

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

Etude de tablier du Viaduc V1, El Achour à dalle
élégie – Management de projet et optimisation des
ressources de ce projet

ATTOUMI Raouf Tarik

Sous la direction de :

Mme CHERID Djamila & Mr ZEMMOUR Fayçal

Présenté et soutenu publiquement le (03/07/2024)

Composition du Jury :

Président	Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE, MCA
Promoteurs	Mme D.CHERID, MCA M F. ZEMMOUR
Examineur	M A.TADJADIT, MCB

ENP . 2024



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'état en Génie Civil

Etude de tablier du Viaduc V1, El Achour à dalle
élégie – Management de projet et optimisation des
ressources de ce projet

ATTOUMI Raouf Tarik

Sous la direction de :

Mme CHERID Djamila & Mr ZEMMOUR Fayçal

Présenté et soutenu publiquement le (03/07/2024)

Composition du Jury :

Président	Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE, MCA
Promoteurs	Mme D.CHERID, MCA M F. ZEMMOUR
Examineur	M A.TADJADIT, MCB

ENP 2024

ملخص

يبرز هذا المشروع مهارتين أساسيتين لأي خريج: إجراء دراسة تقنية واكتساب رؤية إدارية لتنفيذ مشروع بنجاح. إنه يوفر الفرصة لدمج هذين المجالين المرتبطين ارتباطًا وثيقًا.

تتعلق الدراسة التقنية بتصميم وبناء جسر علوي يقع في دراريا، يهدف إلى ربط الطريق الدائري الثاني بالطريق الدائري الجنوبي. الجسر العلوي، بطول 411 مترًا وعرض 10.65 مترًا، يتكون من 11 باحة بأطوال متغيرة. تم إجراء الدراسة باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025، مما يسمح بنمذجة الجسر وتحليل الإجهادات والتشوهات تحت تركيبات تحميل مختلفة. تشمل الأعمال المنجزة حساب حجم الجزء العلوي، وحساب العزوم الانحنائية والجهود القصية. الأعمال تشمل تصميم الجسر بالإضافة إلى دراسة الشد المسبق والتسليح، مع دمج فقدان الشد الفوري والمستمر.

أما بالنسبة للرؤية الإدارية، فهي مقسمة إلى عدة أجزاء. الأول يتعلق بالتخطيط وتحسين أوقات وموارد تنفيذ المشروع. تم استخدام أساليب مثل تحليل المخاطر وتخطيط المهام باستخدام برنامج Primavera P6 لتحسين الجداول الزمنية.

الكلمات المفتاحية: دراسة تقنية، جسر علوي، حساب الحجم، تخطيط، تحسين الموارد، تحليل المخاطر.

Abstract

This project highlights two key competencies for any graduate: conducting a technical study and acquiring a managerial vision to successfully lead a project. It provides the opportunity to merge these two closely related fields.

The technical study concerns the viaduct located in Draria, intended to connect the second ring road to the southern ring road. The viaduct, 411 meters long and 10.65 meters wide, consists of 11 spans of varying lengths. The study was carried out using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025 software, allowing for the modeling of the bridge and the analysis of stresses and deformations under different load combinations. The work includes the design of the deck as well as the study of prestressing and reinforcement, incorporating both immediate and long-term prestress losses.

As for the managerial approach, it addresses the planning, optimization of deadlines, and resource allocation for project execution. Methods such as risk analysis and task scheduling via Primavera P6 software were used to optimize timelines.

Keywords: Technical study, viaduct, design, planning, resource optimization, risk analysis.

Résumé

Ce projet valorise deux compétences clés pour tout diplômé : la réalisation d'une étude technique et l'acquisition d'une vision managériale pour mener à bien un projet. Il offre l'opportunité de fusionner ces deux domaines étroitement liés.

L'étude technique concerne le viaduc situé à Draria, destiné à relier la deuxième rocade à la rocade sud. Le viaduc, long de 411 mètres et large de 10,65 mètres, se compose de 11 travées de longueurs variées. L'étude a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025, permettant de modéliser le pont et d'analyser les sollicitations et déformations sous différentes combinaisons de charges. Les travaux effectués incluent le dimensionnement du tablier ainsi que l'étude de la précontrainte et du ferrailage, en intégrant les pertes de précontrainte instantanées et différées.

Quant à l'approche managériale, elle traite de la planification, l'optimisation des délais et des ressources de réalisation du projet. Des méthodes telles que l'analyse des risques et la planification des tâches via le logiciel Primavera P6 ont été utilisées pour optimiser les délais.

Mots clés : Étude technique, viaduc, dimensionnement, planification, optimisation des ressources, analyse des risques.

Dédicaces

Je dédie ce travail

À mon père, qui m'a toujours soutenu avec amour et encouragement,
sans tes sacrifices, je n'aurais jamais atteint ce point.

À ma mère, rayon de soleil illuminant ma vie, pour ton amour infini et
ton soutien indéfectible. Tu as été ma source de force et d'inspiration.

À mon frère, soutien moral, pour ta présence constante et tes précieux
conseils.

À mes amis, pour votre fidélité et votre soutien tout au long de ces
années

À mes camarades de l'École Nationale Polytechnique, devenus plus que
des amis. Ensemble, nous avons surmonté les défis et partagé des
moments inoubliables.

À mes encadrants, pour leurs conseils, et leur patience tout le long du
projet.

Enfin, à tous les futurs ingénieurs. Puissiez-vous trouver dans ces pages
la motivation et l'encouragement nécessaires pour poursuivre vos rêves
avec passion.

Merci pour tout !

Remerciements

Tout d'abord, je remercie le Tout-Puissant **ALLAH** pour m'avoir donné le courage et la patience pendant le développement de ce modeste travail.

Je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude mes chers encadrants : **Mme. Djamilia CHERRID** et **M. Fayçal ZEMMOUR**, pour leur soutien continu, leurs conseils inestimables et leurs commentaires avisés tout au long de ce projet.

Je tiens également à remercier chaleureusement tous les membres de COSIDER OA qui m'ont accueilli au sein de leur entreprise et qui m'ont suivi durant mon stage. Votre aide précieuse et vos conseils pratiques ont été d'une grande aide dans la réalisation de ce projet.

J'adresse aussi mes remerciements à la présidente du jury **Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE**, ainsi qu'à mon examinateur **M A.TADJADIT**, pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

Un merci spécial à tous mes collègues et amis qui ont contribué à ce projet par leur soutien, leur collaboration et leurs encouragements. Votre aide et votre motivation ont été cruciales pour surmonter les défis rencontrés au cours de ce parcours.

Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont cru en moi et m'ont soutenu tout au long de cette aventure. Votre foi et vos encouragements ont été mon inspiration et ma force.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

Introduction générale 13

CHAPITRE I : CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE 15

1. Caractéristiques générales16

1.1. Introduction16

1.2. Caractéristiques Générales de l'Ouvrage16

1.3. Données naturelles.....19

1.3.1. Données géotechniques19

1.3.2. Données sismologiques.....19

1.3.3. Données climatiques20

2. Caractéristiques des matériaux du tablier20

2.1. Caractéristiques du béton.....20

2.1.1. Résistance caractéristique à la compression.....20

2.1.2. Résistance à la traction21

2.1.3. États limites21

2.1.4. Modules de déformation22

2.2. Les aciers.....23

2.2.1. Les aciers passifs23

2.2.2. Les aciers actifs24

3. Conclusion.....24

CHAPITRE II : CALCUL ET CHARGEMENT DU TABLIER..... 25

1. Dimensionnement du tablier26

1.1. Introduction26

1.2. Caractéristiques géométriques de la dalle26

1.2.1. Calcul de la surface de la dalle27

1.2.2. Calcul du centre d'inertie28

2. Charges et surcharges.....30

2.1. Actions dues au trafic.....30

2.1.1. Largeur roulable L_r 30

2.1.2. Largeur chargeable L_c 31

2.1.3.	Nombre de voies N	31
2.1.4.	Largeur de voie L_v	31
2.1.5.	Classe du pont.....	32
2.1.6.	Système de charge A	32
2.1.7.	Système de charge B	33
2.1.8.	Système militaire Mc120	35
2.1.9.	Convoi exceptionnel D240	35
2.2.	Evaluation des charges CP+CCP.....	36
2.2.1.	Poids propre des éléments porteurs CP	36
2.2.2.	Poids propre des éléments non porteurs CCP	36
2.3.	Combinaisons de charges.....	37
3.	Modélisation numérique	38
3.1.	Introduction	38
3.2.	Présentation du logiciel	38
3.3.	Etapes de la modélisation	38
3.4.	Affectations des charges et surcharges.....	39
3.4.1.	Affectation des charges complémentaires permanentes.....	39
3.4.2.	Affectation des surcharges.....	40
3.4.3.	Affectation des surcharges roulables.....	40
3.4.4.	Définition des combinaisons de charges.....	41
3.5.	Résultats obtenus	41
4.	Conclusion.....	42

CHAPITRE III : ETUDE DES FERRAILLAGES PASSIFS ET ACTIFS 44

1.	Etude de le précontrainte.....	45
1.1.	Introduction	45
1.2.	Classe de la précontrainte	45
1.3.	Caractéristiques des matériaux.....	46
1.4.	Détermination du tracé optimal	47
1.5.	Calcul du nombre total de câbles	48
1.6.	Calcul des pertes	49
1.6.1.	Pertes de tension instantanées.....	50
1.6.2.	Pertes de tension différées	52
1.6.3.	Pertes totales.....	55
1.7.	Disposition des câbles.....	55
2.	Ferraillage passif	56
2.1.	Espacement des armatures	57
2.2.	Calcul du ferraillage	57
2.2.1.	Ferraillage longitudinal.....	57
2.2.2.	Ferraillage transversal de la section rectangulaire	58

