82
	Dalle	48.5	1246.45
	Revêtement	13.82	355.276
	Les Trottoirs	14.65	376.505
CCP	La corniche	4.9	125.93
	Les garde-corps	1	25.7
	Les glissières de sécurité	2	51.4
Poids totale du tablier		157.7	4053.1

V.4.2 Calcul des surcharges

Le "Document Technique Réglementaire algérien pour les Règles Définissant les Charges à Appliquer pour le Calcul et les Épreuves des Ponts Routes" (RCPR), constitue un cadre normatif essentiel pour la conception et la vérification des ponts routiers en Algérie. Ce document technique détaille les spécifications relatives aux charges de circulation routière habituelles, aux charges exceptionnelles, aux influences climatiques, ainsi qu'aux charges d'impact nécessaires pour l'analyse structurale et la validation des ouvrages d'art.

Le RCPR spécifie les méthodes de calcul pour déterminer ces surcharges, prenant en considération les différentes classes de véhicules, les caractéristiques géométriques des ponts, ainsi que les conditions environnementales locales. Ces calculs visent à garantir que les ponts sont capables de supporter ces surcharges tout au long de leur durée de vie, tout en assurant la sécurité des usagers de la route et la pérennité des structures.

V.4.2.1 Evaluation des actions due au trafic

- **Caractéristique de pont**
 - **Largeur roulable**

Selon l'RCPR, la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles. $L_r = 7.20$ m.

➤ **Largeur chargeable**

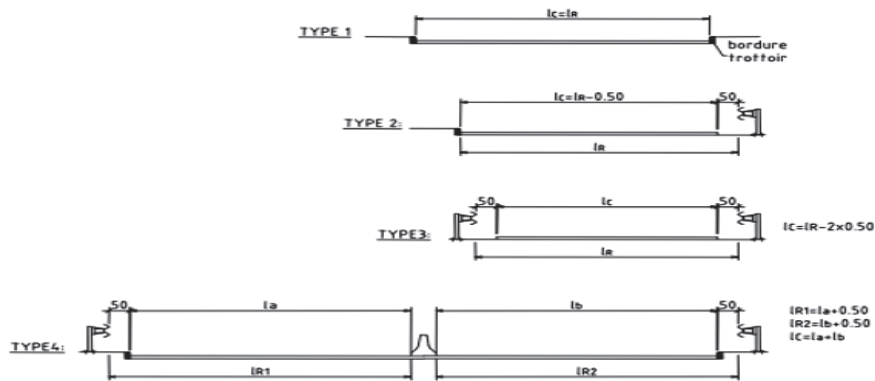


FIGURE V.1 : Langueur roulable et chargeable –RCPR-

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable. En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière).

Donc : $L_c = L_r - 1 = 7.20 - 1 = 6.20 \text{ m.}$

➤ **Nombre de voie**

C'est la partie entière du quotient par 3m de la largeur chargeable L_c en mètres

$$N = L_c / 3$$

$$N = 2.066$$

$$N = \text{int}(2.0666) = 2$$

Alors le nombre de voie c'est **2voie.**

➤ **Classe de pont**

Les ponts routiers sont classifiés en trois catégories selon la largeur roulable et leur usage spécifique. Selon cette classification, tout pont routier dont la chaussée présente une largeur roulable égale ou supérieure à 7 mètres est catégorisé comme un pont de première classe. Dans le cas présent, la largeur roulable étant de 7,2 mètres, le pont en question appartient donc à la première classe.

Classe	Largeur roulable(m)
1	$L_r \geq 7\text{m}$
2	$5.5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5.5\text{m}$

FIGURE V.2 : classe de pont – RCPR-

V.4.2.2 Réactions dues aux surcharges

• **Système de charge routière type A(l)**

Pour les ponts avec des portées unitaires n'excédant pas 200 mètres, la chaussée est soumise à une charge uniforme. Cette charge est déterminée en multipliant la valeur A(l), fournie ci-après, par des coefficients appropriés. La charge A(l) est mesurée en kilo newtons par mètre carré (kN/m²) et varie en fonction de la longueur chargée. La formule correspondante s'exprime comme suit :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN /m}^2\text{)}$$

- L : la longueur chargée du tablier en (m).
- A(L)=11.85Kn/m²

• **Calcul de coefficient a₁ et a₂**

➤ **Coefficient a₁**

En fonction de voies chargée on va multipliée A(l) par le coefficient a₁ selon le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

FIGURE V.3: coefficient a₁ -RCPR-

Donc: a₁= 1.

➤ **Coefficient a₂**

Le coefficient a₂ est donné par la formule ci-dessous : $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Avec :

V : La largeur d'une voie.

V₀ : en fonction de la classe du pont.

Classe de pont	V ₀
Première classe	3.5m
Deuxième classe	3.0m
Troisième classe	2.75m

FIGURE V.4: coefficient V₀ -RCPR-

$$V_0=3.5m \quad \text{et} \quad V = \frac{LC}{N} = \frac{6.2}{2} = 3.1m$$

La valeur a₂ est déterminée selon l'expression suivante :

$$a_2=V_0/V$$

$$a_2=1.13$$

➤ **Calcul de la charge A₁ et A₂**

La charge A₁ est obtenue par :

$$A_1 = \max \{a_1 \times A(l) ; 4 - 0.002 \times l\}$$

La charge A₂ est obtenue par :

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

TABLEAU V.6 : calcul des charges A(l)

Nombres de voies	a ₁	a ₂	A (L) (kN/m ²)	A ₂ =A (l) *a ₁ *a ₂ (kN/m ²)	Largeur de voies (m)	Al (kN/ml)
1 voie	1	1.13	11.85	13.38	3.1	41,47
2 voie	1	1.13	11.85	13.38	6.2	82,94

• **Système de charge de type B**

Le modèle de charges de type B englobe trois configurations distinctes, dont les impacts doivent être analysés séparément pour chaque composant structurel des ponts :

- Le modèle Bc est constitué de camions standards.
- Le modèle Br est défini par une roue isolée.
- Le modèle Bt est caractérisé par des paires d'essieux, connues sous le nom d'essieux-tandem.

Chacun de ces cas présente des caractéristiques de charge spécifiques, nécessitant une évaluation détaillée pour assurer l'intégrité structurelle des ponts.

Les deux premiers ensembles, Bc et Br, sont universellement applicables à tous les types de ponts, indépendamment de leur classe. En revanche, le troisième ensemble, Bt, est réservé exclusivement aux ponts de première et deuxième classe (RCPR).

➤ **Système de charge Bc**

Un camion de type Bc comporte trois essieux de 300 KN comme charge totale

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière..... 120 KN
- Charge portée par l'essieu avant60 KN
- Longueur d'encombrement10,50 m
- Largeur d'encombrement.....2,50 m
- Distance des essieux arrière1,50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....4,50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu.....2 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carre de 0,25 m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carre de 0,20 m de côté.

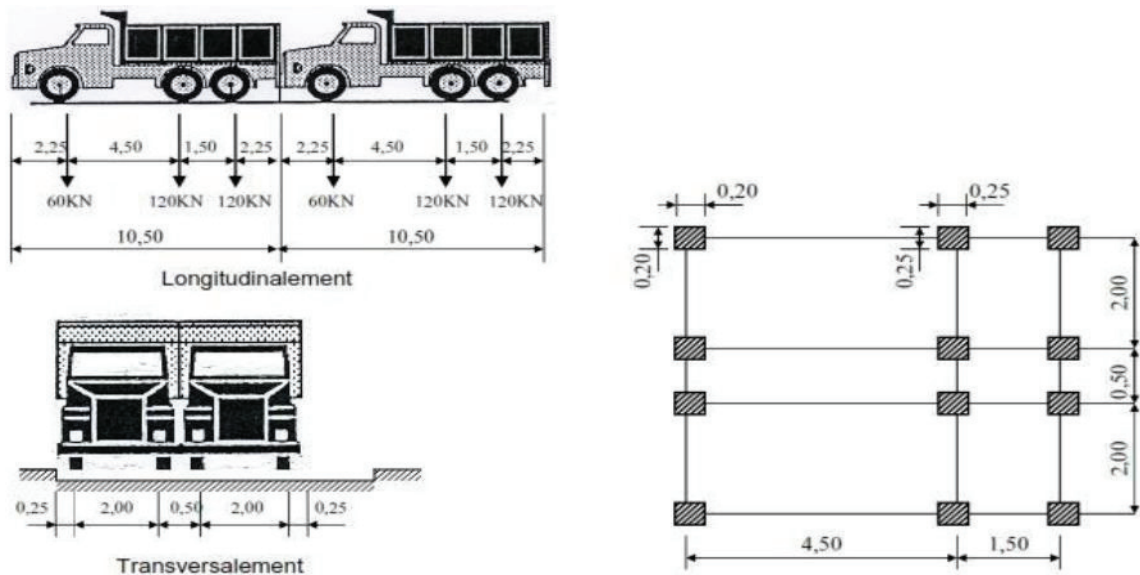


FIGURE V.5 : Système de chargement Bc-RCPR-

Dans l'orientation longitudinale, le nombre de camions est restreint à deux. Par contre, dans l'orientation transversale, le nombre de convois autorisé correspond au nombre de voies disponibles.

Selon la classe du pont et le nombre de voies considérées, les valeurs des charges correspondant au système BC sont ajustées en les multipliant par le coefficient b_c . Cette

approche permet d'adapter la charge calculée à la spécificité structurelle et à la capacité portante du pont en question.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	/	/	/
3	1	0.8	/	/	/

FIGURE V.6: valeurs des charges b_c – RCPR-

Selon la classification du pont et le nombre de voies considérées, le coefficient b_c , fourni par les recommandations du Règlement de Construction des Ponts Routiers (RCPR), est utilisé pour ajuster les charges du système B_c .

TABLEAU V.7 : valeurs des charges b_c

N° des voies	Charge B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

➤ **Le système Br**

Dans le contexte de la conception routière, le système Br est représenté par une roue isolée portant une charge de 100 kilo newtons. La zone d'impact de cette roue sur la chaussée est définie comme un rectangle uniformément chargé, caractérisé par des dimensions spécifiques. La largeur transversale de ce rectangle est de 0,60 mètres, tandis que sa longueur longitudinale est de 0,30 mètres.

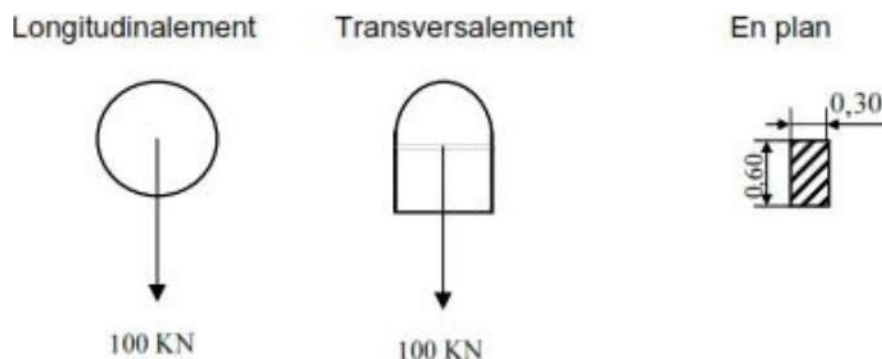


FIGURE V.7 : répartition de système de chargement Br.

➤ **Système de charge B_t**

Un tandem associé au système B_t est spécifiquement applicable aux infrastructures routières de 1 ère et 2ème classe. Ce système comprend 2 essieux, chacun supportant une charge de 320kn répartie sur deux roues simples. Ce tandem est conçu pour répondre à des critères de performances et de sécurité précis, conformément aux normes établis pour les classes de routes mentionnées.

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t :

TABLEAU V.8 : valeurs de coefficient b_t .

Classe de pont	B_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

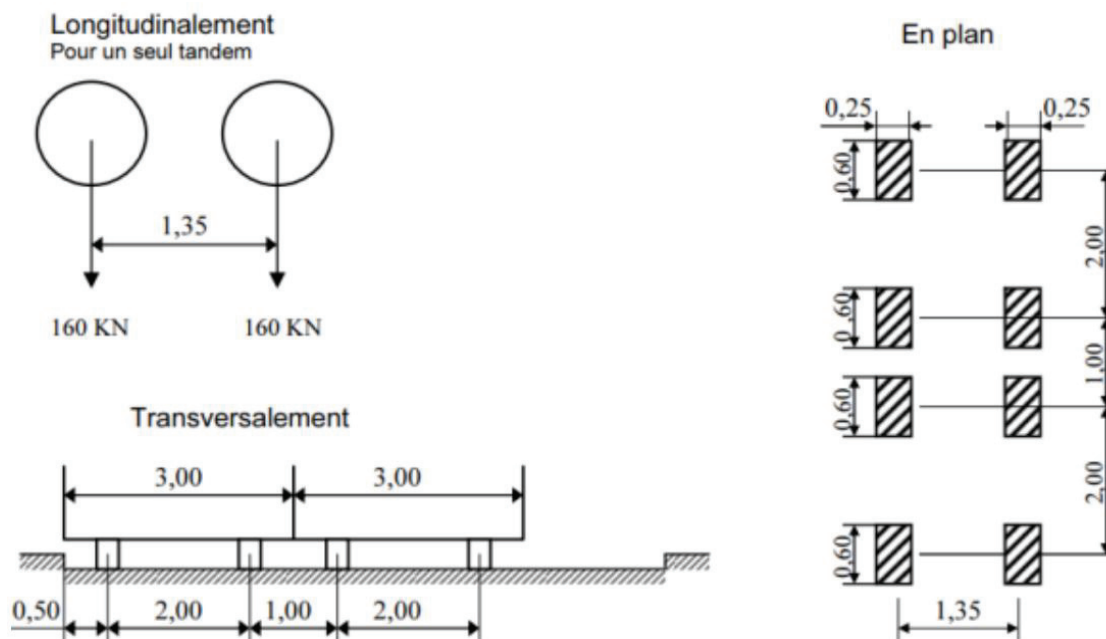


FIGURE V.8: Disposition du système B_t dans la chaussée.-RCPR-

Les charges du système B_t , telles que définies par la classe du pont, sont pondérées par les coefficients b_t spécifiés dans le Règlement de Construction des Ponts Routiers (RCPR).

TABLEAU V.9 : valeurs de la charge b_t .

N° des voies	B_t (KN)	b_t	$B_t \times b_t$ (KN)
1	320	1.2	384
2-3	640	1	768

➤ Charges militaires MC 120

Le convoi de type Mc120, équipé de deux chenilles, présente les caractéristiques techniques suivantes :

- Masse totale : 1100 kN.
- Dimensions d'une chenille : 6,10 mètres de longueur et 1,00 mètre de largeur.
- Ecartement entre les axes des deux chenilles : 3,30 mètres.

- Configuration transversale : un seul convoi est pris en compte.
- Configuration longitudinale : la séparation entre les axes de convois successifs est approximativement de 36,6 mètres.
- La répartition de la charge au sein du rectangle formé par chaque chenille est considérée comme uniforme.

$$\delta_{MC120} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2(L)} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$$

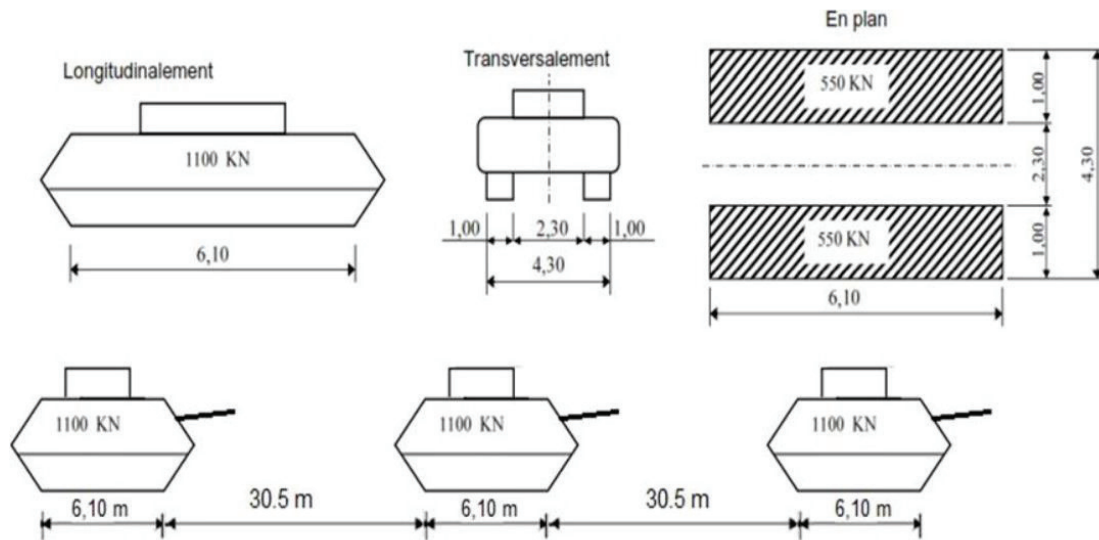


FIGURE V.9: Disposition du convoi Mc120 dans la chaussée -RCPR-

➤ Coefficient de majoration dynamique

Le coefficient de majoration dynamique, noté δ , est utilisé afin de prendre en compte l'effet d'amplification dynamique observé lors de l'application de charges mobiles sur une structure. Ce coefficient est déterminé selon la formulation stipulée dans le règlement RCPR :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

- L : représente la longueur de l'élément (en mètres).
- G : correspond au poids propre de l'élément (en kilo newtons).
- S : désigne la valeur maximale de la charge considérée (en kilo newtons).