2.3.3.	Ferraillage des encorbellements	61
2.3.4.	Schéma de ferraillage de la dalle	68
3.	Calcul des déformations	68
3.1.	Calcul des flèches	69
3.1.1.	Flèche due au poids propre.....	69
3.1.2.	Flèche due aux surcharges.....	70
3.1.3.	Flèche due à la précontrainte	70
3.1.4.	Flèche totale.....	72
3.2.	Calcul des rotations.....	73
3.2.1.	Rotation due au poids propre	73
3.2.2.	Rotation due aux surcharges	73
3.2.3.	Rotation due à la précontrainte.....	73
3.2.4.	Rotation totale	73
3.3.	Calcul des déplacements.....	73
3.3.1.	Déplacement dû à une rotation d'appui	73
3.3.2.	Déplacement du au retrait.....	74
3.3.3.	Déplacement du au fluage	74
3.3.4.	Déplacement dû à la variation de température.....	74
3.3.5.	Déplacement totale.....	75
4.	Conclusion.....	75

CHAPITRE IV : PLANIFICATION MANAGÉRIALE DU PROJET VIADUC V1 76

1.	Introduction	77
2.	Analyse SWOT	77
2.1.	Définition	77
2.2.	Avantages de l'analyse SWOT	77
2.3.	Piliers de l'analyse SWOT.....	78
2.3.1.	Forces.....	78
2.3.2.	Faiblesses	78
2.3.3.	Opportunités	79
2.3.4.	Menaces.....	79
3.	Analyse des risques	79
3.1.	Définition	79
3.2.	Evaluation des paramètres	80
3.3.	Matrice des risques.....	82
3.4.	Mesures préventives	84
4.	Ressources mobilisées	84
4.1.	Introduction	84
4.2.	Ressources Humaines.....	84

4.3.	Ressources matérielles	86
4.4.	Ressources financières et calcul des coûts	88
4.4.1.	Optimisation par PRIMAVERA	88
4.4.2.	Optimisation par la méthode de PERT-Coût	91
5.	Conclusion.....	96
	Conclusion Générale.....	98
	Bibliographie	100
	Annexes.....	102

Liste des Figures

Figure I-1 : Vue en plan du Viaduc V1.....	16
Figure I-2 : Coupes longitudinales du viaduc.....	17
Figure I-3 : Coupe transversale au niveau de la pile.....	17
Figure I-4 : Coupe transversale en travée.....	18
Figure I-5 : Coupe transversale au niveau de la culée.....	18
Figure II-1 : Coupe transversale de la dalle incluant ses dimensions.....	27
Figure II-2 : Coupe transversale de la demi-dalle divisée en sections.....	27
Figure II-3 : Coupe transversale de la demi-dalle divisée en sections pour calcul du centre d'inertie.....	28
Figure II-4 : Illustration des creux de la dalle.....	29
Figure II-5 : Largeur équivalente.....	30
Figure II-6 : Largeur chargeable et largeur roulable.....	31
Figure II-7 : Système Br.....	34
Figure II-8 : Convoi Mc120.....	35
Figure II-9 : Convoi type D240.....	36
Figure II-10 : Modélisation de la dalle sur ROBOT 2025 (Vue XY et 3D respectivement).....	38
Figure II-11 : Affectation des charges.....	39
Figure II-12 : Affectation des surcharges A et des surcharges sur trottoirs.....	40
Figure II-13 : Affectation des surcharges roulables.....	40
Figure II-14 : Résultat effort tranchant sous le poids propre de la dalle.....	41
Figure II-15 : Résultat moment fléchissant sous le poids propre de la dalle.....	41
Figure II-16 : Résultat effort tranchant à l'ELU.....	42
Figure II-17 : Résultat moment fléchissant à l'ELU.....	42
Figure II-18 : Résultat effort tranchant à l'ELS.....	42
Figure II-19 : Résultat moment fléchissant à l'ELS.....	42
Figure III-1 : Étapes de la précontrainte par post-tension.....	45
Figure III-2 : Schéma illustrant le tracé du câble de précontrainte.....	47
Figure III-3 : Illustration de la disposition des câbles.....	55
Figure III-4 : Disposition des câbles.....	56
Figure III-5 : Cartographie des moments de la dalle Myy.....	58
Figure III-6 : Section d'étude du ferrailage de la dalle.....	59
Figure III-7 : Coupe transversale de la dalle.....	61
Figure III-8 : Coupe transversale de l'encorbellement.....	62
Figure III-9 : Coupe transversale du trottoir avec corniche.....	62
Figure III-10 : Hauteur équivalente de la section 1 de l'encorbellement.....	66
Figure III-11 : Hauteur équivalente de la section 2 de l'encorbellement.....	66
Figure III-12 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	68
Figure III-13 : Flèche due au poids propre.....	70

Figure III-14 : Diagramme de Mp	71
Figure IV-1 : Plan d'installation du chantier	87
Figure IV-2 : Planning final "Viaduc V1"	90
Figure V-1 : Coupe lithologique au niveau du Viaduc V1.....	103
Figure V-2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	103
Figure V-3 : Tableau Excel présentant le taux d'avancement du planning.....	104

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : Caractéristiques des câbles de précontrainte	24
Tableau II-1 : Elancements h/L_p recommandés pour une dalle élégie	26
Tableau II-2 : Coefficients a_1	32
Tableau II-3 : Coefficients a_2	33
Tableau II-4 : Valeurs de A	33
Tableau II-5 : Récapitulatif et calcul du poids total du tablier	34
Tableau II-6 : Valeurs de S_{bc}	34
Tableau II-7 : Valeurs de S_{bt}	35
Tableau II-8 : Récapitulatif et calcul du poids total du tablier	37
Tableau II-9 : Récapitulatif des combinaisons de charges	37
Tableau II-10 : Récapitulatif des combinaisons de charges appliquées à notre structure sur ROBOT	41
Tableau III-1 : Caractéristiques des câbles de précontrainte	46
Tableau III-2 : Perte de tension par frottement	50
Tableau III-3 : Pertes dues au recul d'ancrage	51
Tableau III-4 : Pertes dues aux déformations du béton (Raccourcissement)	52
Tableau III-5 : Pertes de tension instantanées totales	52
Tableau III-6 : Pertes par retrait du béton	53
Tableau III-7 : Pertes par fluage du béton	54
Tableau III-8 : Pertes par relaxation des aciers	54
Tableau III-9 : Total des pertes différées	55
Tableau III-10 : Pertes totales	55
Tableau III-11 : Calcul du centre de gravité de l'encorbellement	62
Tableau III-12 : Calcul du centre de gravité du trottoir avec corniche	63
Tableau III-13 : Calcul du moment dû à la précontrainte	71
Tableau III-14 : Calcul du moment dû à la précontrainte	72
Tableau IV-1 : Evaluation de la probabilité	80
Tableau IV-2 : Evaluation de la gravité	80
Tableau IV-3 : Identification des risques	81
Tableau IV-4 : Matrice des risques	82
Tableau IV-5 : Code couleur relatif à la matrice des risques	82
Tableau IV-6 : Matrice des risques relative au Viaduc V1	83
Tableau IV-7 : Mesures préventives	83
Tableau IV-8 : Code couleur pour la matrice RACI	84
Tableau IV-9 : Matrice RACI	85
Tableau IV-10 : Accélération des travaux préparatoires	94
Tableau IV-11 : Accélération de la superstructure	95
Tableau IV-12 : Accélération du lot route	96

Liste des Abréviations

- **SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- **19T15** : 19 torons de 15.7 mm de diamètre .
- **BAEL** : Béton armé aux États limites.
- **BPEL** : Béton précontraint aux États limites.
- **CCP** : Complément des charges permanentes.
- **CP** : Charges permanentes.
- **E_{i28}** : Module de déformation longitudinal.
- **ELS** : États limites en service.
- **ELU** : États limites ultime.
- **E_p** : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
- **E_s** : Module d'Elasticité de l'acier.
- **f_{c28}** : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
- **f_e** : Limite d'Elasticité de l'acier.
- **f_{peg}** : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
- **f_{prg}** : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
- **f_{t28}** : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
- **f_{su}** : Force de service ultime.
- **HA** : Haute Adhérence.
- **L_r** : Largeur Roulable.
- **L_c** : Largeur Chargeable.
- **L_g** : Largeur des garde-corps.
- **L_g** : Largeur des glissières.
- **L_v** : Largeur de voie.
- **L_p** : Longueur de travée.
- **e_m** : Excentricité des câbles inférieurs.
- **e_b** : Excentricité des câbles supérieurs.
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **RPOA** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- **QHSE** : Qualité, hygiène, santé et environnement .
- **SWOT** : Strength, Weaknesses, Opportunities, Threats
- **ISO** : Définit par l'organisation internationale de normalisation
- **PERT** : Program Evaluation an Review Technique.
- **σ_{po}** : Tension a l'origine.
- **σ_p** : Contrainte de Traction du au moment max.
- **σ_s** : Contrainte limite de l'acier.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

L'Algérie, en pleine expansion démographique, se trouve confrontée à des défis majeurs en matière d'infrastructures routières pour répondre aux besoins croissants de sa population. Dans ce contexte, le développement du réseau routier et des ouvrages d'art revêt une importance stratégique pour faciliter la mobilité des citoyens et soutenir la croissance économique du pays.

Le viaduc V1 PK1+529, situé à Draria, s'inscrit pleinement dans cette dynamique de modernisation et d'optimisation des infrastructures, en tant que contournement essentiel pour désengorger les voies de circulation existantes et améliorer la fluidité du trafic dans la wilaya d'Alger.

La construction de ce viaduc, d'une longueur de 400 mètres est constitué de deux tabliers identiques jumelés, repose sur une technique exclusive en Algérie, la dalle élégie, qui se distingue par sa capacité à réduire le poids de la structure tout en garantissant sa solidité et sa durabilité. Cette approche novatrice témoigne de l'engagement du secteur des ouvrages d'art en Algérie à adopter des méthodes de construction modernes et efficaces pour répondre aux normes internationales en matière d'infrastructures.