Les résultats obtenus peuvent être synthétisés dans le tableau suivant, conformément aux données recueillies.

TABLEAU V.10 : récapitulatif des coefficients de majoration dynamique et des charges (2 voies chargées).

Système de charge	L(m)	G(kN)	S(KN)	δ
Bc	25.7	4053.1	1320	1.11
Bt			768	1.092
Mc120			1100	1.103

➤ **Convoi exceptionnelle D240**

La remorque analysée est constituée de trois éléments, chacun équipé de quatre lignes de deux essieux, portant un poids total de 240 tonnes. Ce poids est supposé être distribué uniformément sur un rectangle de dimensions 3,2 mètres de large par 18,6 mètres de long sur la chaussée, avec une charge linéaire de 12,9 tonnes par mètre. Ce type de convoi est considéré de manière isolée, sans coexistence avec d'autres charges.

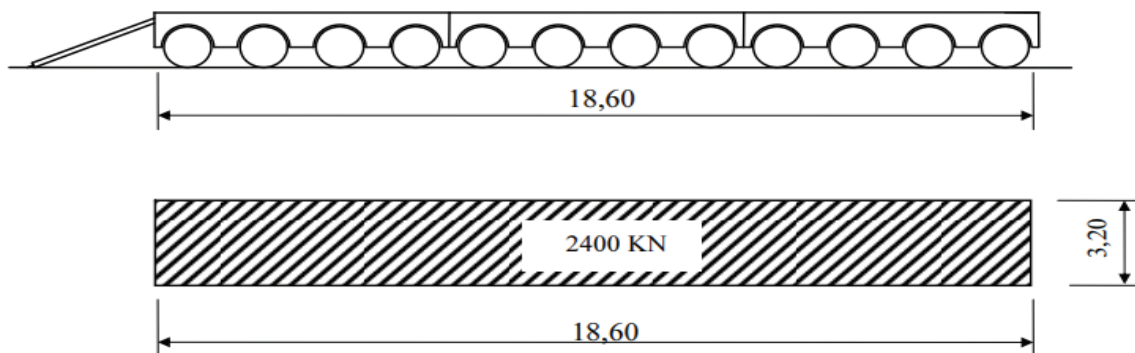


FIGURE V.10 : système de chargement D240.-RCPR-

➤ **Efforts de Freinage**

Les charges appliquées aux chaussées par les systèmes de charge A(l) et Bc peuvent générer des forces de freinage qui agissent sur la surface de la chaussée, orientées dans l'une ou l'autre direction de circulation. Généralement, il est admis que la résultante de ces forces se concentre sur l'axe longitudinal de la chaussée. L'effort de freinage qui correspond au système de charge A(l) est donné d'après le RCPR :

TABLEAU V.11: Les valeurs de la force de freinage de système de charge A(L)

N des voies	S (m ²)	A(l) (t/m ²)	F (t)
1	79.67	13.38	52.56
2	159.34	13.38	103.69

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : surface de chargement.

L'effort de freinage qui correspond au système de charge Bc est donné d'après le RCPR :
(Bc) = Fb_c = 300 KN.

V.5 CONCLUSION

Dans cette section, nous avons analysé les éléments clés pour la conception de l'ouvrage, en nous concentrant sur le béton et l'acier en raison de leur importance dans la construction. Nous avons également intégré les calculs des charges permanentes et variables pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Ces calculs sont conformes aux normes réglementaires en vigueur.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE.

VI.1 INTRODUCTION

Le béton présente une résistance notablement supérieure en compression par rapport à la traction. Le principe fondamental de la précontrainte réside dans la création de composantes structurelles qui ne subissent que des forces compressives. Ce processus vise à neutraliser les forces de traction induites par les charges appliquées sur l'ouvrage en soustrayant les forces de compression générées par la mise sous tension des câbles de précontrainte. Cette méthode assure ainsi une meilleure performance structurelle et une plus grande résistance aux contraintes, caractéristiques cruciales dans la conception et la réalisation d'infrastructures durables.

VI.2 DONNEES DE CALCULS

VI.3 Données de dimensionnement de la précontrainte

TABLEAU VI.2 : Caractéristiques des câbles 12T15

H (P)	1,3
H(P+D)	1,5
L	25,70
La porté	24,70
Nombre des poutres	6
talon de la poutre b_0	0,46
épaisseur de la dalle	0,20
Enrobage	0,03
entraxes des poutre	1,6
Table de compression	1

F_{cInf}	40
F_{cSup}	27
F_{t28}	3
σ_{bc}	24
σ_{bt}	-4,5

TABLEAU VI.3 : Caractéristiques de béton

Câble	T15
Nombre Toron	12
A_{p1} Toron	140
A_p 1Toron	0,00014
A_p	0,00168
f_{prg}	1860
F_{p0}	221,4
f_{peg}	1674
D gaine	0,08
f	0,18
ϕ	0,002
g	6
μ_0	0,43
ρ_{1000h}	2,5
E_p	190000
f_e	500
sigma S	434,783

M_{gp}	0,85 MN.m
M_M	3,705 MN.m
M_m	1,94004 MN.m
V_M	0,71263 MN
V_m	0,2951 MN

TABLEAU VI.2 : Caractéristiques géométriques des sections

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
B (m²)	0,6715	0,9915	0,4404	0,7604
v' (m)	0,7136	0,9351	0,7303	1,0121
v (m)	0,5864	0,5649	0,5697	0,4879
IG (m⁴)	0,1064	0,2096	0,0925	0,1767
I² (m²)	0,1585	0,2114	0,2100	0,2324
ρ	0,3787	0,4002	0,5048	0,4706

Avec :

- **B**: L'aire de la section.
- **I**: Hauteur de la section.
- **v**: La distance entre son CDG et la fibre supérieure.
- **v'**: La distance entre son CDG et la fibre inférieure.
- **I**: Moment d'inertie de de la section par rapport au centre de gravité.
- **ρ**: Rendement géométrique de la section $\rho = I / (B \times v \times v')$.
- **d'**: L'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1 h.

VI.3 TYPE DE PRECONTRAINTE

La précontrainte peut être mise en œuvre selon deux méthodes distinctes : la post-tension et la pré-tension de l'acier.

Ces terminologies, à travers les préfixes « post » et « pré », indiquent respectivement le moment d'application de la force de tension dans l'acier par rapport au coulage du béton. La post-tension se réfère à la tension de l'acier après que le béton ait pris et durci, tandis que la pré-tension implique que l'acier soit tendu avant le coulage du béton. Ces techniques différentes influencent de manière significative le comportement structural et les caractéristiques de performance des éléments en béton précontraint.

Pour notre cas d'étude, nous avons opté pour le dimensionnement de la précontrainte par post-tension.

VI.3.1 Précontrainte par Post-Tension

La préfabrication des poutres précontraintes par post tension passe par les phases suivantes :

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives : aciers longitudinale, cadre.
- Mise en place des gaines plus l'étanchéité des gaines.
- Mis en place des plaques d'appui.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau
- Etude pour autoriser la mise en tension.
- Pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.
- Mise en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.
- Mise en tension d'une seule coté pour les câbles courts ou des deux côtés pour les câbles longs.

- **Les armatures de précontrainte**

Les éléments de précontrainte sont fabriqués à partir d'acier de haute résistance, adoptant différentes configurations telles que fils, torons, barres ou câbles.

- Les torons : formés par l'assemblage de plusieurs fils, sont obtenus par la déformation à froid d'un fil machine.
- Câbles : ils sont composés de multiples torons en acier à haute résistance, spécialement conçus pour le béton précontraint.

VI.4 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.4.1 La valeur minimale de la précontrainte en service

On détermine la valeur minimale p_{\min} de la précontrainte en utilisant la relation suivante :

$$P_{\min} = \sup (P_I, P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{1}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h} \text{ (section sous-critique).}$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \frac{1}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'} \text{ (section sur critique).}$$

Avec :

- **B** : Son aire.
- **v** et **v'** : Les distances de centre de gravité aux fibres extrêmes ($v + v' = h$).

- **I** : Son moment d’inertie par rapport à G_z .
- **ρ** : Son rendement géométrique.
- **Mg** : Moment de poids propre.
- **M’g** : Moment dû aux charges permanentes additionnelles.
- **Mq** : Moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, **M** varie entre :

- Une valeur minimale : **Mm = Mg + M’g + Mmq.**
- Une valeur maximale : **MM = Mg + M’g + MMq.**

Posons : $\Delta M = MM - Mm = MMq - Mmq$

- $\overline{\sigma_{bt1}}$: contraintes limites de traction hors la section d’enrobage.
- $\overline{\sigma_{bt2}}$: contraintes limites de traction dans la section d’enrobage.
- $\overline{E_{st}}$: la contrainte limite de compression.

Pour le calcul Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

TABLEAU VI.3 : Calcul de P_{MIN}

$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5 MPA	P _{II}	2.968 MN
d'	0.17 m	P _I	-0.152 MN
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3.00 MPA	P _{MIN}	2.968 MN

❖ Application Numérique :

$P_I = -0.152MN$; $P_{II} = 2.968 MN \implies P_I < P_{II}$: Section sur critique.

$P_{min} = \sup (P_I ; P_{II}) = 2.968MN.$

VI.4.2 Détermination de nombre de câble :

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1-\Delta p) \cdot p_0}$$

- P_0 : Effort de précontrainte limite qu’un câble T15 peut créer.
- $P_0 = \min (0.8 \cdot f_{prg} \cdot A_p , 0.9 \cdot f_{peg} \cdot A_p).$
- $P_0 = 2.25 MN.$
- ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

TABLEAU VI.4: Détermination le nombre de câble

$\Delta P_0 =$	25%
$P_0 =$	2,30 MN
$n \geq$	1,721

- $n=1.721$ donc on prend : **n = 2 câbles.**
-

VI.4.3 Pré-vérification des contraintes

La vérification a $x=L/2$, se fait selon les quatre phases suivantes :

- Phase 1 : après 7 jours de coulage de béton de la poutre, La mise en tension est faite à 50%, Les pertes sont estimées à 10 %
- Phase 2 : après 28 jours, la mise en tension à 100 %, Les pertes sont estimées à 10 %
- Phase 3 : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle, Les pertes sont estimées à 15%.
- Phase 4 : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Et on doit trouver que :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt1}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I}(Pxe_0 - M) \quad \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V'}{I}(Pxe_0 - M), \quad e_0 = v' - d$$

TABLEAU VI.5 : Résultats de pré-vérification des contraintes

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f_{cj} [MPa]	26.49	40	40	40
f_{tj} [MPa]	2.19	3	3	3
σ_{bc} [MPa]	15.89	24.00	24.00	24.00
σ_{bt1} [MPa]	-3.28	-4.05	-4.05	-4.05
σ_{bt2} [MPa]	-1.53	-2.1	-2.1	-3
ΔP [%]	10.00	10.00	15.00	25.00
B [m ²]	0,4404	0,4404	0,7604	0,7604
I [m ⁴]	0,0925	0,0925	0,1767	0,1767
v [m]	0.5697	0.5697	0.4879	0.4879
v' [m]	0.7303	0.7303	1.0121	1.0121
M [KN.m]	0,8504	0,8504	1.4570	3.7500
e ₀ [m]	0,5603	0,5603	0.8421	0.8421
P [MN]	2.0699	4.1397	3.9097	3.4498
σ_{sup} [MPa]	2.7947	0.3519	0.0738	6.8698
σ_{inf} [MPa]	7.1423	20.9986	15.6545	-0.3028
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Interprétation :

- Au niveau de fibre supérieur : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$
- Au niveau de fibre inférieure : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

Les hypothèses envisagées respectent les contraintes réglementaires associées à chaque phase, permettant ainsi leur adoption conforme pour poursuivre l'analyse.

VI.4.4 trace des câbles de précontraintes

VI.4.4.1 Le principe

Le tracé des câbles de précontrainte présente des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. La configuration géométrique des câbles est principalement parabolique, ce choix étant motivé par la distribution uniforme des charges permanentes.

Avant l'ancrage, un segment rectiligne d'environ un mètre est aménagé. Au niveau de la section médiane, où les contraintes sont maximales, les câbles sont regroupés dans la partie la plus profonde avec un décalage maximal par rapport au centre. Il est observé que la précontrainte augmente progressivement à mesure que l'on se rapproche de l'appui. Cette augmentation progressive vise à éviter toute surcharge excessive sur la partie inférieure de la structure tout en optimisant la réduction des forces tranchantes.