En ce sens, mon travail sera partagé en deux parties;

La première partie vise à étudier le tablier, en évaluant, d'une part, les charges et surcharges qui sont appliquées sur ce dernier et en modélisant sa structure. D'autre part, l'étude de la précontrainte, du ferrailage de la dalle et des vérifications des déformations sont effectuées analytiquement.

Par la suite, la planification ainsi que l'optimisation des délais et des ressources de réalisation seront au cœur de mon analyse, tout en mettant le point sur l'importance de la gestion des aspects logistiques et opérationnels de cet ouvrage.

À cet effet, une étude des risques, ainsi qu'une analyse SWOT, ont été intégrées à la démarche de recherche pour identifier les défis potentiels, évaluer la position de l'entreprise impliquée dans le projet, et proposer des solutions stratégiques pour surmonter les obstacles rencontrés. Cette approche globale et méthodique permettra de mettre en lumière les enjeux majeurs liés à la réalisation du viaduc V1 et d'apporter des recommandations pertinentes pour garantir le succès de ce projet dans la région d'Alger.

CHAPITRE I :
CARACTERISTIQUES DE
L'OUVRAGE

1. Caractéristiques générales

1.1. Introduction

L'étude et la conception d'un pont représentent un exercice complexe et multidisciplinaire, demandant une solide compréhension des différents types de structures, ainsi que de leur prédimensionnement et des défis liés à leur construction. L'objectif principal de l'ingénieur est de développer une solution adaptée aux contraintes naturelles et fonctionnelles imposées par le site. Cette solution doit être économiquement viable tout en respectant les considérations architecturales pour assurer une intégration harmonieuse dans son environnement.

1.2. Caractéristiques Générales de l'Ouvrage

Le viaduc V1 situé au PK1+529 va contourner Draria pour connecter la deuxième rocade (en direction de Khraicia) à la rocade sud (en direction du Stade 5 Juillet 1962). Voici ses principales caractéristiques :

- Longueur du viaduc : 411m.
- Largeur du tablier : 10.65m.
- Constituée de 11 de 39.5m de longueur.
- Hauteur du viaduc : Entre 5.1m et 12.9m. [1]