Concernant l'ancrage des câbles, il est préférable de les positionner tous à l'extrémité des poutres, avec un espacement uniforme. Cette disposition permet une répartition homogène de l'effort de précontrainte, limitant ainsi les effets de diffusion. De plus, cette disposition assure que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'ancrage, ce qui renforce la stabilité globale de la structure

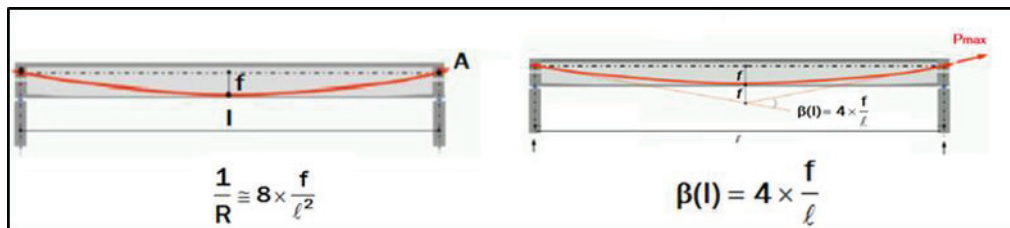


FIGURE VI.1 : Géométrie des câbles

VI.4.4.2 Rayon de courbure

On admet qu'il est égal à :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$$

- l : la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole (m).
- f : c'est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

VI.4.4.3 Caractéristiques des plaques d’ancrage

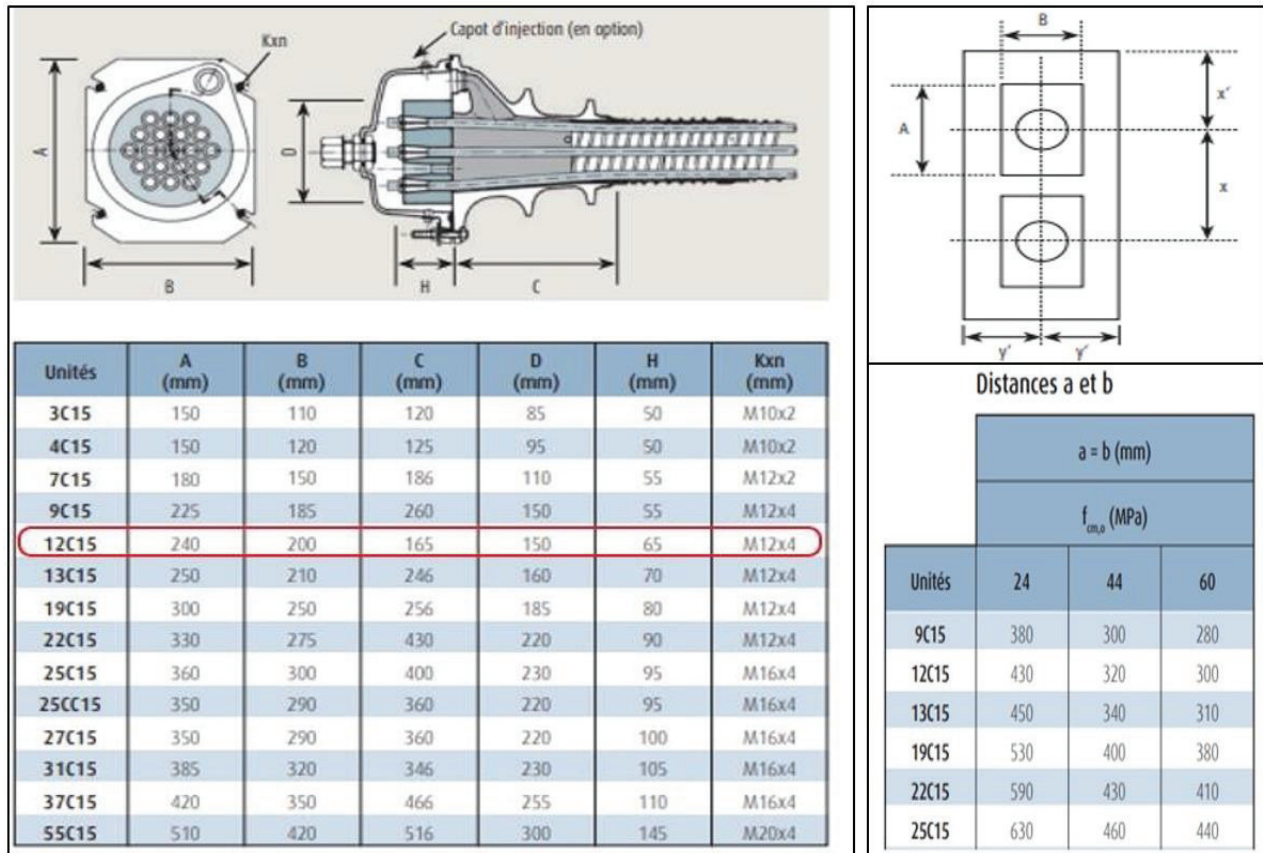


FIGURE VI.2 : Dimensions et disposition des plaques d’ancrages

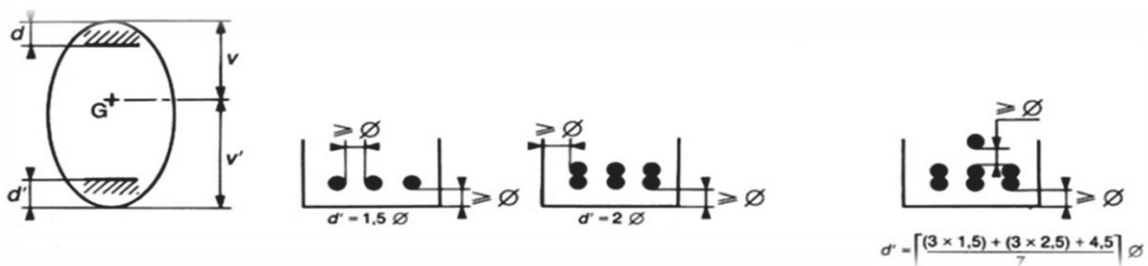


FIGURE VI.3 : Disposition géométriques des câbles

L’ancrage se fait à la section d’about et on dispose un seul lit.

Pour des plaques d’ancrages $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$.

Les dimensions x et x' et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)} = 240 + 30 = 270 \text{ mm.}$$

$$x \geq 0.85 \times a.$$

L'interprétation :

$f_{c28} = 24 \text{ MPA} \rightarrow 430 \text{ mm}$
 $f_{c28} = 35 \text{ MPA} \rightarrow a \text{ mm} \quad \text{donc} \quad a = 369.5 \text{ mm}$
 $f_{c28} = 44 \text{ MPA} \rightarrow 320 \text{ mm}$
 $x \geq 0.85 \times a = 0.85 \times 369.5 = 314.075 \text{ mm}$
 Donc on prend $x = 35 \text{ cm}$

TABLEAU VI.9. : position des câbles

	X = 0	X = L/2
C1	0,4132	0,13
C2	0,926	0,21

VI.4.4.4 L'angle de relevage α

L'angle d'inclinaison d'un tronçon rectiligne d'un câble de précontrainte, mesurant une distance de 1 mètre à partir de son point d'ancrage, peut être calculé en utilisant la formule spécifiée ci-dessous :

$$\text{Arc sin} \left(\frac{VM-V}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left(\frac{Vm+V}{P} \right)$$

- VM : l'effort tranchant maximal a L'ELS généré sous la combinaison G+D240.
- V_m: l'effort tranchant minimal (généré sous les charge permanentes G).
- \bar{V} : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$.
- $\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limité en état limite de service
 $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$
- σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$
- B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$ avec n représente nombre des câbles.
- B_{Gaine} : surface de la gaine.
- b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n_{lit} \times \Phi$.
- b₀ : largeur brute ; $b_0 = 0.46 \text{ m}$.
- n_{lit} : nombre de lits ; $n_{lit} = 1$.
- Φ : diamètre de la gaine ; $\Phi = 0.08 \text{ m}$.

TABLEAUVI.10 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage

b_n	B_n	P	σ_x	$\bar{\tau}$	\bar{V}	$-9.38^\circ \leq \alpha \leq 27.07^\circ$
0.38m	0.981m ²	3.45 MN	3.515MPa	2.796MPa	1.275MPa	

On fixe : $\alpha_{C1}=2^\circ$, $\alpha_{C2}=6^\circ$

Résultats

TABLEAUVI.11 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres

N° câble	l _{pb} (m)	α_{rel} (°)	Y _i (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	12,85			
C1	23,7	2	0,4132	0,38	0,13	0,25	282,79	0,042
C2	23,7	6	0,926	0,82	0,21	0,61	114,93	0,103

VI.5 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Les pertes de précontrainte peuvent affecter la capacité de la structure et sa durabilité, qui sont généralement classées en deux catégories principales :

- **Les pertes instantanées** : Il s'agit des pertes qui se produisent à la mise en tension du câble, Elles comprennent :
 - Pertes due au frottement $\Delta\sigma_\phi$.
 - Pertes par recul de l'ancrage $\Delta\sigma_g$.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton $\Delta\sigma_e$.
- **Les pertes différées** : Les pertes différées se développent progressivement au fil du temps et comprennent :
 - Les pertes dues au retrait du béton ($\Delta\sigma_r$).
 - Les pertes dues au fluage du béton ($\Delta\sigma_f$).
 - Les pertes dues par relaxation ($\Delta\sigma_p$).

VI.5.1 Les pertes instantanées :

VI.5.1.1 Pertes due au frottement :

Ce type de pertes survient lorsque les câbles sont excessivement tendus contre la gaine lors de la mise en tension.

Ces pertes sont données par la formule suivante : $\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$.

- σ_{p0} : la tension à l'origine.
- $\sigma_{p0} = \min \{0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}\} = 1458.24 \text{ MPA}$.
- x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).
- f : Coefficient de frottement en courbe, $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$.
- φ : Coefficient de frottement en ligne, $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$.

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m^{-1})
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

FIFUREVI.4 : valeur des coefficients f et φ

TABLEAU VI.12 : les résultats de calcul des pertes par frottements.

N° câble	$x=l/2$ (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPA)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPA)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	12,85	0,042	0,033	47,68	55,41	0,0380
C2	12,85	0,103	0,044	63,13		

VI.5.1.2 Pertes par recul de l'ancrage

La déperdition de tension se produit lorsque les câbles glissent par rapport à leur point d'ancrage, en raison de la compression ou de la déformation de ce dernier.

Son impact diminue progressivement à mesure que l'on s'éloigne de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance déterminée « d ».

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) \beta$$

- k : fonction croissante, $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$.

- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{p0} \times K}}$

- g : glissement à l’ancrage, $g = 6 \text{ mm}$.
- E_p : module d’élasticité des câbles précontraints, $E_p = 190000 \text{ MPa}$.

TABLEAU VI.13 : Les résultats de calcul des pertes par recul de l'ancrage.

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	12.85	0.0026	17.38	34,206	131,16 (MPa)
C2	12.85	0.0034	15.07	22,257	151,34 (MPa)

5.1.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Lorsque plusieurs câbles sont tendus sur une poutre lors de la mise en tension, ces câbles sont étirés séquentiellement. À chaque tension d'un câble, cela entraîne un raccourcissement du béton, se traduisant par une diminution de la tension dans les câbles précédemment tendus.

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}(x) \quad \text{avec : } \sigma_{bi}(x) = \frac{E}{P} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton.
- σ_{bi} : contrainte normale du béton .
- P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes

$$P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_\phi(\%) - \Delta\sigma_g(\%)).$$

- n : nombre des câbles.
- M_p : moment sous le poids propre de la poutre.
- e : excentricité du câble de précontrainte.

La section considéré est la section médiane (poutre seul).

TABLEAU VI.14 : les résultats de calcul des pertes dues aux raccourcissements du béton.

B	I	e	M_p	P	$\sigma_{bi} (L/2)$	$\Delta\sigma_e (L/2)$	$\Delta\sigma_e (L/2)$
0.4404 m ²	0.0925m ⁴	0.5603m	0.8504MN	3.45MN	19.914MPa	50.29MPa	0.0345%

VI.5.2 Les pertes différées

VI.5.2.1 Pertes dues au retrait du béton

Durant la phase de durcissement, le béton présente une réduction de volume, qui résulte principalement de l'évaporation de l'eau excédentaire et des réactions chimiques se produisant au sein du matériau. Ce phénomène se manifeste majoritairement durant les premiers mois suivant le coulage du béton.

L'ampleur de ce retrait est quantifiée par la relation suivante :

$\Delta\sigma_r = E_p \times \epsilon_r [1 - r(t)]$, où « t » désigne l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte et r(t) est une fonction décrivant l'évolution du retrait en fonction du temps. Il est fréquent, dans les calculs pratiques, de considérer que r(t) à un instant t1 est suffisamment faible pour être négligé devant 1, ce qui simplifie la formule en $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \epsilon_r$.

Les valeurs de ϵ_r :

- 2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie.
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B.
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B,C,D1.
- 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

TABLEAU VI.15. : Résultats de calcul des pertes dues au retrait du béton

$\Delta\sigma_r =$	57.00 MPA
$\Delta\sigma_r =$	0.0391%

VI.5.2.2 Pertes dues au fluage du béton

Le fluage du béton se caractérise par une déformation progressive, résultant principalement d'une sollicitation continue et constante dans le temps. Les pertes de tension attribuables au fluage sont exprimées à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = 2.5 \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I} \text{ avec : } P = nP_0 (1 - \Delta\sigma_{totale} (\%))$$

- σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.
- M_p : moment sous les charge permanentes G.

La section considéré est la section médiane (poutre + dalle).

TABLEAU VI.16 : résultats de calcul des pertes dues au fluage du béton

B	I	e	M _p	P	σ _b	Δσ _{fl}	Δσ _{fl}
0.7604m ²	0.1767m ⁴	0.8421m	1.94MN	3.45MN	9.136MPa	115.35MPa	0.0791%

VI.5.2.3 Pertes par relaxation

Les pertes par relaxation se réfèrent au phénomène de relâchement de la tension présente dans les câbles de précontrainte. Cette relaxation se caractérise par une diminution graduelle de la tension au fil du temps. Pour estimer la perte finale de tension due à la relaxation, une formule spécifique est utilisée :

$$\Delta\sigma\rho = 0.06 \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

- ρ₁₀₀₀ (%): coefficient de relaxation garantie à 1000 h, ρ₁₀₀₀ = 2.5%.
- μ₀ : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- σ_i : contrainte dans les câbles de précontrainte ; après les pertes instantanées.

TABLEAU VI.17 : résultats de calcul des pertes par relaxation

Δσ _ρ	56.02MPa
Δσ _ρ	0.0384%

La valeur des pertes différées totales et La valeur des pertes totales se résume dans le tableau suivant :

TABLEAU VI.18. : récapitulatifs des pertes

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_\rho$$

	MPa	%
Δσ _{Inst}	133,93	9,18
Δσ _{Diff}	219,03	15,02
Δσ _∞ =	352,96	24,20

VI.6 JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS

TABLEAU VI.19 : Caractéristiques nettes des sections de vérification

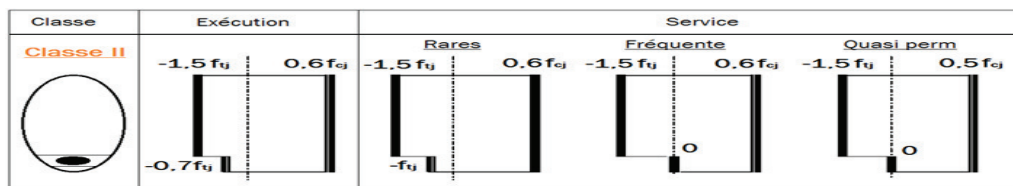
	x=0.5		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,30	1,50	1,30	1,50	1,30	1,50	1,30	1,50
B _{nette} (m ²)	0,6614	0,9814	0,4303	0,7503	0,4303	0,7503	0,4303	0,7503
v _n (m)	0,5851	0,5618	0,5596	0,4783	0,5573	0,4770	0,5566	0,4766
v' _n (m)	0,7149	0,9382	0,7404	1,0217	0,7427	1,0230	0,7434	1,0234
I _{nG} (m ⁴)	0,1058	0,2081	0,0905	0,1714	0,0896	0,1700	0,0893	0,1695
ρ (%)	38,240	40,228	50,761	46,747	50,302	46,432	50,150	46,314

VI.6.2 Effort de précontrainte

Dans le cadre des analyses pour les justifications aux Efforts Limites de Service (ELS), la précontrainte est généralement caractérisée par deux valeurs distinctes et significatives.

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$
- ΔP : les pertes de tension de chaque phase et $p_0=2.3\text{MPa}$.

VI.6.2.1 Contrainte admissible



FIGUREVI.5 : limitation de section en BP.