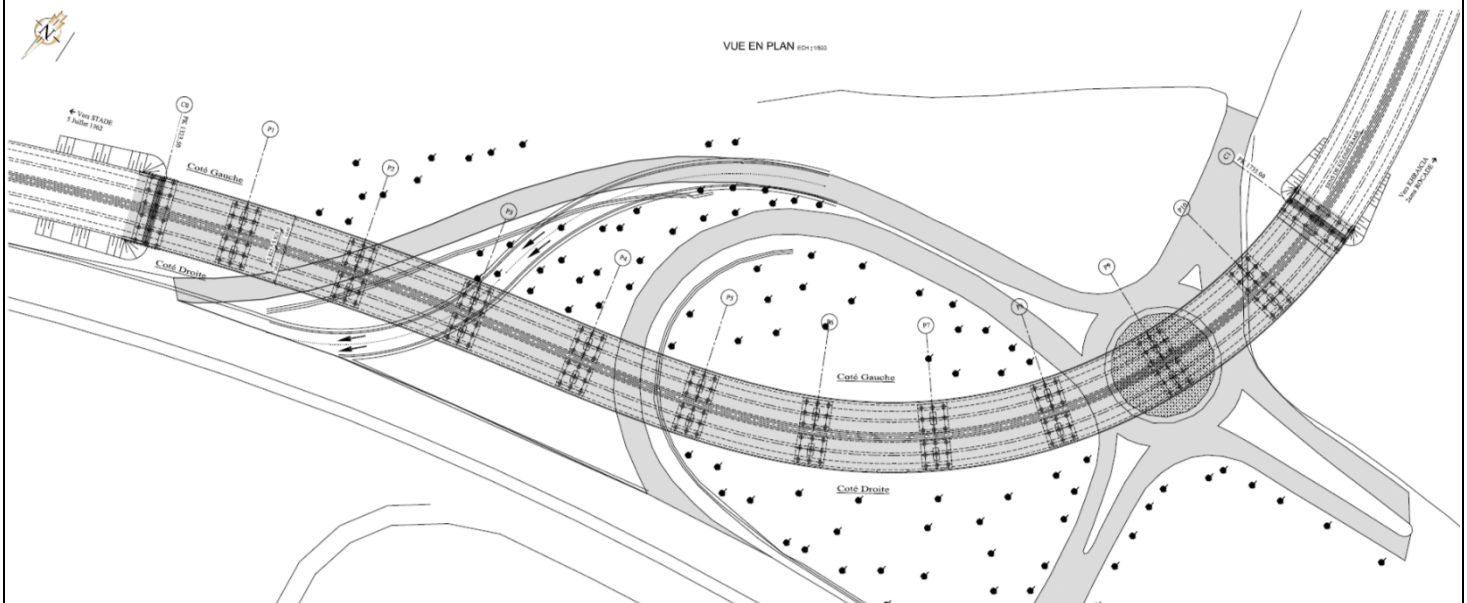


Figure I-1 Vue en plan du Viaduc V1

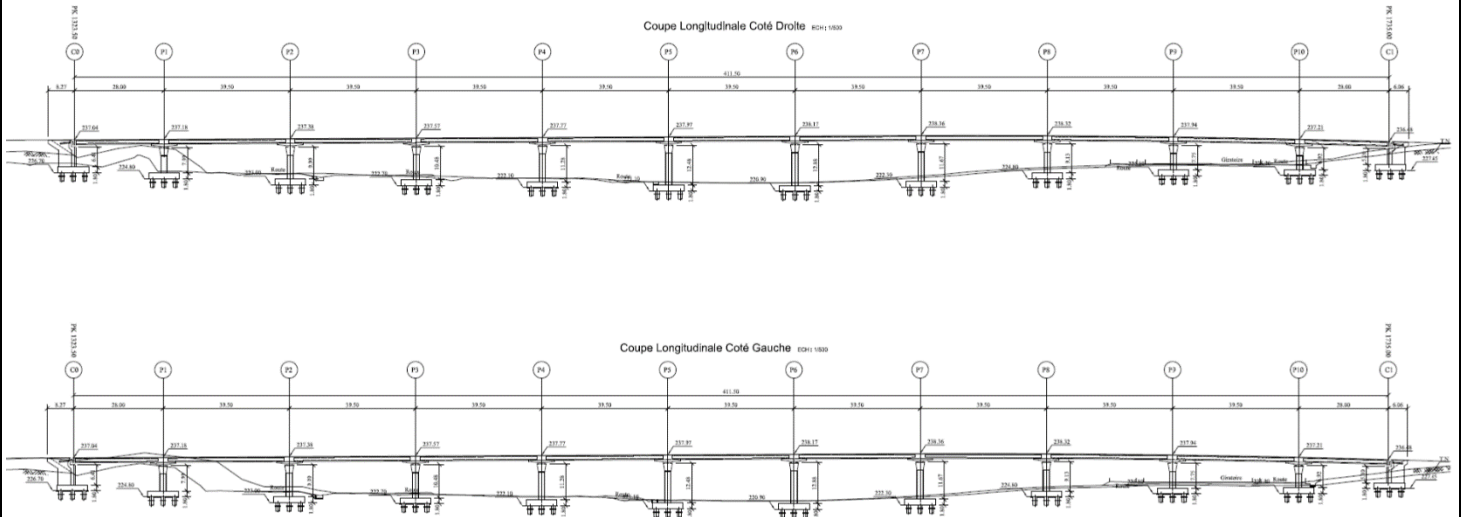


Figure I-2 Coupes longitudinales du viaduc

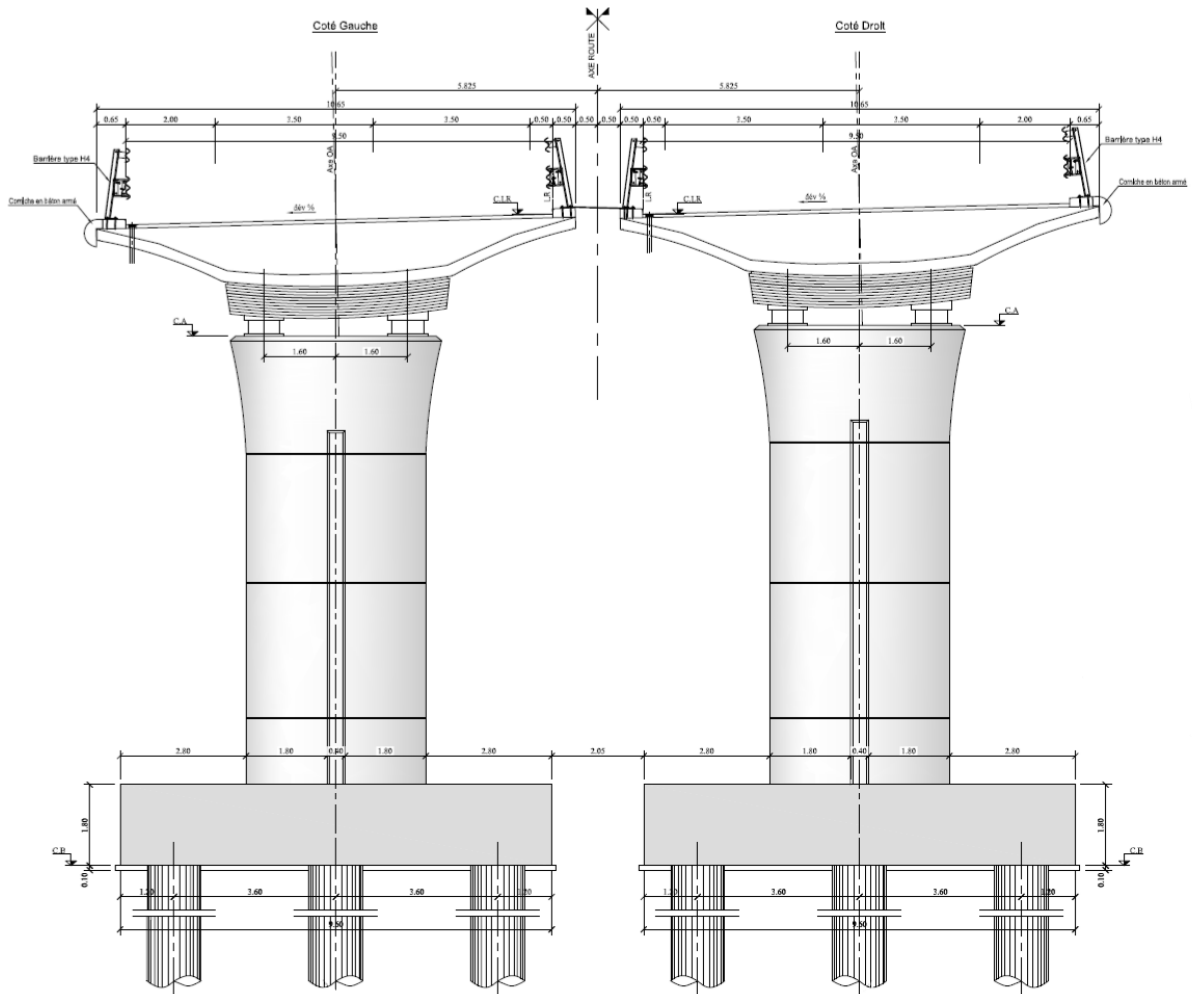


Figure I-3 Coupe transversale au niveau de la pile

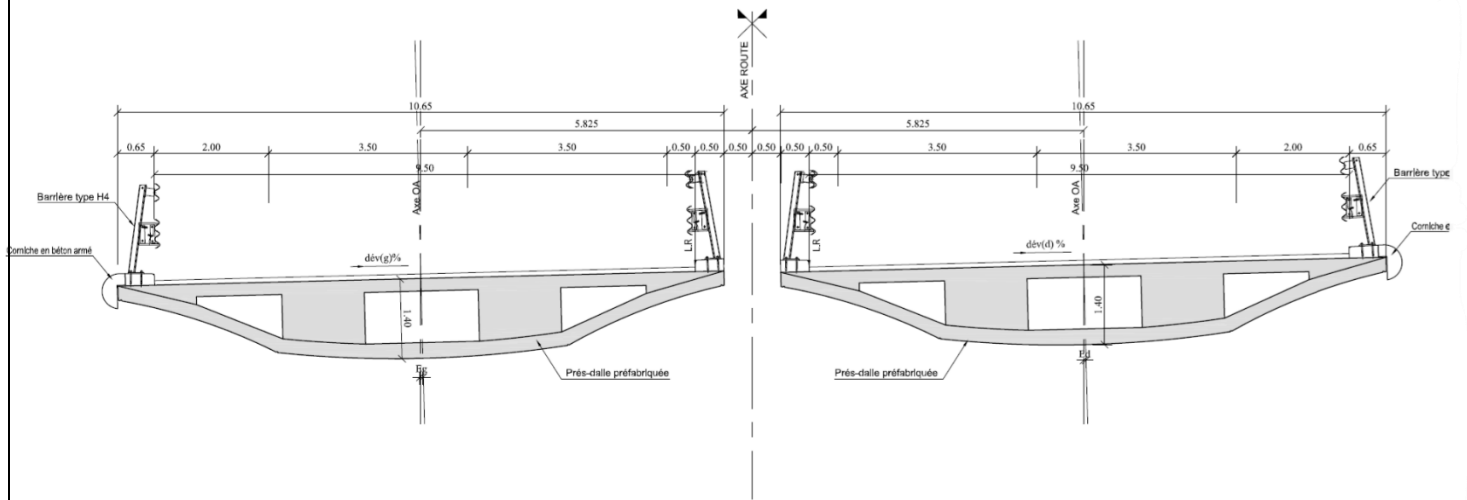


Figure I-4 Coupe transversale en travée

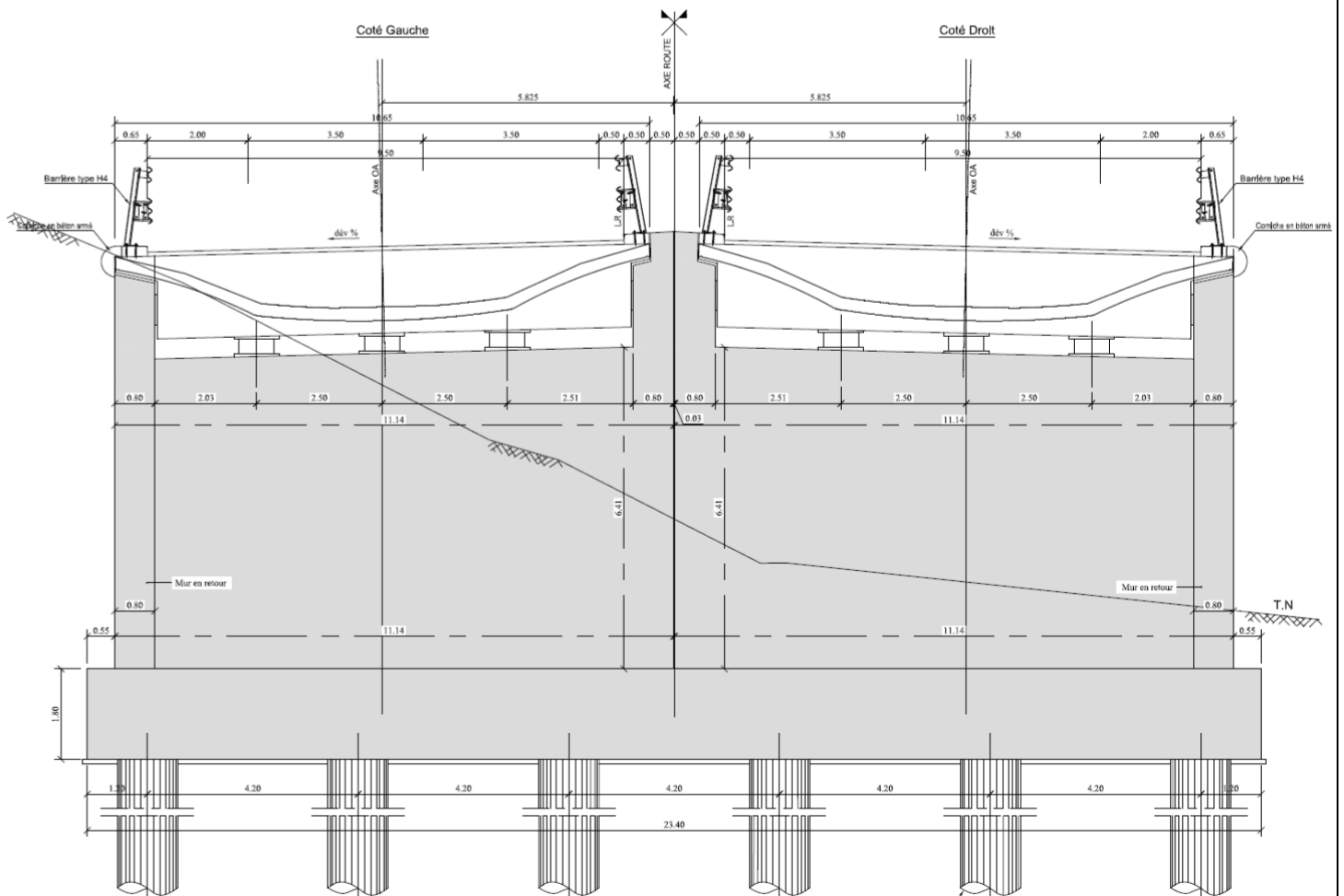


Figure I-5 Coupe transversale au niveau de la culée

1.3. Données naturelles

Ce chapitre constitue les données géotechniques, hydrologiques et sismologiques, ainsi que le type choisi des fondations du Viaduc V1 situé au PK 1+300 dans le cadre du projet de réalisation de la liaison autoroutière entre la Rocade sud / 2ème Rocade et le contournement de la ville de Draria.

1.3.1. Données géotechniques

Selon le rapport géotechnique préliminaire pour la réalisation de la liaison autoroutière de Draria, des sondages carottés (SC1 à SC5) et pressiométriques (SP1 à SP5) ont été effectués le long du tracé du viaduc. Les analyses ont identifié plusieurs couches lithologiques à partir de la surface :

- Une couche de couverture constituée de terrains récents (terre végétale, remblais et asphalte) d'une épaisseur allant de 0,6 m à 3,0 m.
- Une couche d'argile due à l'altération des couches sous-jacentes, avec une épaisseur pouvant atteindre 12,0 m.
- Un substratum marneux d'une épaisseur dépassant 40 m, dont la partie supérieure est altérée sur environ 5 m. [2]

La figure 1 du rapport se trouvant en Annexe 1 illustre cette configuration lithologique basée sur les données des sondages effectués.

1.3.2. Données sismologiques

La région d'Alger est située dans une zone de forte sismicité, classée selon les Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA 2008) comme suit :

- Zone sismique : 3 (sismicité forte)
- Groupe de pont : 3 (pont d'importance moyenne)
- Site : catégorie S3 (site très meuble) [2]

La carte de zonage sismique du territoire national se trouve dans l'annexe 2.

1.3.3. Données climatiques

➤ Le vent

D'après le RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes), les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- ❖ 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- ❖ 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction. [3]

➤ La température

En moyenne, la wilaya d'Alger est connue par les données suivantes :

- ❖ 40°C la journée et 23°C la nuit en été.
- ❖ 10°C la journée et 0°C la nuit en hiver.