TABLEAU VI.20 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	2	50	4,59	2,26	2,13	0,67	0,30	0,20	0,17
Phase 2	2	100	9,18	4,35	4,00	0,67	0,30	0,20	0,17
Phase 3	2	100	16,69	4,08	3,59	0,67	0,30	0,20	0,17
Phase 4	2	100	24,20	3,80	3,17	0,67	0,30	0,20	0,17

VI.6.3 Vérification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{bt1}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P \times V \times e_0}{I} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{P \times V' \times e_0}{I} - \frac{M \times V'}{I}$$

$$\sigma_P \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M \times V'}{I} \end{array} \right.$$

$$\sigma_P \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sup} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times V \times e_0}{I} \\ \sigma_{inf} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times V' \times e_0}{I} \end{array} \right.$$

$\sigma_{Max} = \sigma_P + \sigma_{P1}$

$\sigma_{Min} = \sigma_P + \sigma_{P2}$

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans le tableau ci-dessous

TABLEAU VI.21. : Vérification des contraintes normales pour chaque phase.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,05	0,44	0,54	0,57	0,05	0,44	0,54	0,57
M_{ELS}		0,0000	0,6275	0,7947	0,8504	0,0000	0,6275	0,7947	0,8504
P1 (MN)		2,26	2,26	2,26	2,26	4,35	4,35	4,35	4,35
P2 (MN)		2,13	2,13	2,13	2,13	4,00	4,00	4,00	4,00
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	3,88	4,94	5,30	0,00	3,88	4,94	5,30
	σ_{inf}	0,00	-5,13	-4,74	-7,08	0,00	-5,13	-6,59	-7,08
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	2,85	-0,90	-2,36	-2,83	5,49	-1,73	-4,55	-5,44
	σ_{inf}	4,11	13,40	15,41	16,05	7,91	25,79	29,66	30,90
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	2,68	-0,85	-2,22	-2,66	5,05	-1,59	-4,18	-5,00
	σ_{inf}	3,87	12,60	14,49	15,10	7,27	23,70	27,26	28,39
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,85	2,98	2,58	2,47	5,49	2,15	0,39	-0,14
	σ_{inf}	4,11	8,26	10,67	8,97	7,91	20,66	23,07	23,82
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,68	3,03	2,72	2,64	5,05	2,29	0,76	0,30
	σ_{inf}	3,87	7,47	9,75	8,02	7,27	18,57	20,67	21,31

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,27	0,72	0,82	0,85	0,27	0,72	0,82	0,85
M _{EELS}		0,0000	1,0708	1,3603	1,457	0,000	2,792	3,482	3,705
P1 (MN)		4,08	4,08	4,08	4,08	3,80	3,80	3,80	3,80
P2 (MN)		3,59	3,59	3,59	3,59	3,17	3,17	3,17	3,17
σ _p (MPa)	σ _{sup}	0,00	2,99	3,82	4,10	0,00	7,79	9,77	10,42
	σ _{inf}	0,00	-6,38	-8,19	-8,80	0,00	-16,64	-20,95	-22,37
σ _{P1} (MPa)	σ _{sup}	1,20	-2,77	-3,97	-4,35	1,12	-2,59	-3,70	-4,06
	σ _{inf}	9,09	22,97	25,60	26,44	8,48	21,41	23,86	24,65
σ _{P2} (MPa)	σ _{sup}	1,05	0,22	-0,40	-3,83	3,59	0,42	-0,75	-3,38
	σ _{inf}	8,00	20,20	22,52	23,26	7,07	17,87	19,91	20,57
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	1,20	0,21	-0,15	-0,25	1,12	5,21	6,07	6,36
	σ _{inf}	9,09	16,58	17,41	17,65	8,48	4,77	2,91	2,28
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	1,05	3,21	3,42	0,27	3,59	8,21	9,02	7,03
	σ _{inf}	8,00	13,82	14,33	14,46	7,07	1,22	-1,04	-1,80

VI.6.4 Vérification des contraintes tangentielles

Selon le mode de rupture du béton, il y'a deux contraintes admissible à calculer :

- Rupture par fissuration :

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x).$$

- Rupture par compression-cisaillement :

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

- La contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n} \leq \text{Min} (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$$

Avec :

- σ_x: La contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$,

$$P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$$

- V_{red} : l'effort tranchant maximal réduit de service, $V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i \sin \alpha_i$

Si $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$ on a : $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2 \implies \text{Min} (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2) = \bar{\tau}_1$.

TABLEAU VI.22 : Les résultats de calcul σ_x et $\bar{\tau}_1$

P _i (MN)	α_i (°)	P _i cos α_i	P _i sin α_i	
P _i = P ₀ (1 - Δσ _{totale}) = 1.74	2	1.74	0.06	B _n = 0.98 m ²
	6	1.73	0.18	$\sigma_x = 3.54$ MPA $\bar{\tau}_1 = 4.15$ MPA
La somme		3.48	0.24	

$\sigma_x = 3.54$ MPA < $0.4f_{c28} = 16$ MPA, donc on vérifie : $\tau \leq \bar{\tau}_1$

TABLEAU VI.23 : Vérification des contraintes tangentielles

V _{ser}	V _{red}	S _n	I _n	b _n	τ	$\tau \leq \bar{\tau}_1$
0.93 MPA	0.68 MPA	0.48 m ³	0.21 m ⁴	0.38 m	2.8 MPA	Vérifié

VI.7 JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

On définit l'angle β_u est déterminé. Cet angle représente l'inclinaison des bielles de compression en béton par rapport à la fibre moyenne de la poutre. La valeur de cet angle est donnée par la formule suivante

$$\text{tg}(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

- σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \sigma_y = 0$.
- τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau_u = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times B_n}$.
- V_{red} : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.
- $V_{urc.} = V_u - \sum_{i=1}^3 P_i \sin \alpha_i$

TABLEAU VI.24. : Résultat de calcul β_u

V _u	V _{red}	S _n	I _n	b _n	τ_u	σ_x	σ_y	β_u
0.96 MPA	0.72 MPA	0.48 m ³	0.21 m ⁴	0.38 m	4.36 MPA	3.54 MPA	0 MPA	33.98°
On prend :								$\beta_u = 34^\circ$

La seconde étape implique la détermination de la section transversale des armatures, notée A_t , selon l'expression suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{B_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{t28}}{3} \right] \times t_g \beta_u \quad \text{avec } \gamma_s = 1.15$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \longrightarrow 19.82 \text{ cm}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b}, \text{ la condition est vérifiée.}$$

VI.8 FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VI.8.1 Armatures passives des zones tendues

L'objectif des armatures longitudinales situées dans la zone tendue est de compenser les contraintes de traction susceptibles de survenir dans certaines sections. La section théorique à considérer est spécifiée par :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{cj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

- B_t : Aire du béton tendu.
- N_{Bt} : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur B_t .
- σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction

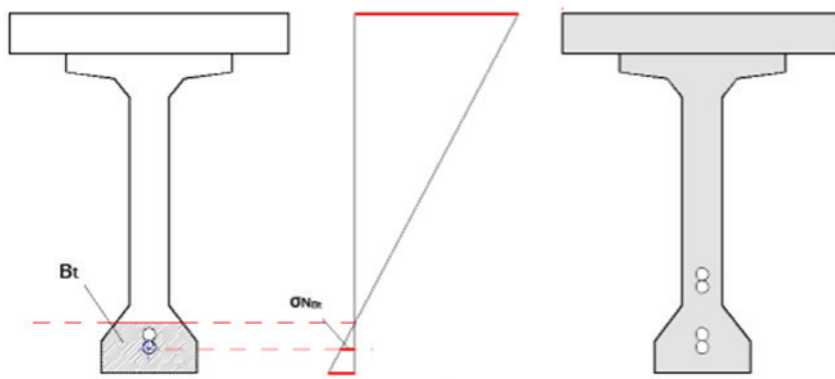


FIGURE VI.6 : armatures des zones tendues

TABLEAU VI.25. : valeur de la section des armatures dans la zone tendue

$B_t =$	0,1345m²
$\sigma_{Bt} =$	1,8MPA
$N_{Bt} =$	0,0691MN
$A_s =$	3.65 cm²

On fait le choix de 3 barres de HA 14 d'une section de 4.62 cm².

Armatures de peau

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_t}{f_e}$$

On prend **9.52cm**

VI.9 VERIFICATION DE LA FLECHE

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche), obtenus par le logiciel robot.

VI.9.1 La flèche admissible

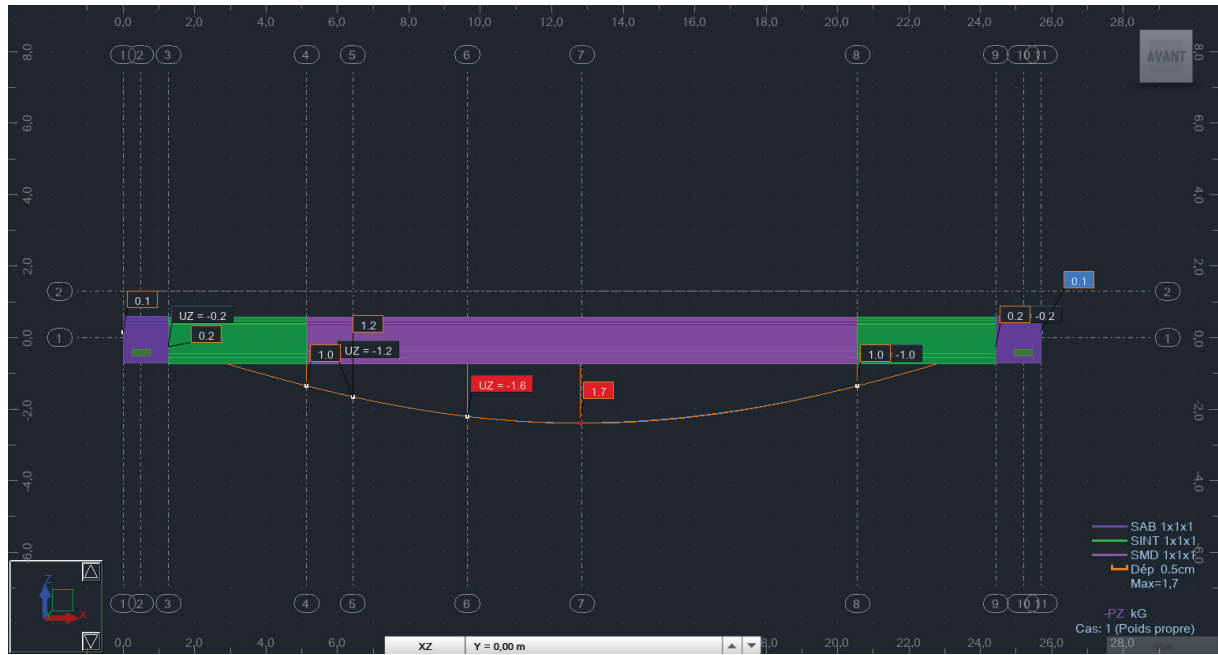
La flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$f_{adm} = \frac{L}{450}, \text{ avec } L : \text{est la portée de la travée (} L=24.7 \text{ m).}$$

$$\longrightarrow f_{adm} = \frac{24.7}{450} = 4.94 \text{ cm}$$

VI.9.2 Flèche due au poids propre de la poutre

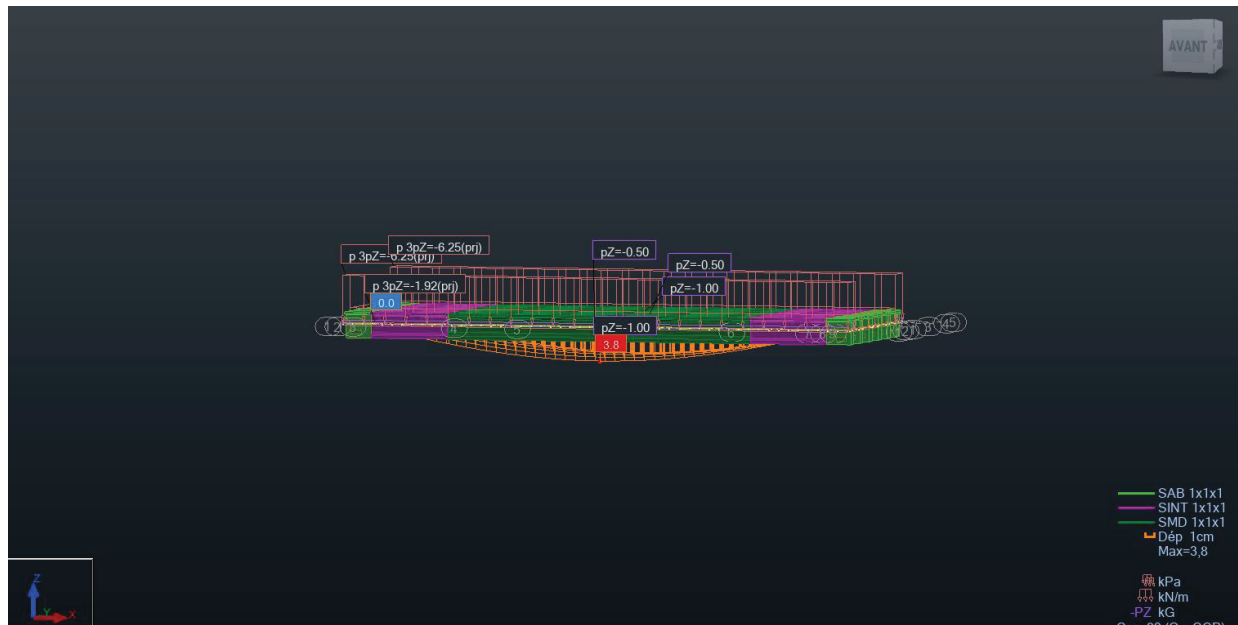
La flèche due au poids propre de la poutre est : $f_{gp} = 1.7 \text{ cm}$



FIGUREVI.7 : Déformée de la poutre sous l'effet de son poids propre

VI.9.3 Flèche due au poids du tablier G

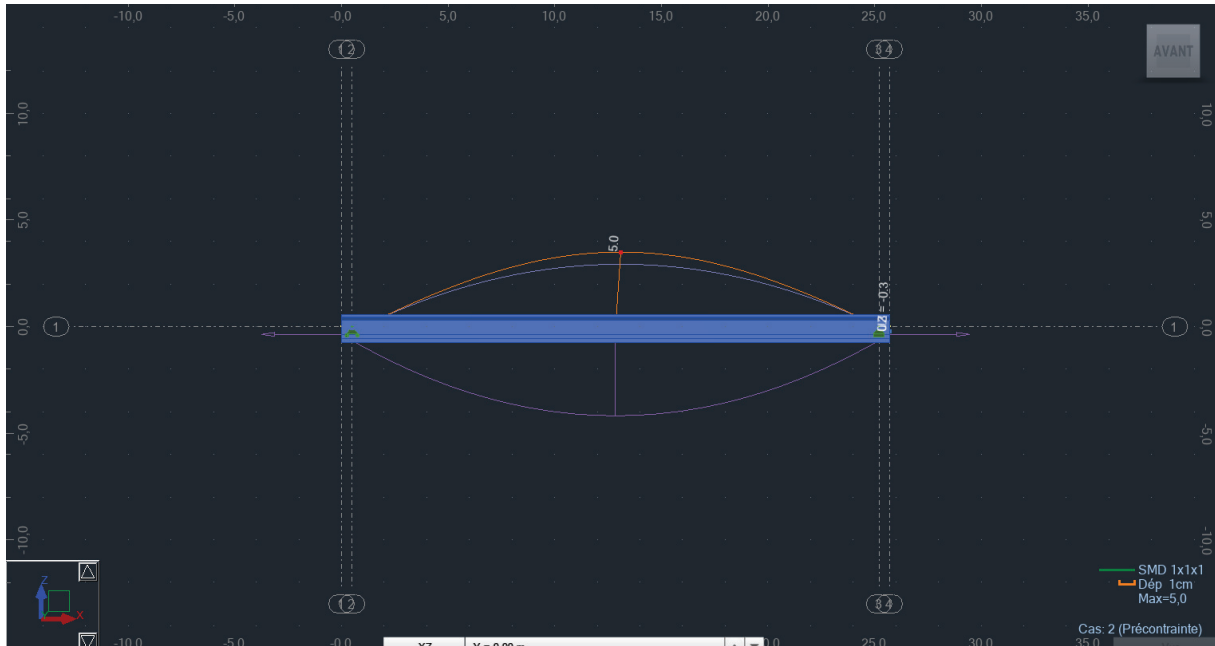
La flèche due au poids du tablier G est : $f_g = 3.8 \text{ cm}$



FIGUREVI.8 : Déformée de la poutre au poids du tablier G

VI.9.4 Contre flèche due à la précontrainte

La contre flèche due à la mise en tension des câbles de Précontraintes : $f_p = -5\text{cm}$

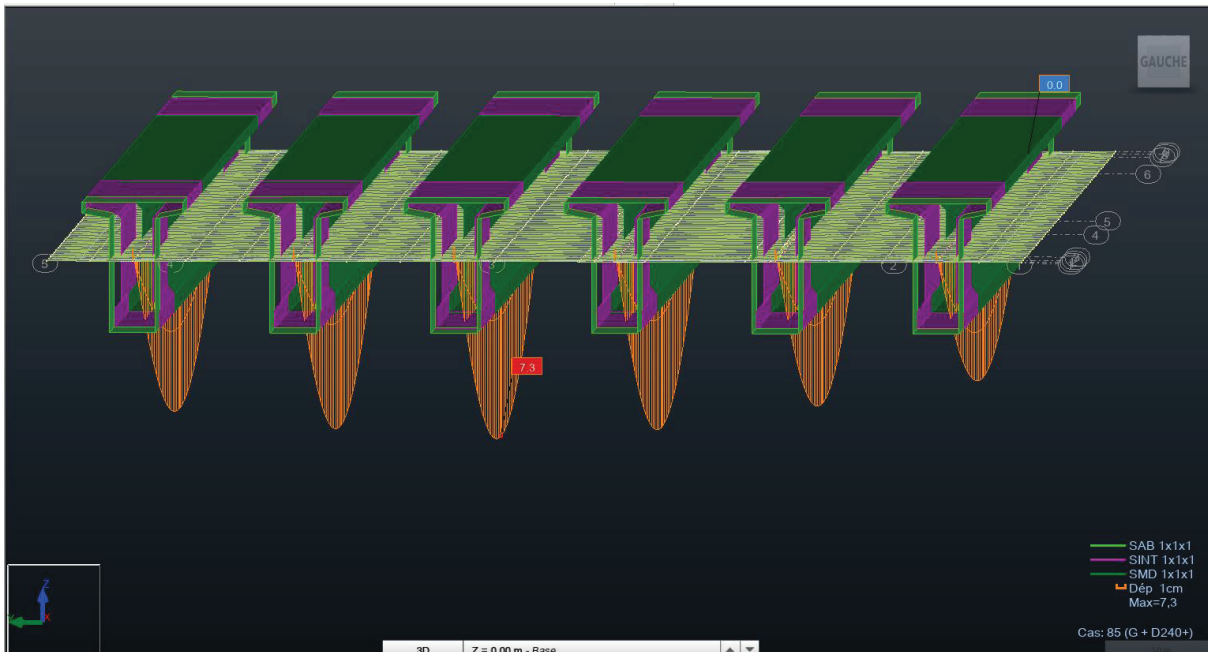


FIGUREVI.9 : Déformée de la poutre due à la précontrainte.