2. Caractéristiques des matériaux du tablier

Les caractéristiques essentielles des matériaux employés dans la construction du tablier, conformément aux normes techniques du "Béton Armé aux Etats Limites" (B.A.E.L) et du "Béton Précontraint aux Etats Limites" (B.P.E.L) ;

2.1. Caractéristiques du béton

2.1.1. Résistance caractéristique à la compression

La caractéristique mécanique clé du béton est sa résistance à la compression, mesurée à l'âge de 28 jours et notée f_{c28} . Cette résistance est évaluée à «j» jours selon les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83*j} * f_{c28} \quad (1)$$

Les bétons utilisés pour les ouvrages précontraints doivent posséder plusieurs qualités essentielles :

- Une excellente résistance à la compression, tant à court terme (quelques jours) qu'à long terme (28 jours et plus).
- Une bonne capacité à résister aux agents agressifs et aux intempéries.
- Une déformabilité minimale à la fois instantanée et différée.
- Une bonne maniabilité lors de la mise en œuvre.

Pour répondre à ces critères, nous opterons pour des bétons dont les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours sont conformes aux exigences spécifiées ;

. Pour l'infrastructure : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

. Pour le tablier : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

. Pour les éléments préfabriqués : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

2.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction à 28 jours est conventionnellement déterminée par la relation suivante : [4]

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} \quad (2)$$

Donc nous aurons :

. Pour l'infrastructure : $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$.

. Pour la superstructure : $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$.

2.1.3. États limites

Les états limites sont les conditions critiques au-delà desquelles une structure ou un de ses éléments ne peut plus satisfaire aux exigences de sécurité, de durabilité ou de fonctionnalité définies lors de sa conception. Il existe deux catégories principales d'états limites :

- États Limites Ultimes (ELU) : Ces états correspondent aux limites de résistance des matériaux (béton et acier) et mettent en jeu la sécurité de la structure, comme le risque d'effondrement. Ils ne doivent pas être dépassés sous peine de compromettre la stabilité globale de l'ouvrage.
- États Limites de Service (ELS) : Ces états concernent le comportement en service de la structure, comme l'ouverture excessive des fissures ou les déformations trop importantes, qui peuvent affecter la durabilité, l'aspect ou le confort des usagers. Ils ne doivent pas être atteints pour garantir le bon fonctionnement de l'ouvrage pendant sa durée de vie. [5]

La vérification du respect de ces états limites est essentielle pour assurer la sécurité et la pérennité des ouvrages en béton armé ou précontraint, conformément aux règles techniques en vigueur (BAEL, BPEL)

- ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad (3) \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

Cas d'une situation durable : $\gamma_b = 1.5$

Et on a pour :

. L'infrastructure : $f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$

. La superstructure : $f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 22.67 \text{ MPa}$

- ELS :

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S est définie par les formules :

. $\sigma_{bc} = 0.5 * f_{c28}$: en service

. $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$: en construction (A utiliser dans les calculs)

. Pour la superstructure :

$$\sigma_{bc} = 20 \text{ MPa (en service)}$$

$$\sigma_{bc} = 24 \text{ MPa (en construction)}$$

. Pour l'infrastructure :

$$\sigma_{bc} = 13.5 \text{ MPa (en service)}$$

$$\sigma_{bc} = 16.2 \text{ MPa (en construction)}$$

2.1.4. Modules de déformation

➤ Module de déformation longitudinale de béton E

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{i28} = 11000 * (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11000 \text{ MPa (infrastructure)}$$

$$E_{i28} = 11000 * (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 37619 \text{ MPa (superstructure)}$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{v28} = \frac{E_{i28}}{3} = 3700 * (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11000 \text{ MPa (infrastructure)}$$

$$E_{v28} = \frac{E_{i28}}{3} = 3700 * (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 12539 \text{ MPa (superstructure)}$$

➤ Module de déformation transversale de béton G

Il est donné par la formule suivante (Loi de Hooke) :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4)$$

ν : coefficient de poisson est le rapport de déformation transversale à la déformation longitudinal.

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

- ELU : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 16500 \text{ MPa (infrastructure)}$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 18809 \text{ MPa (superstructure)}$$

- ELS : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 13750 \text{ MPa (infrastructure)}$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 15674 \text{ MPa (superstructure)}$$

2.2. Les aciers

Dans les ouvrages en béton précontraint, deux types d'aciers sont employés pour assurer la performance et la durabilité de la structure :

- Les aciers passifs : Pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration
- Les aciers actifs : Pour la précontrainte.

2.2.1. Les aciers passifs

➤ Limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$.

➤ Module d'élasticité $E_s = 190000 \text{ MPa}$.

➤ Contraintes limites de traction

- A l'ELS :

Fissurations non préjudiciables : Pas de limitation

Fissurations préjudiciables : $\sigma_s = \max(0.5 * f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$

Fissurations très préjudiciables : $\sigma_s = \max(0.4 * f_e ; 88 * \sqrt{\eta * f_{tj}})$

Coefficient de fissuration ;

. Pour les aciers à haute adhérence HA : $\eta = 1.6$

. Pour les ronds lisses : $\eta = 1$

- A l'ELU :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (5)$$

. Pour les situations accidentelles : $\gamma_s = 1 \Rightarrow f_{su} = 500 \text{ MPa}$

. Pour les situations durables : $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow f_{su} = 434.75 \text{ MPa}$

2.2.2. Les aciers actifs

Ce sont des armatures en acier à haute résistance principalement conçus pour les constructions en béton précontraint par pré ou post tension, les détails sur ces aciers, seront détaillés dans l'étude de la précontrainte. [6]

Tableau I-1 Caractéristiques des câbles de précontrainte

Caractéristiques des câbles de précontrainte	
Contrainte caractéristique garantie	$f_{peg} = 1860 \text{ MPa}$
Contrainte de rupture garantie	$f_{prg} = 1600 \text{ MPa}$
Module d'élasticité	$E_p = 195000 \text{ MPa}$
Section d'un câble	$A_p = 2850 \text{ mm}^2$
Coefficient de recul d'encrage	$g = 6 \text{ mm}$
Coefficient de frottement en courbe	$f = 0.18 \text{ rd-1}$
Coefficient de frottement en ligne	$\phi = 0.002 \text{ m}$

3. Conclusion

Après avoir présenté les données fonctionnelles ainsi que les données climatiques, sismologiques, et géologiques, nous avons ensuite défini les caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la construction de notre viaduc. Les principaux matériaux utilisés sont le béton, avec une résistance f_{c28} de 27 MPa et de 40 MPa, les aciers passifs de type FeE500, et les aciers actifs constitués de câbles 19T15S. Le prédimensionnement du tablier sera abordé dans le chapitre suivant.

**CHAPITRE II : CALCUL ET
CHARGEMENT DU TABLIER**

1. Dimensionnement du tablier

1.1. Introduction

Le tablier est la partie de l'infrastructure qui soutient directement la surface de la route et transfère les charges du trafic aux points d'appui tout en maintenant l'intégrité structurelle. Ses dimensions, sa forme et sa configuration sont conformes aux normes établies par le règlement R.C.P.R 2008.

1.2. Caractéristiques géométriques de la dalle

Les tabliers de pont à dalles élégies se caractérisent par la présence de vides longitudinaux dans la section du béton, ce qui permet un gain de poids propre sans pour autant modifier l'inertie de la section (le rendement de la section va augmenter). Ce type de dalles peut avoir des portées plus grandes.

Les trous de la dalle peuvent avoir soit une forme circulaire soit trapézoïdale irrégulière, cette dernière présente la meilleure solution puisque son coffrage résiste aux poussées du béton frais mieux que le coffrage circulaire. [7]

L'épaisseur h des dalles élégies est donnée par les élancements h/L_p selon le tableau suivant :

Tableau II-1 Elancements h/L_p recommandés pour une dalle élégie en béton précontraint. [8]

1 travée	2 travées			3 travées ou plus		
	Epaisseur constante	Epaisseur variable		Epaisseur constante	Epaisseur variable	
		Sur appui	En travée		Sur appui	En travée
1/22	1/25	1/20	1/30	1/30	1/24	1/42

Nous avons un viaduc de 11 travées (3 travées ou plus) d'épaisseur constante. L'élancement h/L_p est donc : 1/30

- Pour les travées d'extrémités : une longueur de 28m ;

$$\frac{h}{L_p} = \frac{1}{30} \Rightarrow h = \frac{L_p}{30} = 0.9333 \text{ m}$$

- Pour les travées intermédiaires : une longueur de 39.5m ;

$$\frac{h}{L_p} = \frac{1}{30} \Rightarrow h = \frac{L_p}{30} = 1.31666 \text{ m}$$

L_p étant la longueur de la travée

. Pour la hauteur de la dalle on prend donc la moyenne :

$$h_{dalle} = \frac{0.9333 + 1.31666}{2} = 1.12 \text{ m}$$

La figure suivante représente les dimensions de la dalle que nous étudions ;