- VI.9.5 Flèche maximale à ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul : $G + D240$

$$f_{ELS} = 7.3 \text{ cm}$$



FIGUREVI.9 : Déformée due au chargement max à l'ELS.

VI.9.6 Flèche due à la Construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4}(|f_p| - f_{gp}) = 1.725 \text{ cm.}$$

VI.9.7 La flèche totale

- En service à vide : $f_{\text{tot v}} = f_G + f_p + f_c = 0.525 \text{ cm}$
- En service en charge : $f_{\text{tot c}} = f_{\text{ELS}} + f_p + f_c = 4.025 \text{ cm}$

➔ $f_{\text{tot v}} \text{ et } f_{\text{tot c}} < f_{\text{adm}}$ Condition vérifiée.

VI.10 CONCLUSION

La gestion précise de la précontrainte constitue un élément crucial dans l'analyse des ponts à poutres précontraintes. Cette maîtrise englobe non seulement la conception dimensionnelle et le tracé des câbles, mais également les justifications nécessaires à chaque étape, tant dans la phase de réalisation que dans celle d'exploitation. En somme, la réussite de ces ouvrages dépend largement de cette gestion minutieuse de la précontrainte, assurant ainsi leur performance et leur durabilité tout au long de leur cycle de vie.

CHAPITRE VII :
ETUDE DES EFFORTS
LONGITUDINAUX.

VII.1 INTRODUCTION

L'analyse des efforts longitudinaux est une composante cruciale dans de nombreux domaines de l'ingénierie, et elle est particulièrement pertinente en mécanique des structures. Cette section introduira les principes fondamentaux du calcul des efforts longitudinaux, mettant en lumière leur importance dans la conception et l'analyse structurale. Nous examinerons les mécanismes qui régulent la distribution des charges et des contraintes au sein d'un élément structural.

Concernant les différentes surcharges spécifiées dans le chapitre précédent, telles qu'A (L), Bc, Bt, Br, Mc120 et D240, il est crucial de déterminer les valeurs appropriées pour chacune, en prenant en compte leur nature et leur positionnement sur la structure. Cette analyse préliminaire guidera notre étude approfondie des efforts longitudinaux dans les structures.

VII.2 CALCUL DES MOMENTS FLECHISSEMENT

VII.2.1 Moment fléchissant dû au Poids propres

VII.2.1.1 Les charges permanentes

- **Tablier**

Premièrement il faut calculer les réactions RA et RB :

$$RA = RB = \frac{G \times L}{2} = \frac{157.7 \times 25.7}{2} = 2026.445 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment fléchissant M à x = 0,5L**

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = 12026.4 \text{ KN.m}$$

- **la dalle**

$$RA = RB = \frac{G \times L}{2} = 623.225 \text{ KN.}$$

$$M_{x=0.5L} = \frac{G \times L^2}{8} = 3698.67 \text{ KN.m}$$

On ne déduit que le moment des charges permanentes :

$$M_{\text{poutres}} + M_{\text{dalle}} = 5725.115 \text{ KN.m}$$

VII.2.1.2 Moment fléchissant dû à la surcharge A(l)

La valeur de la réaction RA et RB et donné par :

$$RA = RB = \frac{A(l) \times L}{2}$$

TABLEAU VII.1 : Récapitulatif des réactions dues à la surcharge A(l).

Nombre de voie	Al (KN/ml)	RA(KN)
1 voie	41,47	533
2 voie	82,94	1065.8

- Le moment fléchissant M à l'abscisse (x = 0.5 L) :

$$M_{x=0.5 L} = \frac{A(l) \times L^2}{8}$$

TABLEAU VII.2 : Récapitulatif des moments fléchissant dus À la surcharge A(l).

Nombre de voie	Al (KN/ml)	M _{x=0.5L} (KN.m)
1 voie	41,47	3162.55
2 voie	82,94	6325.11

- Calcul du Moment dû à La Surcharge Bc**

Pour calculer le moment fléchissant le plus défavorable dû à la surcharge Bc on utilise le théorème de BARRES.

Selon ce théorème le moment fléchissant est maximum au droit d'essieu de façon que cet essieu et la résultante des convois se trouve symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

Une file du Système Bc :

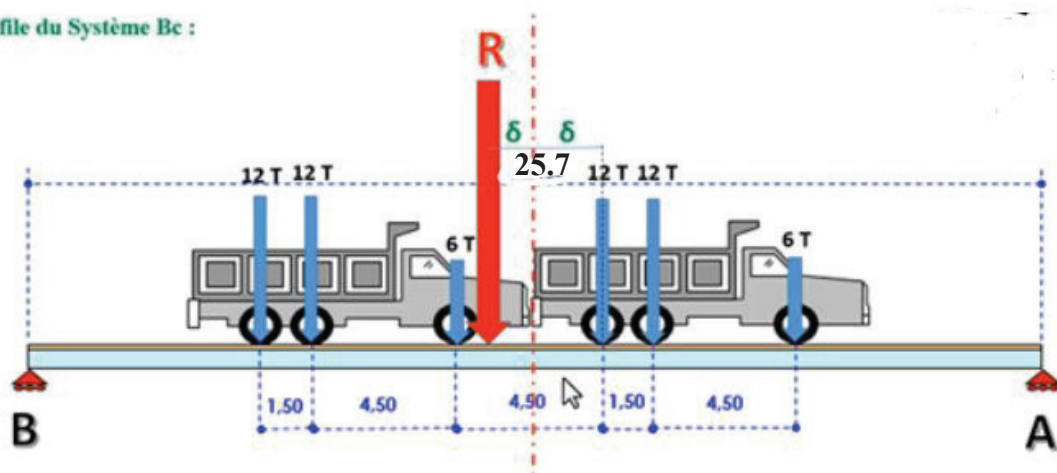


FIGURE VII.1 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Bc.

$$\sum P_i = R = 5P_i$$

$$X_{R/0} = \frac{[(P \times 4.5) + (P \times 6) + (P/2 \times 10.5) + (P \times 15) + (P \times 16.5)]}{5p}$$

$$X_{R/0} = 9.45 \text{ m}$$

$$2\delta = 9,45 - 6 = 3,45$$

$$\text{Donc : } \delta = 1.725 \text{ m.}$$

On Calcule des réactions RA et RB :

$$\text{On a : } \sum M/A = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$RA + RB = 5P \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Donc : } 24.7 \times RB = \frac{p}{2} \times 4.625 + P \times 9.125 + P \times 10.625 + \frac{p}{2} \times 15.125 + P \times 19.625 + P \times 21.125$$

$$\text{De (1) et (2) : } RB = 2.77P \text{ (unité de P)}$$

$$RA = 2.23P \text{ (unité de P)}$$

• **Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse**

$$M/S = RB \times 14.075P - P \times 10.5 - P \times 9 - \frac{p}{2} \times 4.5$$

$$M/S = 17.24p \text{ ({unité de P} .m)}$$

Les charges de système bc sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique qui est donne par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$$S : \text{Surcharge max} = (2 \times 300 \times 2) = 1200 \text{KN}$$

Le pont est de classe 1, alors on a deux valeurs de bc .

$$\text{Donc : } M_{\max} = M/S \times bc \times \delta b$$

TABLEAU VII.3 : Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.

Nombre de voie chargé	P(t)	M _{/s} (KN.m)	b _c	δb _c	M _{max} = M/S x bc x δb _c (KN.m)
1	1200	20688	1.2	1.106	27457.11
2	2400	41376	1.1	1.14	51885.5

• **Moment fléchissant dû à la surcharge Bt**

Un seul cas se présente pour la position de la résultante des convois par rapport à l’axe de symétrie.

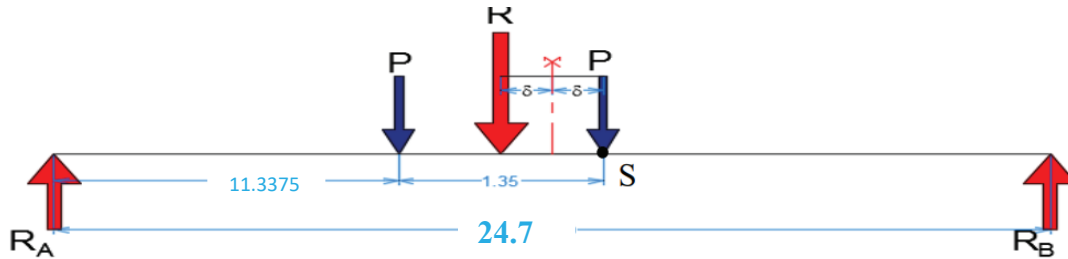


FIGURE VII.2 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge .

Nombre de voie chargé	P(KN)	M/S (T.M)	Bt	δbt	Mmax (T.M)
1	1600	20908.8	1.2	1.12	28101.4
2	3200	41817.6	1.1	1.17	53819.2

TABLEAU VII.4 : Récapitulatif du moment à la section dangereuse (Point S) dû à la surcharge Bt.

$$X_{R/O} = \sum_{i=1}^n \frac{P_i \times X_i}{P_i}$$

$$X_{R/O} = \frac{1.35 \times P}{2 \times P} = 0.675 \text{ m}$$

$$a = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$R_A + R_B = 2P \dots (1)$$

$$\sum M/B = 0 \dots (2)$$

D'où : $24.7 \times R_B = P \times 11.3375 + P \times 12.6875$

De (1) et (2) : $R_B = 0.97P$ (unité de P) ;

$R_A = 1.03P$ (unité de P).

• **Calcul du moment fléchissant à la section dangereuse**

$M/S = R_A \times 12.6875$

$M/S = 13.068P$ ({unité de P}.m).

- **Calcul du moment dû à la surcharge Mc120**

Calcul du moment fléchissant M à $0.5L$

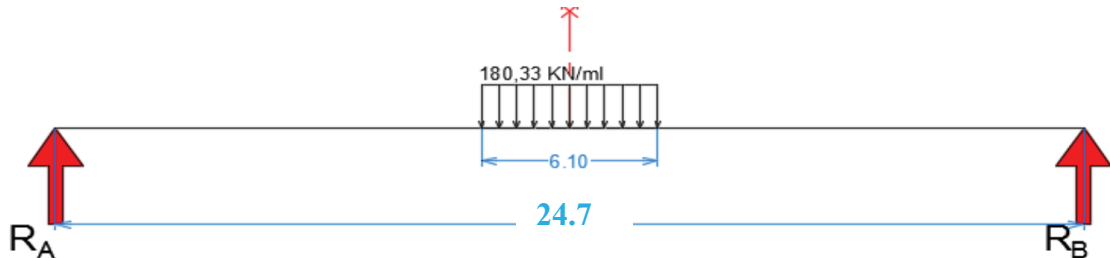


FIGURE VII.3 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge Mc120.

On a:

$$R_A + R_B = 1100 \dots\dots\dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$24.7 \times R_B = 6.1 \times 180.33 \times 12.35 \dots\dots (2)$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 550 \text{ KN et } R_B = 550 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 12.35 - 180.33 \times 3.05 \times (3.05/2)$$

$$M_{x=0.5L} = 5953.74 \text{ KN}$$

$$M_{maj} = M_{x=0.5L} \times \delta M_{c120} = 5953.74 \times 1.076$$

$$M_{maj} = 6406.224 \text{ KN.m}$$

- **Moment fléchissant dû à la surcharge D240**

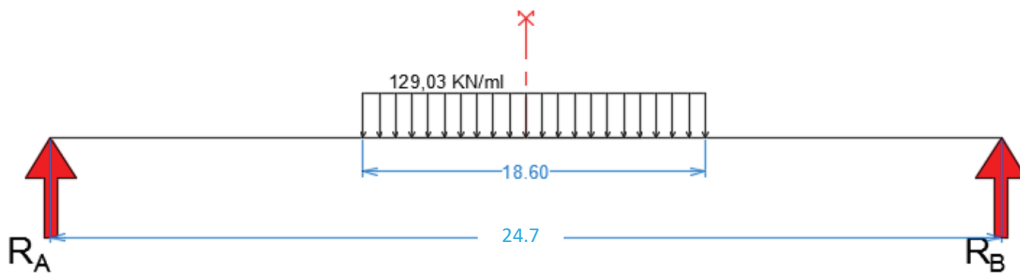


FIGURE VII.4: La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240

$$R_A + R_B = 2400 \dots \dots \dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$24.7 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 12.35 \dots (2)$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 1200 \text{ KN et } R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 12.35 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$$

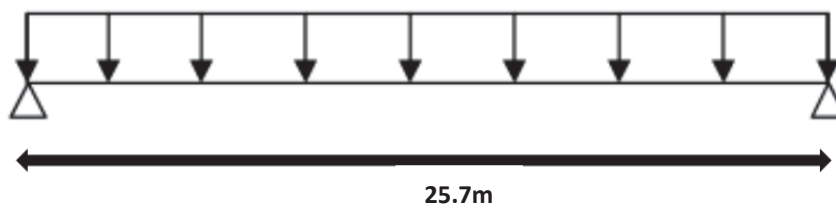
$$M_{x=0.5L} = 9240.097 \text{ KN.m}$$

VII.3 CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

VII.3.1 Effort tranchant dû au Poids propres

Premièrement il faut calculer les réactions R_A et R_B :

- Effort tranchant dû à la surcharge $A(l)$



La valeur de la réaction R_A et R_B et donné par :

$$T_{x=0} = \frac{A(l)xL}{2}$$

$$T_{max} = R_A = R_B = \frac{GxL}{2} = \frac{405.62}{2}$$

$$T_{max} = 202.81 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Nombre des voies Chargées	A(l) (KN/ml)	T _{x=0} (KN)
1	41,47	533
2	82,94	1065.8

TABLEAU VII.5 : Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge A(l).

- Effort tranchant dû à la surcharge Bc

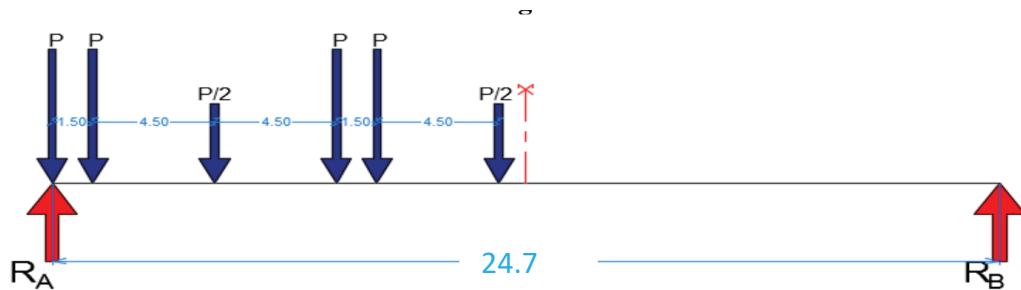


FIGURE VII.5 : La disposition de calcul de l'effort tranchant de la surcharge Bc.

Calcul de l'effort tranchant à x=0 :

On a: $\Sigma M/A = 0$ (1)

$RA + RB = 5P$ (2)

D'où : $24.7 \times RB = P/2 \times 16,5 + P \times 12 + P \times 10,5 + P/2 \times 6 + P \times 1,5$

De (1) et (2) :

$RB = 1.43 P$ (unité de P)

$RA = 3.57P$ (unité de P).

$T_{x=0} = RA = 3,57 P$ (unité de P)

$T_{maj} = T_{x=0} \times bc \times \delta bc$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

TABLEAU VII .6 : Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bc.

Nombre de voies chargées	P (KN)	T _{x=0} (KN)	bc	δbc	T _{maj} (KN)
1	120	428.4	1.2	1.086	558.29
2	240	856.8	1.1	1.14	1074.42

- Effort tranchant dû à la surcharge B_t

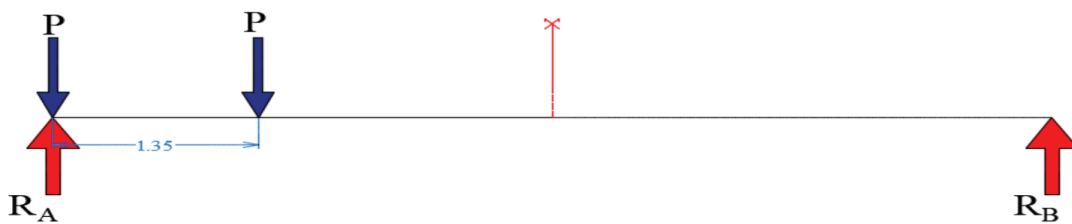


FIGURE VII. 6 : La disposition de calcul de l’effort tranchant de la surcharge.

On a $\Sigma M/A = 0$ (1)

$R_A + R_B = 2P$ (2)

D’où : $24.7 \times R_B = P \times 1,35$

De (1) et (2) : $R_B = 0,054 P$ (unité de P)

$R_A = 1,95 P$ (unité de P)

$T_{x=0} = R_A = 1,95 P$ (unité de P)

$T_{max} = T_{x=0} \times bt \times \delta bt$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

TABLEAU VII.7 : Résultats de calcul des efforts tranchants dû à la charge Bt.

Nombre de voies chargées	P (KN)	T _{x=0} (KN)	bt	δbt	T _{maj} (KN)
1	160	312	1.2	1.12	419.328

2	320	624	1.1	1.17	803.088
---	-----	-----	-----	------	---------

- Effort tranchant dû à la surcharge Mc120

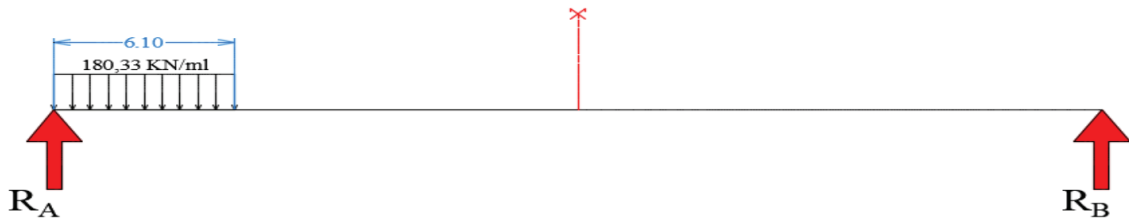


FIGURE VII. 7 : La disposition de calcul de l’effort tranchant de la surcharge Mc120.

On a :

$$R_A + R_B = 1100;$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$24.7 \times R_B = 6.1 \times 180.33 \times 3,05$$

Donc :

$$R_A = 964.17 \text{KN et } R_B = 135.83 \text{KN}$$

$$T_{x=0} = R_A = 964.17 \text{ KN}$$

$$T_{\text{maj}} = T_{x=0} \times \delta_{\text{Mc120}} = 964.17 \times 1.076$$

$$T_{\text{maj}} = 1037.44 \text{ KN.}$$

- Moment fléchissant dû à la surcharge D240 :

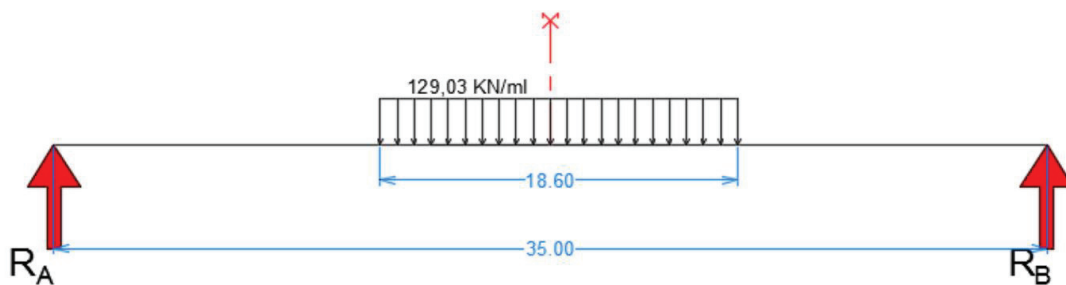


FIGURE VII.8 : La disposition pour le moment le plus défavorable de la surcharge D240.

On a :

$$R_A + R_B = 2400 \dots\dots\dots (1)$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$24.7 \times R_B = 18.6 \times 129.03 \times 12.35 \dots (2)$$

De (1) et (2) ont conclu :

$$R_A = 1200 \text{ KN et } R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{x=0.5L} = R_A \times 12.35 - 129.03 \times 9.3 \times 4.65$$

$$M_{x=0.5L} = 9240.097 \text{ KN.m.}$$

VII.4 CONCLUSION

Pour conclure, l'analyse des moments fléchissant et des efforts tranchants induits par diverses charges telles que les charges permanentes, les surcharges, la charge A(1) les charges MC120, D240, bc et bt supportées par un pont est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure. Cette étude revêt une importance capitale dans la conception et la maintenance de structures sûres et fonctionnelles. Comprendre l'impact de ces charges sur la structure du pont permet d'assurer sa stabilité et sa résistance aux contraintes mécaniques.

CHAPITRE VIII :
CALCUL SISMIQUE ET
DES EQUIPEMENTS.

VIII.1 INTRODUCTION

Dans les zones géographiques exposées à des phénomènes sismiques, il devient impératif d'incorporer des exigences supplémentaires en accord avec les dispositions du règlement sur la prévention des ouvrages d'art (RPOA).

Ce chapitre est spécifiquement dédié à l'évaluation des charges découlant de diverses sollicitations sismiques, incluant les forces longitudinales, verticales et transversales. L'objectif est de garantir la stabilité structurelle et de minimiser les risques d'effondrement.

VIII.2 CARACTERISTIQUES DU CALCUL PARASISMIQUE

Le calcul des effets sismiques est effectué conformément aux dispositions du règlement parasismique des ouvrages d'art (R.P.O.A. 2008). La vérification de la résistance des ouvrages aux actions sismiques est menée de manière à minimiser le risque de défaillance lors d'un séisme potentiel.

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **I** (w. Djelfa : sismicité faible).
- η : Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$).

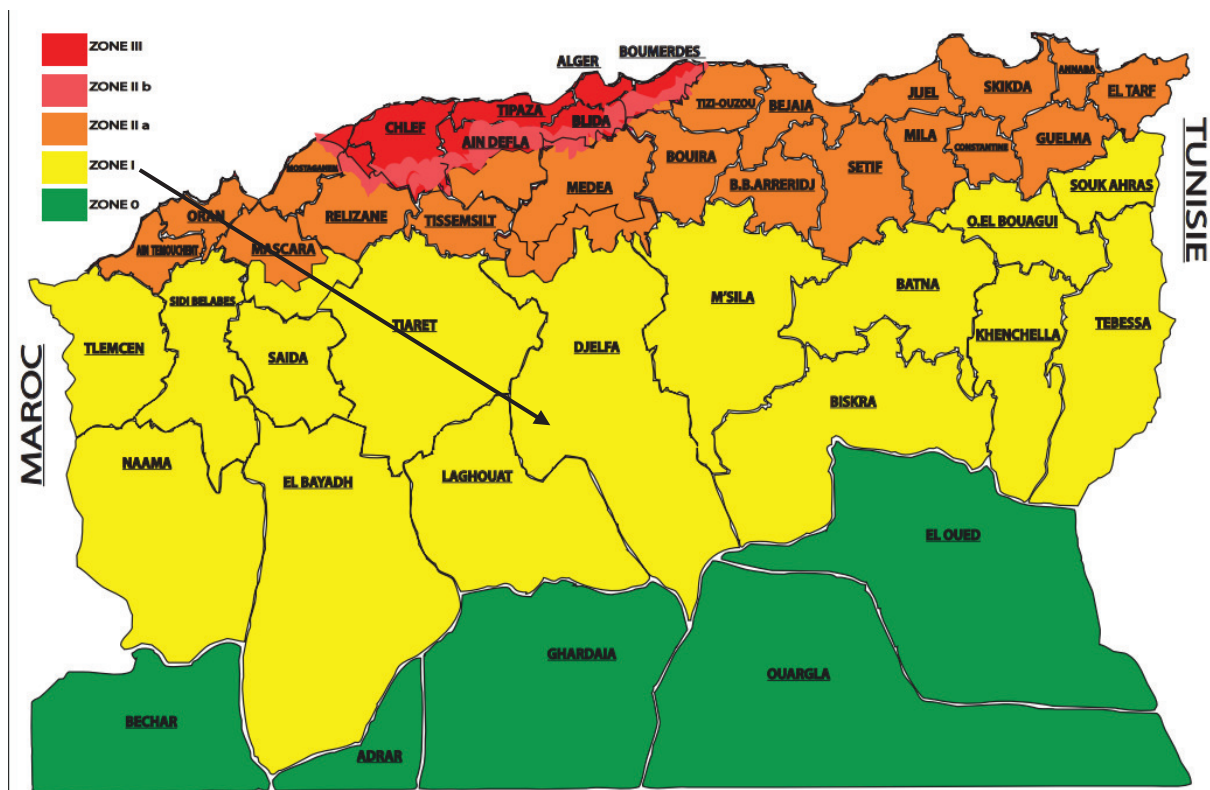


FIGURE VIII.1 : Carte de zonage sismique en Algérie, RPOA 2008

TABLEAU VIII.1 : Taux d'amortissement en fonction de matériau, RPOA 2008

Matériaux	Taux d'amortissement ξ (%)
Acier soudé	2
Acier boulonné	4
Béton précontraint	2
Béton armé	5
Béton non armé	3
Elastomère frettée	7

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de l'importance du pont et la zone sismique comme indiqué dans le tableau suivant.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	Ila	Ilb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

FIGURE VIII.2 : Coefficient d'accélération de zone A, RPOA 2008

Dans notre cas, le pont est classé en **groupe 2** (pont important) et implanté en zone sismique **I** (w. Djelfa : sismicité faible) : **A=0.12**

VIII.3 CONCEPTION DE LA PILE

La conception des piles de pont dépend de plusieurs facteurs, notamment le lieu d'implantation, le mode de construction du tablier et la nature du site. Nous avons opté pour des piles composées de colonnes (ou fûts) de section circulaire. Ce choix présente l'avantage d'économiser de la matière tout en garantissant la stabilité et la résistance de la structure.

Les piles comportent les éléments suivants :

TABLEAU VIII.2 : Dimensions des éléments de la pile.

Chevêtre	Fûts	Semelles
Longueur : 9.70 m Largeur : 1.80 m Hauteur : 1.20 m	Trois colonnes de diamètre fixe de 1.20 m	Epaisseur : 1.50 m Largeur : 7.00 m Longueur : 10.00 m

VIII.3.1 Effort longitudinal

VIII.3.1.1 Définition de la masse de la structure

La masse à prendre en compte est la masse totale du tablier (02 travées) :

$$M = 4053.1 * 2 = 8074.622 \text{KN}$$

VII.3.1.2 Détermination de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appuis.

- Raideur des piles

$$k_{piles} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}$$

- n : Nombre de fûts de la pile n = 3
- E : Module de déformation instantanée du béton E = 33000 MPA
- I : Inertie longitudinale d'un fût I = 0,1018 m⁴
- h : Hauteur de la pile h = 6 m

$$K_{pile} = 139975 \text{ KN/m}$$

- Raideur des appareils d'appuis par appui

$$K_{A.App} = G \times \frac{a \times b}{T}, \quad K_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{A.App}}}$$

- G : module de cisaillement de l'appareil ; G = 1,20 MPA
- a, b : dimensions en plan de l'appareil ; a = 0,35 m et b = 0,25 m
- T : épaisseur d'élastomère en caoutchouc de l'appareil ; T = 0,042 m
- n : nombre d'appareils d'appuis par pile ; n = 12

Sur culée : $K_{\text{appareil}} = 15000 \text{ KN/m}$

Sur pile : $K_{\text{appareil}} = 30000 \text{ KN/m}$

- Raideur totale par appuis

K totale culée C01 = 15000 KN/m

K totale culée C02 = 15000 KN/m

K totale pile P = 24705.1 KN/m

- Raideur du système

$$K = \sum K_i$$

$$K = 54705.1 \text{ KN/m}$$

- Période fondamentale de l'ouvrage

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 0.76s$$

VIII.3.1.3 Étude Sismique

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

- **La méthode monomodale**

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre),

Autrement dit, la masse des piles M_P doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : M_T ($M_T = G + \alpha Q$), avec G : le poids propre total du tablier).

On a : $M_P = \rho \times \Sigma (s_i \times h_i)$.

$$M_p = 1191.1 \text{ KN.}$$

Donc : $M_P \leq 0.43 M_T$ **Condition Vérifiée.**

- **Angle de biais**

Il s'agit d'un pont sans biais. **Condition Vérifiée.**

- **Courbure de pont**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïde d'un rayon très large.

Condition Vérifiée.

- **Symétrie transversale**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

Entraxe et dimensions des poutres identiques le long de l'ouvrage.

Condition Vérifiée.

VIII.3.1.4 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F_L donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

M_T : masse effective totale de la structure : $M_T = 8074.622 \text{ KN}$.

$S_a(T)$: accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_a = \begin{cases} A \cdot S \cdot g \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot A \cdot \eta \cdot S \cdot g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot S \cdot g \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \cdot \eta \cdot A \cdot S \cdot g \cdot \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Le site d’implantation de notre ouvrage est classé selon le RPOA dans la catégorie S2.

TABLEAU VIII.3 : Valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale, RPOA 2008

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0.15	0.15	0.2	0.2
T ₂	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

(T₁, T₂) = f(Site) : Site S2 → (T₁, T₂) = (0.15, 0.40) et S = 1.1

- g : Accélération de la pesanteur = **9.81 m/s²**.
- ξ : Taux d’amortissement, ξ=5 %.
- η : Facteur de correction de l’amortissement, η=1.
- S : Coefficient du site.
- T : Période fondamentale de l’ouvrage.

❖ **Application Numérique**

T = 0.76 s

T₂ < T < 3.00 s → S_{ae}(T ; ξ) = 2.5 × η × A × g × S × (T₂/T) S_a = 1.7 m/s²

F_L = M_T × S_a (T) → F_L = 1.7 × 8074.622 F_L = 13726.86 KN

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

• **Effort par élément porteur**

La redistribution se fait au prorata des raideurs

$$F_{longitudinal}^i = \frac{k_i}{k} \times F_{longitudinal}$$

- Sur culée C01 : F_{transversal} = 376.387KN.
- Sur pile P : F_{transversal} = 752.774KN.

➤ Sur culée C02 : $F_{\text{transversal}} = 376.387\text{KN}$.

- Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{transversal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa$$

Déplacement du tablier : $d = 0,025 \text{ m}$

- Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{\text{long}} = \frac{F_{\text{long}}}{K_{\text{appui}}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

TABLEAU VIII.4 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux pour chaque appui

Appuis	C1/C2	Pile
F_L (KN)	376.387	752.774
D_L (m)	0.031	0.031

VII.3.2 évaluation de l'effort sismique transversal

En fonction des spécificités du pont, la méthode monomodale peut être employée en utilisant deux approches distinctes pour le modèle :

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

La liaison entre le tablier et l'infrastructure est établie au moyen d'appareils d'appui en élastomère fretté, ce qui conduit à l'utilisation du modèle de tablier rigide dans les calculs.

Dans le contexte de la direction transversale des ponts à tablier continu, une force horizontale statique équivalente F_T est appliquée au tablier. Cette force est déterminée par l'expression suivante :

$$F_T = M_T \times Sa(T)$$

Où $M_T = 8054.622\text{KN}$

❖ Application Numérique

$$T = 0.77s$$

$$T_2 < T < 3.00 s \rightarrow S_{ae}(T; \xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) \rightarrow S_a = 1.68 m/s^2$$

$$F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_L = 13565.36KN$$

La force et le déplacement dans la direction transversale, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

TABLEAU VIII.5 : Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

Appuis	C1/C2	Pile
F_T (KN)	339.602	677.323
d_L (m)	0.00007	0.00007

L'action sismique verticale est calculée par travée :

$$R_t = a b \mu L$$

Avec :

b : Action sismique verticale calculée par travée.

L : Longueur travée, $L = 24.7$ m.

μ : Masse linéique du tablier, $\mu = G_{\text{tablier}}/L_{\text{poutre}}$

$\mu = 314.187\text{kg/ml}$.

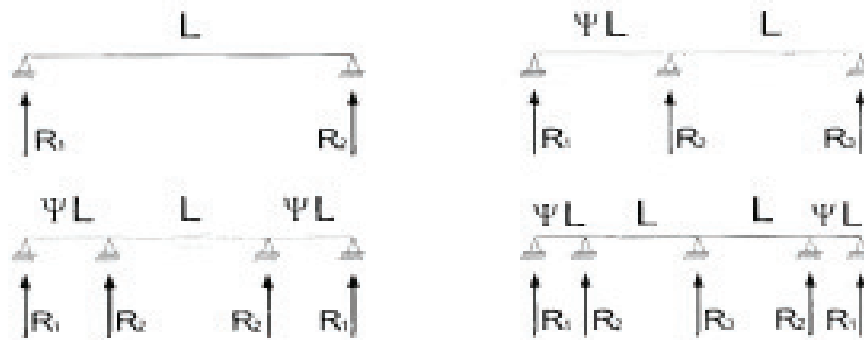
a : L'accélération du sol.

Zone sismique	IA			IB			II			III		
	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

FIGURE VIII. 3 : Paramètres a et b

1 travée $b = 0,41$	2 travées			3 travées			4 travées					
	Ψ	R_1	R_2	R_1	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45		0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48		0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58		0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69		0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75		0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75		1,0	0,24	0,64	0,90

FIGURE VIII. 4: Réactions d'appui pour différents types de pont.



✓ **Le paramètre a**

Le pont est classé en **groupe 2** (pont important) et implanté en zone sismique **I** (wilaya de Djelfa : sismicité faible), alors **a=3.15**.

✓ **Le paramètre b**

Les longueurs des travées ont la même $\psi = 1,0$, (2 travées)

$$\rightarrow b_{c1/c2} = 0,31 ; b_P = 0,69$$

TABLEAU VIII.6 : Résultats des efforts verticaux

$R_{c1/c2}$(KN)	788.4852
R_{P1} (KN)	1755.0155

VIII.4 ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS

VIII.4.1 introduction

Les appareils d'appui sont des composants fondamentaux dans la conception et la construction des ponts. Ils assurent la transmission des charges du tablier vers les culées et les piles, contribuant ainsi à la stabilité et à la durabilité de l'ouvrage. Ces dispositifs sont conçus pour supporter diverses sollicitations, telles que les charges statiques et dynamiques, les mouvements de dilatation et de contraction causés par les variations de température, ainsi que les forces sismiques.

VIII.4.2 les principaux types d'appareil d'appui

- Les appuis simples : ils permettent les rotations et les translations dans le plan horizontal.
- Les appuis fixes : ils empêchent les rotations et les translations.
- Les appuis à pot : ils sont constitués d'un pot en acier rempli d'un élastomère confiné, permettant de reprendre les efforts verticaux et horizontaux.

VIII.4.3 choix de type d'appareil d'appui

Le choix des appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) est courant pour de nombreux types de ponts et d'ouvrages d'art en raison de leurs nombreux avantages. Ces dispositifs présentent une capacité remarquable à absorber les vibrations et les chocs, assurent une longue durée de vie, nécessitent peu de maintenance, et offrent une grande résistance aux intempéries. De plus, ils peuvent efficacement absorber les mouvements de dilatation et de contraction des structures.

VIII.4.4 dimensionnement des appareils d'appuis

VIII.4.4.1 Aire de l'appareil d'appuis

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2 \text{ MPA} \leq \sigma_m \leq 20 \text{ MPA}$$

Avec : $\sigma_m = R_{max}/a \times b$

- σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{Max} .
 - **R max** : Réaction maximale dans l'appui.
 - **2 MPA** : Condition de non cheminement.
 - **20 MPA** : condition de non écrasement.

On désigne par $(a \times b)$ l'aire de l'appareille d'appui d'où :

- **a** : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
- **b** : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

La poutre la plus sollicité par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de :

$$N_{max} = R_{max} = 952.05KN$$

$$a \cdot b \geq 580 \text{ cm}^2$$

$$a \cdot b \approx 350 \cdot 250 \text{ mm}^2$$

VIII.4.4.2 Hauteur nette de l'élastomère

Condition de non flambement :

$$a/10 \leq T \leq a/5 \text{ (condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté)}$$

$$35,00 \text{ mm} \leq T \leq 70,00 \text{ mm}$$

On prend $T=50\text{mm}$.

VIII.4.4.3 Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \text{ (pour l'acier 24 - 1)} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

- σ_e : Contrainte limite de traction des frettes.
- G : le module de cisaillement de l'appareil d'appui (1.2 MPa).

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = 108.8\text{MPa.}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot G \cdot (a+b)} = 6.076.$$

Epaisseur des frettes métalliques : $t_s > 1,20 \text{ mm}$ on prend : $t_s=3 \text{ mm}$

Feuillets d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$.

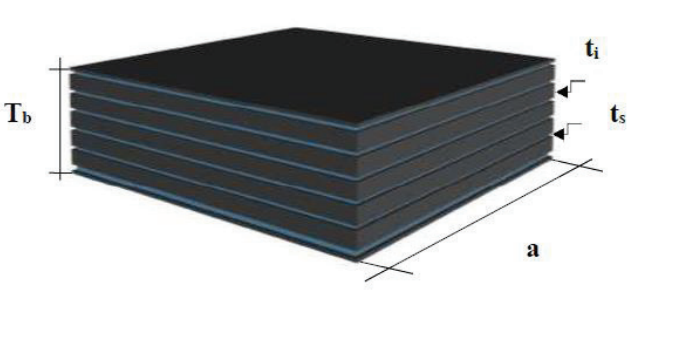
Enrobage des chants : (sur les côtes de l'appareil d'appui) : $e = 4\text{mm}$.

Enrobage extérieur : $2,5\text{mm}$.

$$T_d = 4 \times t_i + 5 \times t_s + 2.5 \times 2 = 60 \text{ mm.}$$

TABLEAU VIII.7 : Dimensions de l'appareil d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)
a	250
b	350
t _i	10
t _s	3
e	4
T _b	60
T	50



VIII.5 CONCLUSION

En conclusion, cette analyse sismique fournit des informations essentielles pour la conception, la construction et la maintenance efficaces du pont, contribuant ainsi à assurer sa durabilité et sa fiabilité dans des conditions sismiques.

CONCLUSION

La réalisation de ce mémoire de fin d'études a permis de mener une analyse approfondie, fruit de cinq années d'études dans le domaine de l'ingénierie civile. L'étude s'est articulée autour de deux axes principaux : d'une part, l'application des principes théoriques et pratiques pour le dimensionnement et l'évaluation des efforts internes du pont, et d'autre part, la validation de ces calculs à l'aide de technologies modernes de numérisation et de modélisation 3D.

Dans un premier temps, nous avons effectué un calcul détaillé des charges permanentes et variables appliquées sur la structure. Ces calculs ont suivi les normes et recommandations en vigueur, garantissant ainsi une démarche rigoureuse et fiable. Les résultats obtenus ont montré que le pont répondait aux exigences de sécurité et de performance structurelle.

Ensuite, la numérisation du pont a été réalisée à l'aide d'un appareil de Leica, permettant de créer un jumeau numérique précis. Cette étape a été cruciale pour la comparaison entre le modèle théorique et la réalité. Grâce à la modélisation 3D, nous avons pu vérifier la conformité de l'exécution du pont par rapport aux calculs effectués. Les analyses comparatives ont démontré une bonne concordance entre les deux, validant ainsi la justesse des calculs et l'exactitude de la construction.

Ce travail a également mis en lumière l'importance des technologies de numérisation et de modélisation dans le domaine de l'ingénierie civile. L'intégration du jumeau numérique dans les processus de vérification permet non seulement de s'assurer de la conformité des structures mais aussi d'anticiper et de corriger d'éventuelles anomalies dès les phases de conception et de construction.

En conclusion, cette étude a confirmé que le pont à poutre en deux travées est conforme aux calculs théoriques de charges, validés par des techniques de numérisation et de modélisation 3D. Ce projet illustre parfaitement comment l'alliance entre les méthodes traditionnelles d'ingénierie et les technologies modernes peut mener à des résultats fiables et précis. Ces approches intégrées devraient être encouragées et développées pour optimiser la conception, la réalisation et la maintenance des infrastructures dans le futur.

Nous espérons que ce mémoire contribuera à une meilleure compréhension et utilisation de ces techniques avancées dans les projets d'ingénierie civile et qu'il servira de référence pour les futurs travaux dans ce domaine.

BIBLIOGRAPHIE



REGLEMENTS

- **Guide SETRA** : « Service d'étude technique des routes et autoroutes ».
- Ponts courants en zone sismique, guide de conception, **SETRA**.
- **Règles R.P.O.A 2008** : « Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ».
- **Règles B.A.E.L. 91** modifiées 99 : « Règles techniques de conception et de calcul des

Ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ».

- **Règles R.C.P.R** : « Règles déterminant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques ».
- **Fascicule 62 Titre 5** : « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ».
- **Règles BPEL 91** : « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ».

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- CALGARO Jean-Armand, BERNARD-GÉLY Anne, *Conception des ponts*, Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- CALGARO Jean-Armand, *Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants*,
- CHAUSSIN Robert, *Béton précontraint*, par Robert CHAUSSIN, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,
- YAZID Abdelaziz, *Béton précontraint : Cours et exercices*,

Articles scientifiques

- LEE Jae Hyuk, PARK Jeong Jun, *Automatic Bridge Design Parameter Extraction for Scan-to-BIM*,
- Ebrahim Mostafa Abdel-Bary, *3D laser scanners: history, applications, and future*, ,Octobre 2011.

Thèse

- ERDÉLYI Ján, *Automated point clouds processing for deformation monitoring*, Thèse de doctorat.

Documentation technique

- 8. 2023.0.2 Cyclone REGISTER 360 Release Notes,
 - Pdf Leica RTC360,
-

SITE WEB

- Linguee, Terrestrial laser scanning, [en ligne] <https://www.linguee.com/english-french/translation/terrestrial+laser+scanning.html>, **consulté le 28 mai 2024.**
 - Université de Rennes, Terrestrial laser scanning activities, [en ligne] <https://geosciences.univ-rennes.fr/terrestrial-laser-scanning-activities>, **consulté le 04 mai 2024.**
 - Aniwaa, Guide d'achat : Scanner terrestre laser longue portée, [en ligne] <https://www.aniwaa.com/fr/guide-achat/scanners-3d/scanner-terrestre-laser-longue-portee/>, **consulté le 03 mai 2024.**
 - Article en ligne : Redalyc, Automatic Bridge Design Parameter Extraction for Scan-to-BIM, [en ligne] <https://www.redalyc.org/journal/3939/393972809006/html/>, **consulté le 02 mai 2024.**
 - Navvis, Le guide de référence du scan-to-BIM, [en ligne] <https://www.navvis.com/fr/scan-to-bim>, **consulté le 01 mai 2024.**
 - Techno-Science.net, Pont, [en ligne] <https://www.techno-science.net/glossaire-definition/Pont.html>, **consulté le 29 avril 2024.**
 - Leica Geosystems, Leica RTC360, [en ligne] <https://leica-geosystems.com/fr-be/products/laser-scanners/scanners/leica-rtc360>, **consulté le 24 avril 2024.**
 - Leica Geosystems, Leica RTC360, [en ligne] <https://leica-geosystems.com/fr-be/page-archive/products/wireless-sensors/leica-rtc360>, **consulté le 23 avril 2024.**
 - Topolaser, Scanner laser 3D Leica RTC360, [en ligne] <https://www.topolaser.be/fr/produits/scanning/scanner-laser-3d-leica-rtc360-rtc360-lt>, **consulté le 20 avril 2024.**
 - Kairnial, Comment l'industrie de construction a-t-elle évolué depuis l'apparition du concept de jumeau numérique, [en ligne] <https://www.kairnial.com/fr/blog/bim/comment-l-industrie-de-construction-a-t-elle-evolue-depuis-l-apparition-du-concept-de-jumeau-numerique>, **consulté le 20 avril 2024.**
 - 3D Scan Bat, Numérisation par laser scan, [en ligne] <https://www.3dscanbat.ch/portfolio-item/numerisation-par-laser-scan/>, **consulté le 20 avril 2024.**
 - Catry, Scanner laser Leica RTC360, [en ligne] <https://catry.fr/scanners-3d/811-scanner-laser-leica-rtc360.html>, **consulté le 02 avril 2024.**
 - Axxess Solutions, Scanner 3D Leica RTC 360, [en ligne] <https://www.axxess-solutions.com/scanner-3d-leica-rtc-360.html>, **consulté le 29 mars 2024.**
 - E-prisme, Scanner laser 3D Leica Geosystems RTC360, [en ligne] <https://e-prisme.fr/product/scanner-laser-3d-leica-geosystems-rtc360-7/>, **consulté le 08 mars 2024.**
 - Topographie Laser, Scanner laser 3D Leica RTC360, [en ligne] <https://www.topographie-laser.eu/scanner-leica-rtc360.html>, **consulté le 04 mars 2024.**
-

PROJET FIN D'ETUDE

- TAYEBBEY Mohamed Saïd, KOUDRIA Ayoub, Étude Et Conception D'un Pont Sur Oued Echaref Sur L'évitement De Medjez Amar La Wilaya De Guelma Du Pk 81+920 Au Pk82+080, encadrée par Mr. BABAKGOYA Youcef et Mr. HAMADI Kamel, école nationale des travaux publics, année de soutenance 2020/2021.