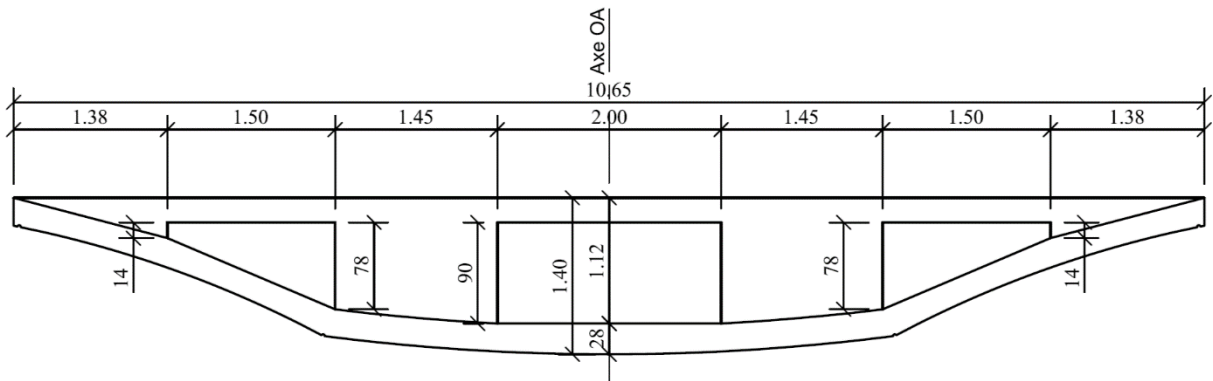


Figure II-1 Coupe transversale de la dalle

1.2.2 Calcul de la surface de la dalle :

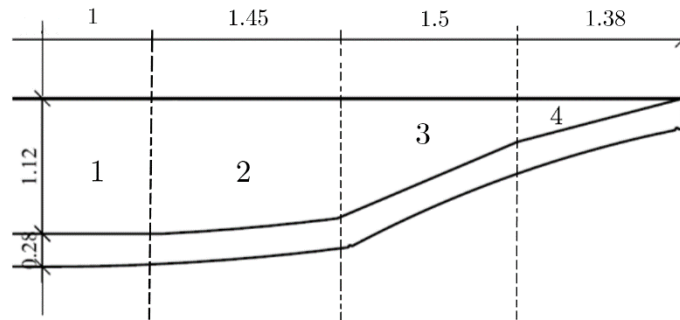


Figure II-2 Coupe transversale de la demi-dalle

$$1^{\text{e}} \text{ Section: } S_1 = 1.4 \times 1 = 1.4 \text{ m}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ Section: } S_2 = (1.26 + 1.4) \times \frac{1.45}{2} = 1.93 \text{ m}^2$$

$$3^{\text{e}} \text{ Section: } S_3 = (1.26 + 0.64) \times \frac{1.5}{2} = 1.425 \text{ m}^2$$

$$4^{\text{e}} \text{ Section: } S_4 = (0.28 + 0.64) \times \frac{1.38}{2} = 0.634 \text{ m}^2$$

$$S_{dalle.pleine} = 2 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) = 10.778 \text{ m}^2$$

➤ Calcul de la surface des creux :

$$1^{\text{e}} \text{ Section: } S1 = 0.9 \times 2 = 1.8 \text{ m}^2$$

$$2^{\text{e}} \text{ Section: } S2 = (0.14 + 0.78) \times \frac{1.5}{2} = 0.69 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nerfures}} = S1 + 2 \times S2 = 3.18 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{dalle}} = 7.6 \text{ m}^2$$

1.2.1. Calcul du centre d'inertie :

Le centre d'inertie de la dalle est donné par la formule suivante :

$$I_{g\text{dalle}} = I_{g\text{dalle pleine}} - I_{g\text{creux}}$$

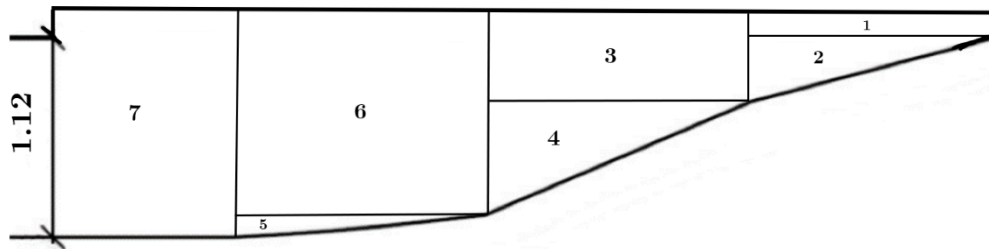


Figure II-3 Coupe transversale de la demi-dalle divisée en sections pour calcul du centre d'inertie

- Centre d'inertie dalle pleine :

$$I_{g1} = 0.1 \text{ m}^4$$

$$I_{g2} = 0.008 \text{ m}^4$$

$$I_{g3} = 0.09 \text{ m}^4$$

$$I_{g4} = 0.044 \text{ m}^4$$

$$I_{g5} = 0.052 \text{ m}^4$$

$$I_{g6} = 0.248 \text{ m}^4$$

$$I_{g7} = 0.253 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow I_{g\text{dalle}} = 0.795 \text{ m}^4$$

- Centre d'inertie des creux :



Figure II-4 Illustration des creux de la dalle

$$I'_{g1} = 0.014 \text{ m}^4$$

$$I'_{g2} = 0.01 \text{ m}^4$$

$$I'_{g3} = 0.07 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow I_{g\text{creux}} = 0.095 \text{ m}^4$$

On trouvera alors le centre d'inertie de la dalle :

$$\begin{aligned} I_{g\text{dalle}} &= I_{g\text{dalle pleine}} - I_{g\text{creux}} \\ &= 1.40 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Calcul du rayon de giration :

Celui-ci est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned} i &= \frac{I_{gx}}{S} \quad (6) \\ &= \frac{1.4}{7.8} = 0.18 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Calcul du rendement géométrique :

Celui-ci est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{I_{gx}}{S \cdot v \cdot v'} \\ &= \frac{1.4}{3.68} = 0.38 \end{aligned}$$

Largeur équivalente :

La dalle rectangulaire équivalente est une dalle ayant la même inertie que la dalle réelle, avec une hauteur h et une largeur $2b$. Elle doit vérifier ce qui suit :

$$2b = \frac{12 \cdot I_{gx}}{0,75 \cdot h^2}$$

$$= \frac{12 \cdot 1,4}{0,75 \cdot 1,4^2} = \mathbf{8,16 \text{ m}}$$

Selon les documents S.E.T.R.A., la dalle élargie de 5% de chaque côté doit recouvrir entièrement la largeur chargeable.

$$1,1 \times 2b = 1,1 \times 8,16 = 8,97 \text{ m} > L_c = 8,5 \text{ m}$$

(Vérifiée)

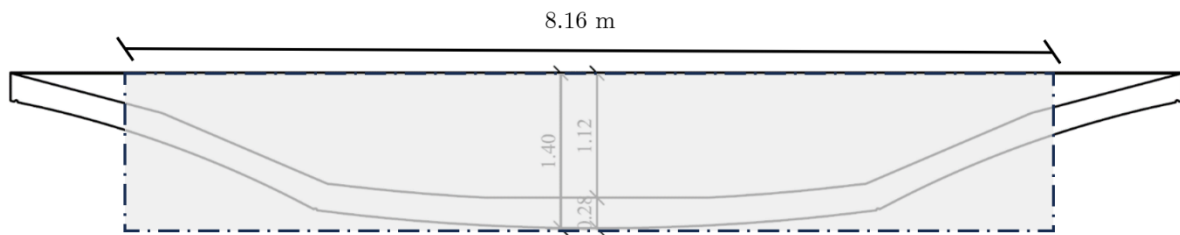


Figure II-5 Largeur équivalente [23]

2. Charges et surcharges

2.1. Actions dues au trafic

2.1.1. Largeur roulable L_r

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures [3]

Largeur totale du pont : $L_t = 10,65 \text{ m}$

$$\Rightarrow L_r = 10,65 - 0,65 - 0,5 = 9,5 \text{ m}$$

2.1.2. Largeur chargeable L_c

« 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 ou barrière) ». [3]

Celle-ci est donnée par la formule suivante :

$$L_c = L_r - n \times L.g \quad (7)$$

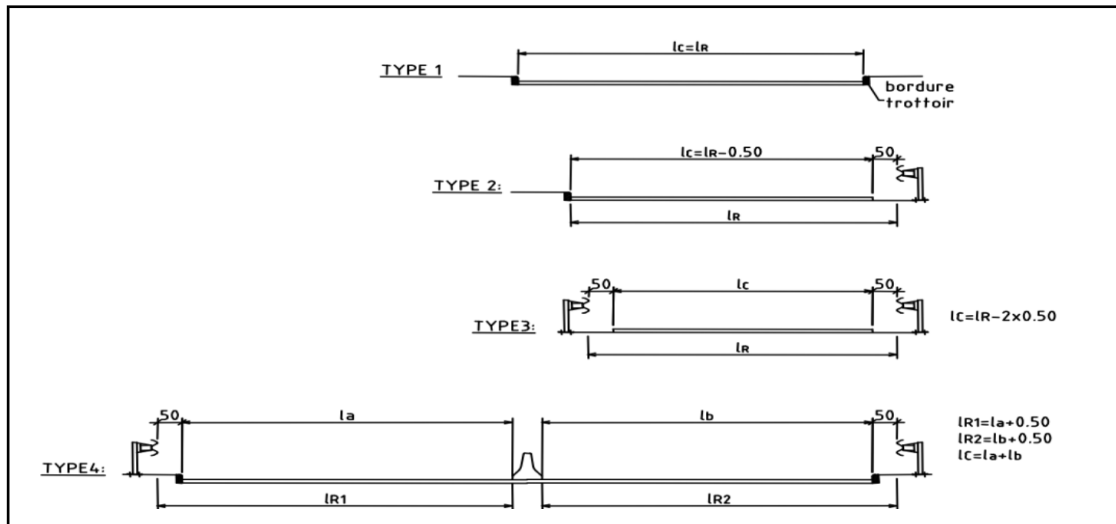


Figure II-6 Largeur chargeable et largeur roulable

Nous avons 1 glissière:

$$L_c = 9.5 - 0.5 = 9 \text{ m}$$

2.1.3. Nombre de voies N

Celui-ci est donné par la formule suivante :

$$N = E \left(\frac{L_c}{3} \right) = 3$$

Nous avons donc 3 voies.

2.1.4. Largeur de voie L_v

Représente le rapport entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{9}{3} = 3 \text{ m}$$

2.1.5. Classe du pont

Selon le R.C.P.R 2008 :

Nous avons : $Lr = 9.5 \text{ m} > 7 \text{ m} \Rightarrow$ le pont est de classe 1. [3]

2.1.6. Système de charge A

La chaussée des ponts supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du tableau

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times n \times Lv \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad [3]$$

Tel que la charge $A(l)$, exprimée en kilonewton par mètre carré (kN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée, l , exprimée en mètres par la formule :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{12 + L} \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right). \quad (8)$$

D'où :

$$A(39.5) = 9.29 \text{ KN/m}^2$$

Détermination de a_1

Tableau II-2 Coefficients a_1 [3]

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	-	-	-

Nous trouverons $a_1 = 0.9$

Détermination de a_2 : $a_2 = \frac{V_0}{Lv}$

Tableau II-3 Coefficients a_2 [3]

Classe de pont	v_o
première classe	3,5 m
deuxième classe	3,0 m
troisième classe.	2,75 m

Nous trouverons $a_2 = \frac{3.5}{3} = 1.16$

Les valeurs de A

Tableau II-4 Valeurs de A

A(l) (KN/m ²)	a1	a2	Lv	A (KN/m)
9.29	0.9	1.16	3	64.65

2.1.7. Système de charge B

« Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types,
- Le système Br se compose d'une roue isolée,
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems. » [3]

➤ Système de charge Bc

Un camion conforme au système Bc est équipé de trois essieux, chacun doté de roues simples équipées de pneumatiques [3]

La charge S_{Bc} est donnée par la formule suivante : $S = n \times 300 \times bc$

Avec :

n : Nombre de camions.

300KN : Poids d'un camion.

b_c : Coefficient fonction du nombre de voies = 1,1

Ce qui donnera les résultats suivants :

Tableau II-6 Valeurs de S_{bc}

n	bc	S_{Bc}
6	1,1	1980 KN

➤ Système de charge Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 kN comme représenté sur la figure suivante :

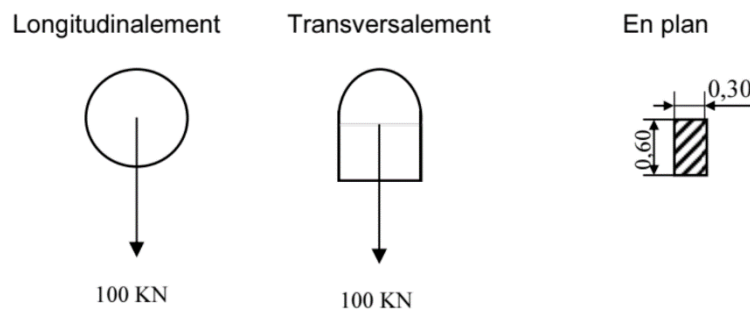


Figure II-7 Système Br [3]

La charge S_{Br} : $S_{Br} = 100 \text{ KN}$

➤ Système de charge Bt

La charge S_{Br} est donnée par la formule suivante :

$$S = 320 \times bt \times 2 \quad (9)$$

Avec :

b_t : Coefficient selon la classe de pont

Pour un pont de première classe $b_t = 1,2$

Les valeurs des charges du système Bt :

Tableau II-7 Valeurs de S_{bt}

n	bt	S_{Bt}
2	1,1	768 KN

➤ Coefficient de majoration dynamique :

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

- $\delta_{Bc} = 1.305$
- $\delta_{Bt} = 1.182$
- $\delta_{Br} = 1.0069$

2.1.8. Système militaire Mc120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

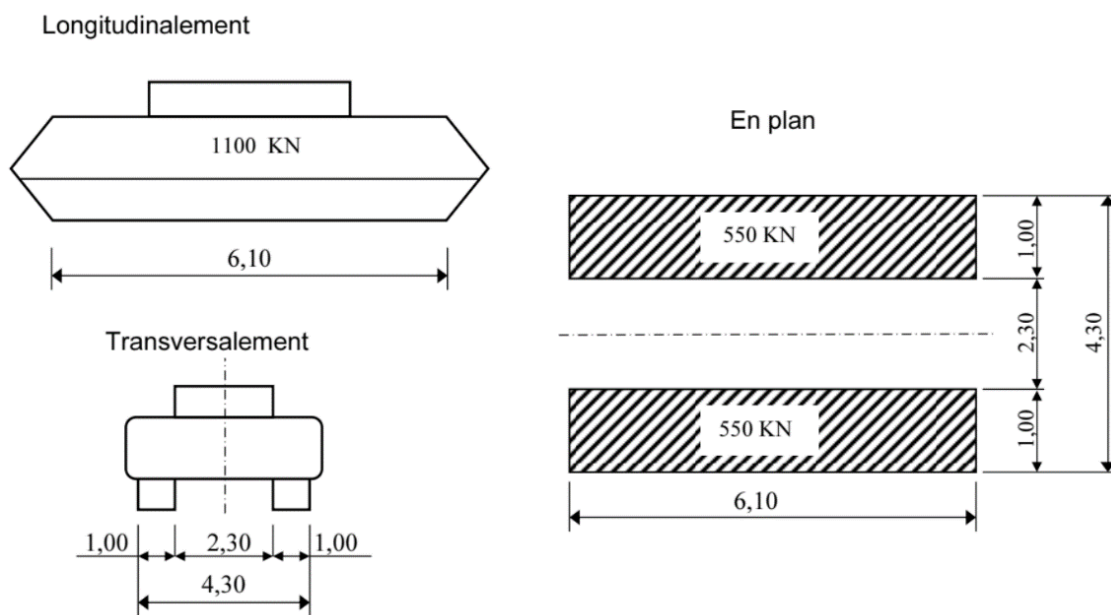


Figure II-8 Convoi Mc120 [3]

On prend alors : $Mc120 = 110t$

2.1.9. Convoi exceptionnel D240

Celui-ci présente les caractéristiques illustrés sur la figure suivante :

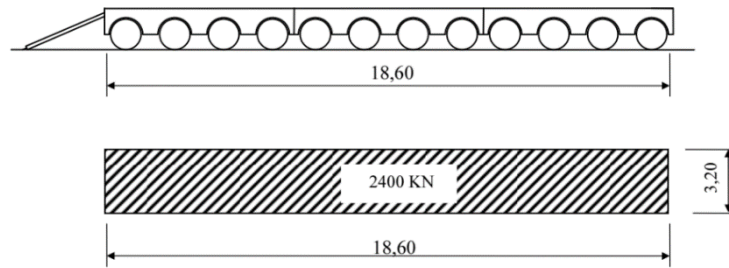


Figure II-9 Convoi type D240

Nous avons :

$$D240 = 2400 \text{ KN}$$

2.2. Evaluation des charges CP+CCP

2.2.1. Poids propre des éléments porteurs CP

➤ Poids propre de la dalle

Surface de la dalle $S = 7.6\text{m}^2$.

On a une dalle en béton armé ;

$$G_{dalle} = 2.5 \times 7.6 = 19.5 \text{ t/m} = 195 \text{ kN/m}$$

2.2.2. Poids propre des éléments non porteurs CCP

Les éléments non porteurs de notre pont sont : les trottoirs, corniches, garde-corps et le revêtement.

➤ Revêtement

Nous avons une couche de revêtement de 8 cm d'épaisseur de $\rho_{rev} = 24 \text{ kN/m}^3$, étalée sur la largeur roulable $L_r = 9.5 \text{ m}$, nous avons donc :

$$P_{rev} = e_{rev} \times L_r \times \rho_{rev} = 0.08 \times 9.5 \times 24 = 18.24 \text{ kN/m.}$$

➤ Trottoir 1

On a $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$ et la surface du 1^{er} trottoir est égale à 0.1 m^2 .

Nous avons donc :

$$P_{t1} = \rho_b \times S_{t1} = 2.5 \text{ kN/m.}$$

➤ Trottoir 2

On a $\rho_b=25 \text{ kN/m}^3$ et la surface du 2^{ème} trottoir est égale à 0.13 m².

Nous avons donc : $P_{t2} = \rho_b \times S_{t2} = 3.25 \text{ kN/m}$.

➤ Corniche

$$S_{cor} = \frac{\pi \cdot 0.31^2}{2} + 0.65 \cdot 0.2 = 0.281 \text{ m}^2$$

➤ Garde- corps

Le poids d'un garde-corps BN4 est 1.4 kN/m.

$$P_{gc} = 2 \times 1.4 = 2.8 \text{ kN/m}$$

Les poids des éléments porteurs et non porteurs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-8 Récapitulatif et calcul du poids total du tablier

	Eléments	Poids (kN/m)
CP	Dalle	195
CCP	Trottoir 1	2.5
	Trottoir 2	3.25
	Corniches	7.25
	Garde-corps	2.8
	Revêtement	18.24
Somme des poids		229.04
G		9047.08 kN

2.3. Combinaisons de charges

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter notre viaduc : [9]

Tableau II-9 Récapitulatif des combinaisons de charges

Etats limites	Combinaisons de charges
ELU	$1.35G + 1.6 (A + Qt)$
	$1.35G + 1.6 (Bc + Qt)$
	$1.35G + 1.6Mc120$
	$1.35G + 1.6D240$
ELS	$G + 1.2 (A + Qt)$
	$G + 1.2 (Bc + Qt)$
	$G + D240$
	$G + Mc120$

3. Modélisation numérique

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons utiliser le logiciel « Robot Structural Analysis Professional 2025 » pour modéliser le pont et étudier les efforts et leurs répartitions. Nous allons appliquer différentes charges correspondant aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) afin d'obtenir les diagrammes des moments et des efforts tranchants, qui représentent les sollicitations sur la structure.

3.2. Présentation du logiciel

Il est conçu pour assister les ingénieurs civils et les architectes dans l'analyse et la conception de structures complexes, en offrant des outils puissants et précis pour simuler et évaluer les performances des bâtiments et des infrastructures. [10]

3.3. Etapes de la modélisation

- Choix des normes de conception (BAEL91) et matériaux utilisés ($f_{c28}=40\text{MPa}$).
- Modélisation de la structure ;
 - Définition des lignes de construction.
 - Définition de la dalle comme élément panneau.
 - Définition des épaisseurs de la dalle.
 - Définition des nœuds et des appuis.