LOGICIELS DE CALCUL

- ROBOT 2025
 - AUTOCAD 2025
 - REGISTER 360
 - CYCLONE 3DR 2021
 - EXCEL2025
-

ANNEXE A

MODELISATION ET

EVALUATION DES

EFFORTS

DEFINITION DES CHARGES

Définition des charges

Nom	Type	Description	PP	Poids propre des poutres.	
G			Dalle	Charges Permanentes	Poids propre du béton de la dalle.
			Corniche		Poids des corniches et bordures
			revêtement		Poids propre de couche de roulement.
			Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
T			Charges températures	La variation de température	
$\Delta\theta$				Gradient thermique	
A(l)			Charges d'exploitations statiques	Charge statique du trafic A(l)	
B_c			Charges d'exploitations mobiles	Charge mobile - Camion	
B_t				Charge mobile - Tandem	
Mc120				Charge mobile - militaire	
D240				Charge mobile -	

LES COMBINAISONS DE CHARGES

A l'état limite de services « combinaison rare »

Combinaison de charges à ELS

Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.S	rare	$G + 1.2AL1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2AL2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BC2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT1 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + 1.2BT2 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$
		$G + Mc120 + 0.6T + 0.5\Delta\Theta$

VIII.5. LES COMBINAISONS DE CHARGES

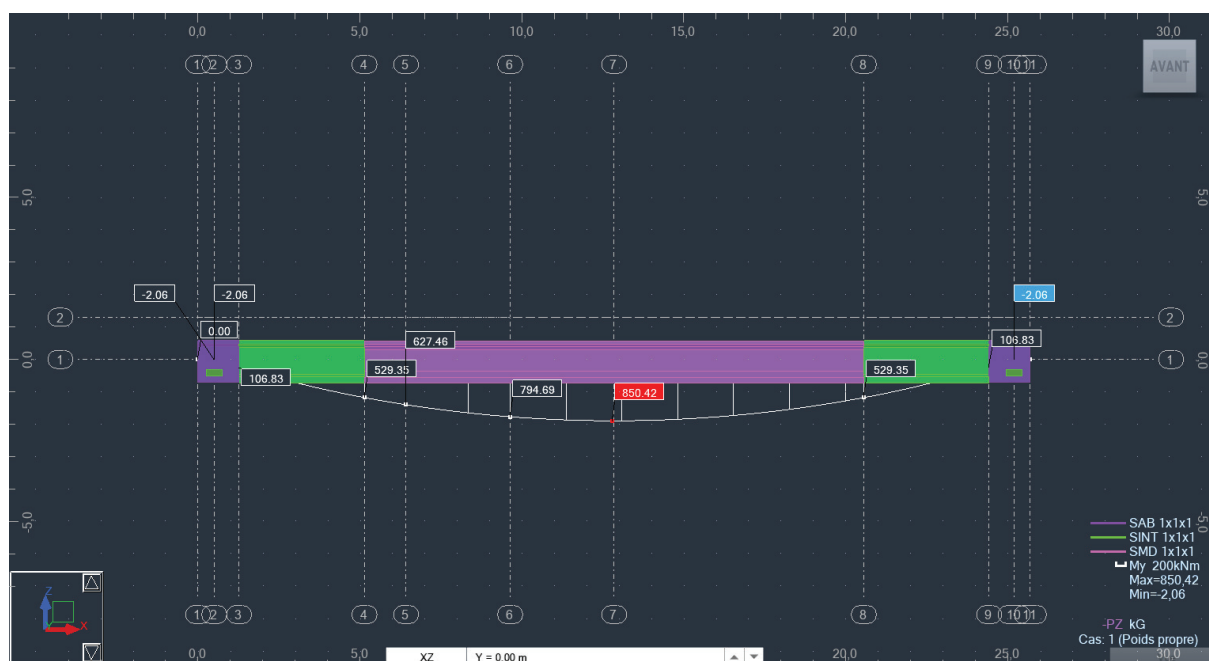
L'état limite ultime « combinaison fondamentale » :

Combinaison de charge ELU

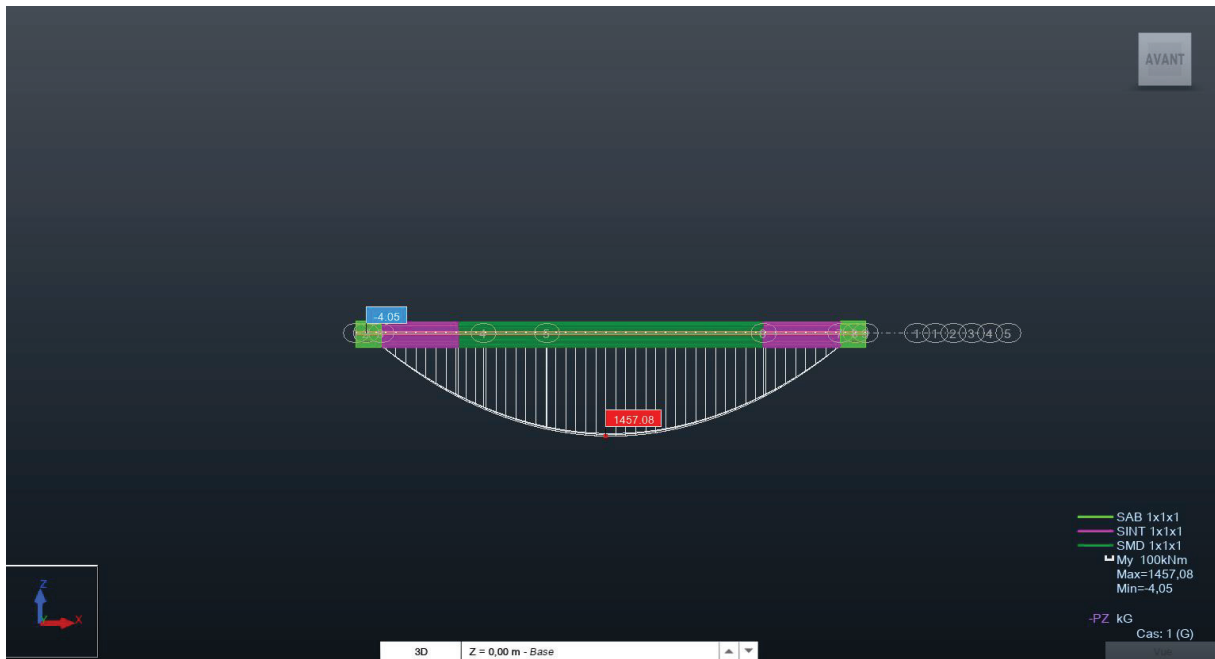
Etats	Type Combinaison	Formule
E.L.U	fondamentale	$1.35 G + 1.6AL1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6AL2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BC2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT1 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.6BT2 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$
		$1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75\Delta\Theta$

RESULTATS

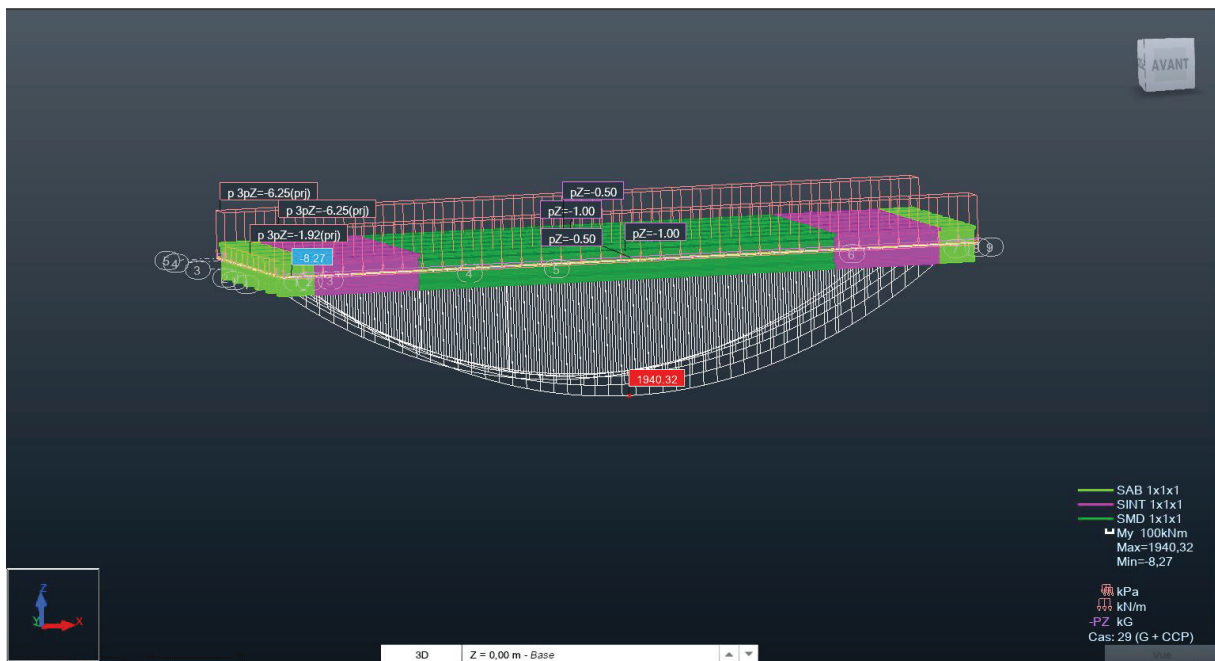
Les résultats nécessaires pour le calcul fait sont présentés dans les figures suivantes :



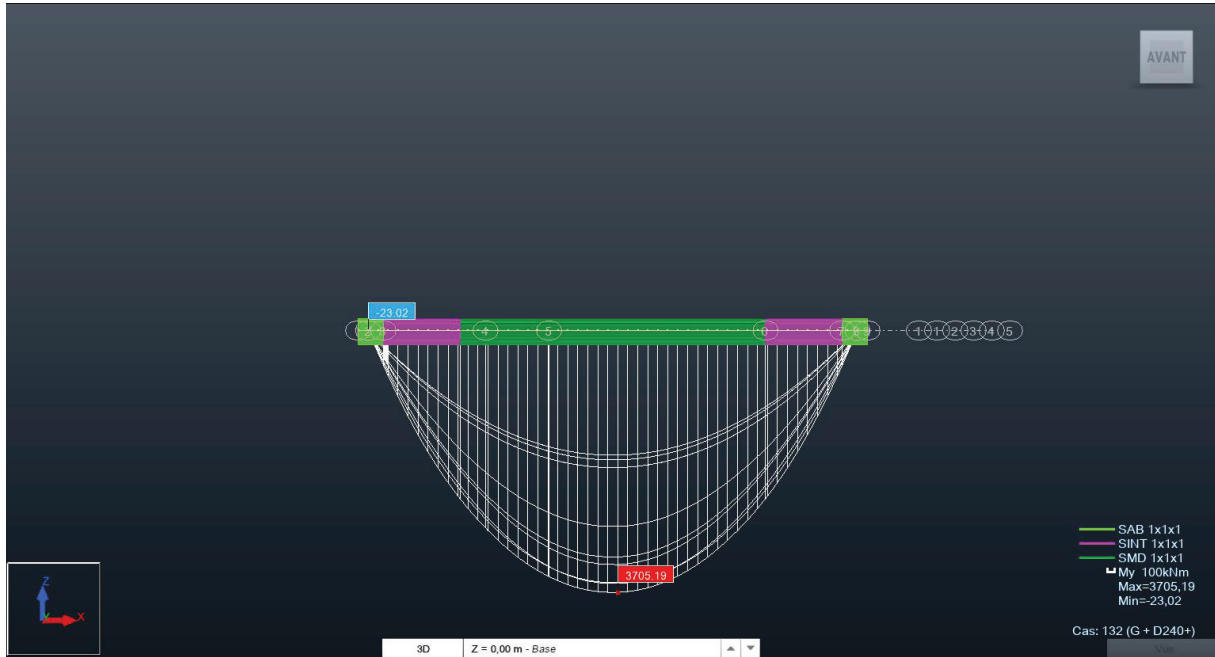
Moment max ELS poutre Seule



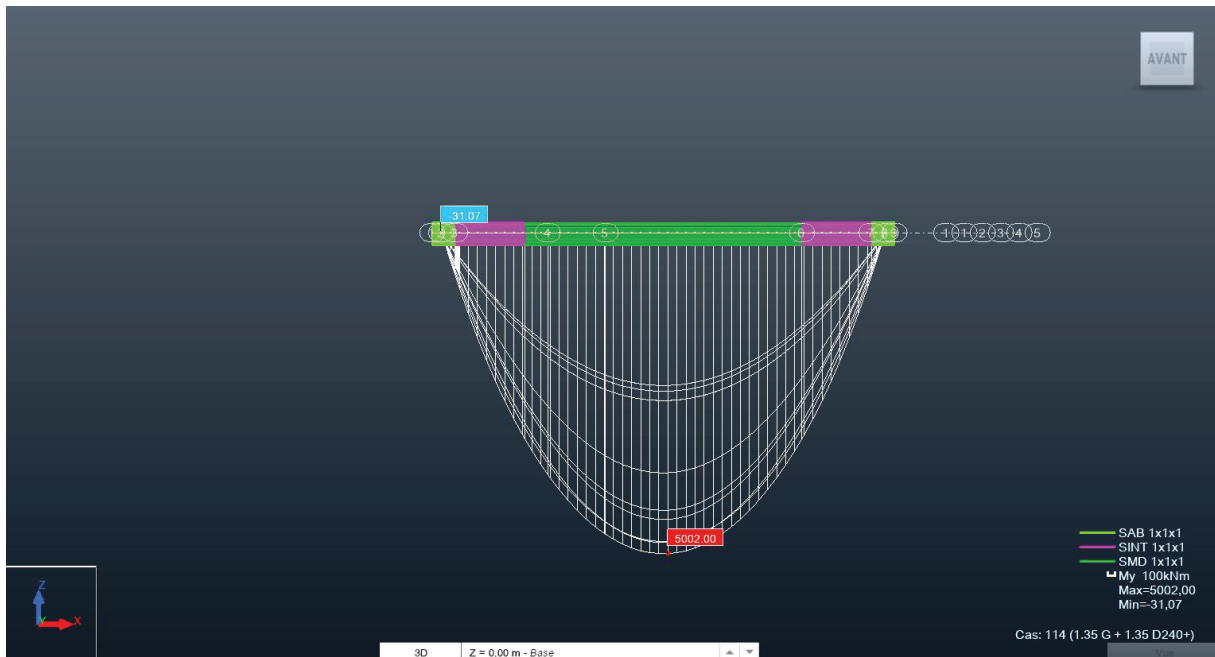
Moment Max ELS Poutres+Dalle (G)



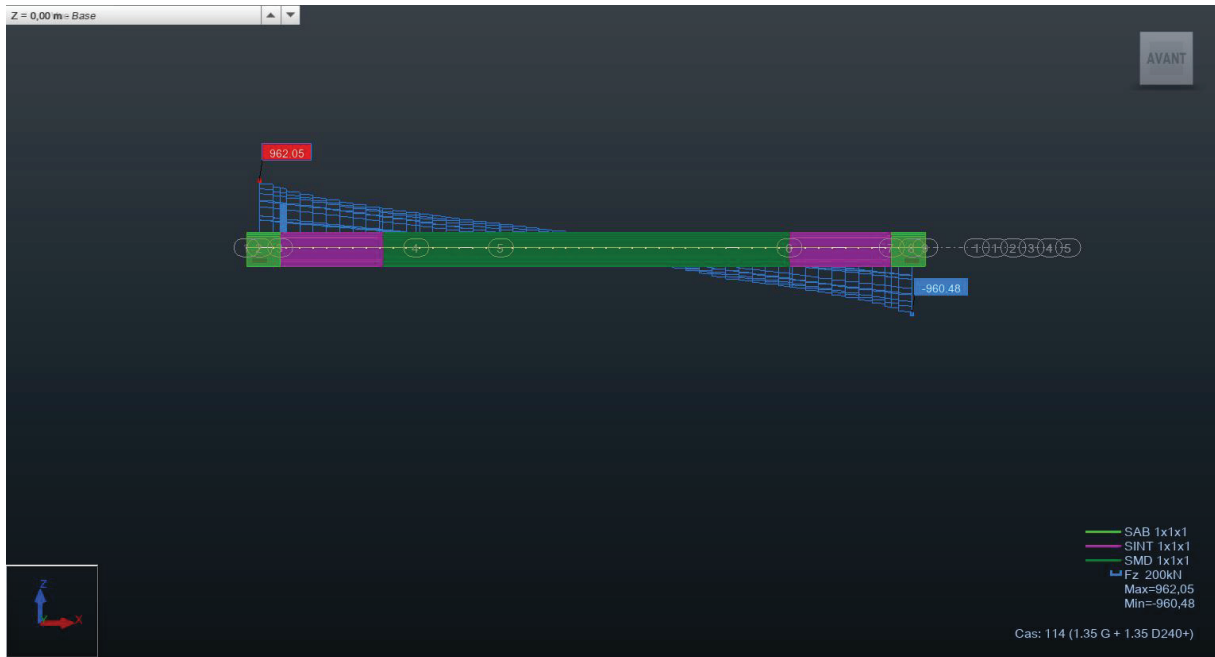
Moment Max ELS Poutres+Dalle (G)



Moment max ELS (G+CCP+D240)



Moment MAX ELU 1.35G+1.35 CCP +1.35 D240



Effort tranchant max ELU