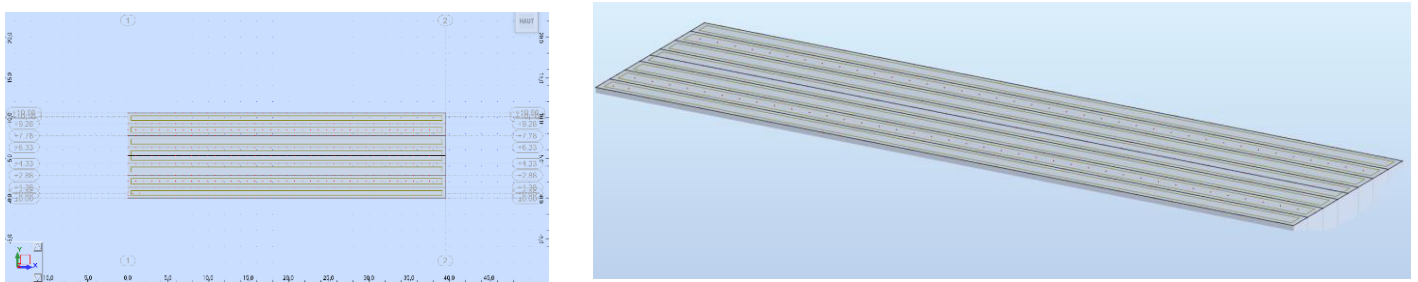
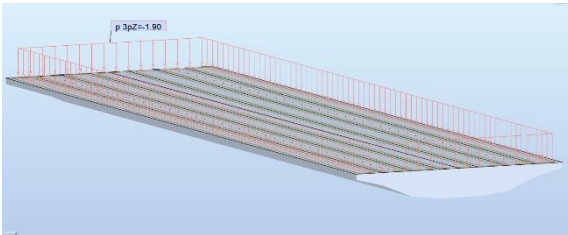


Figure II-10 Modélisation de la dalle sur ROBOT 2025 (Vue XY et 3D respectivement)

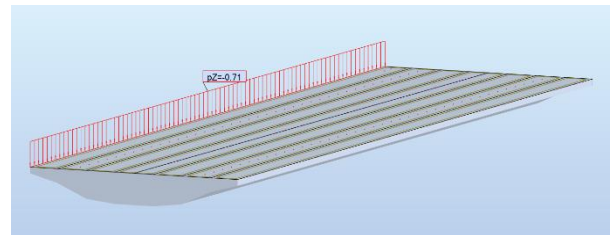
3.4. Affectation des charges et surcharges

3.4.1. Affectation des charges complémentaires permanentes (CCP)

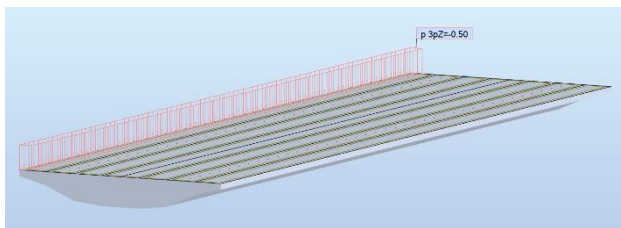
Ils représentent le poids du revêtement, des corniches, du garde-corps et des trottoirs.



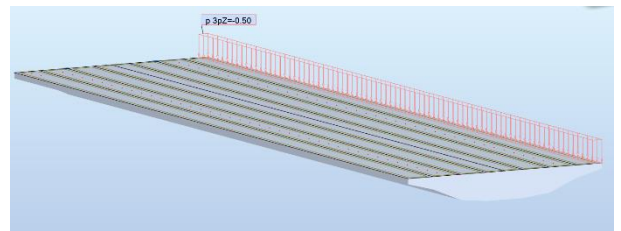
1- Poids du revêtement.



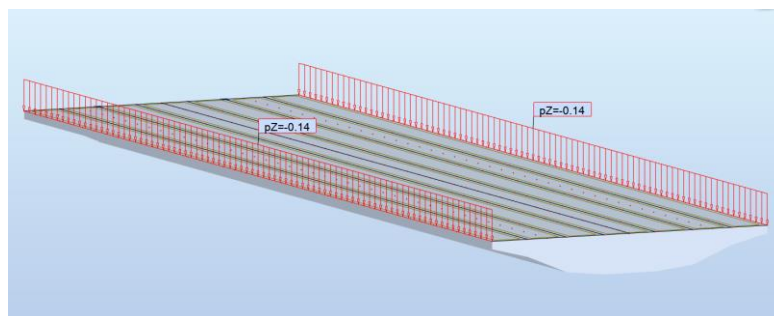
2- Poids des corniches



3- Poids du 1^{er} Trottoir



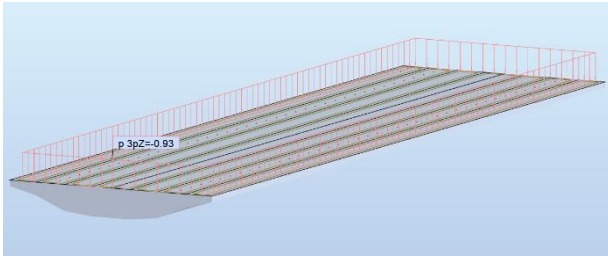
4- Poids du 2eme Trottoir



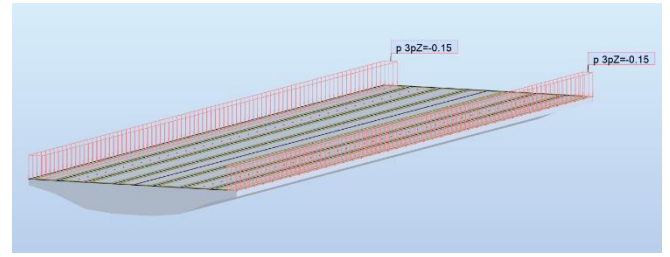
5- Poids des garde-corps

Figure II-11 Affectation des charges

3.4.2. Affectation des surcharges



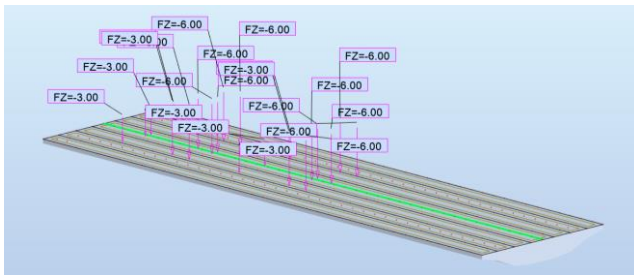
1- Surcharge A(39.5)



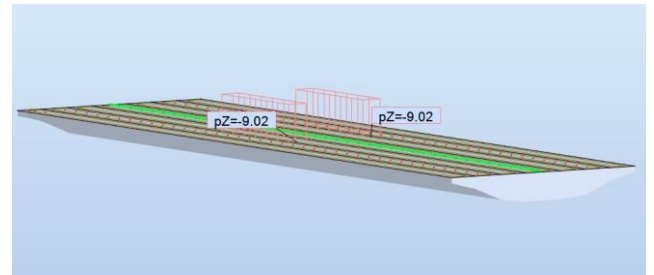
2- Surcharges sur trottoirs

Figure II-12 Affectation des surcharges A et des surcharges sur trottoirs

3.4.3. Affectation des surcharges roulables



1- Surcharge Bc



2- Surcharge Mc 120

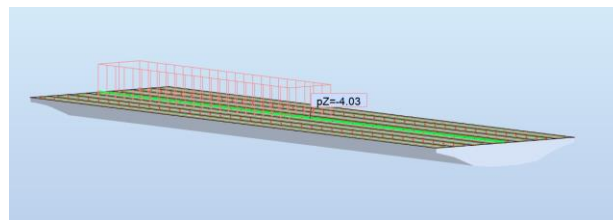


Figure II-13 Affectation des surcharges roulables

3.4.4. Définition des combinaisons de charges

Les combinaisons suivantes ont été appliquées à notre modèle :

Tableau II-10 Récapitulatif des combinaisons de charges appliquées à notre structure sur ROBOT

Etats limites	Combinaisons de charges
ELU	$1.35G + 1.6 (A + Q_t)$
	$1.35G + 1.6 (B_c + Q_t)$
	$1.35G + 1.6M_{c120}$
	$1.35G + 1.6D_{240}$
ELS	$G + 1.2 (A + Q_t)$
	$G + 1.2 (B_c + Q_t)$
	$G + D_{240}$
	$G + M_{c120}$

3.5. Résultats obtenus

- Moment et effort tranchant dus au poids propre de la dalle

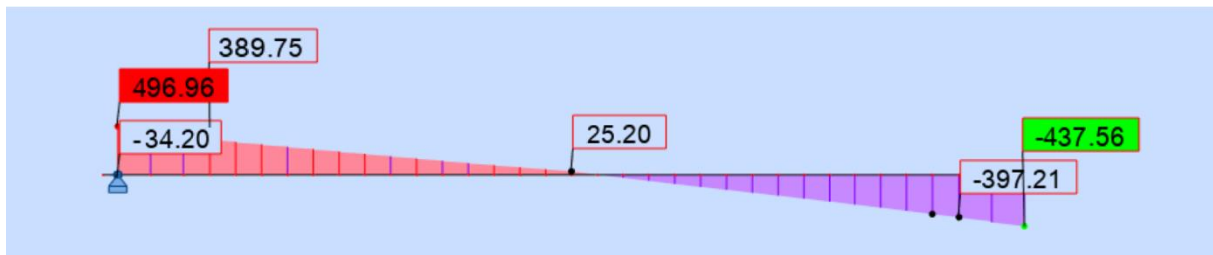


Figure II-14 Résultat effort tranchant sous le poids propre de la dalle

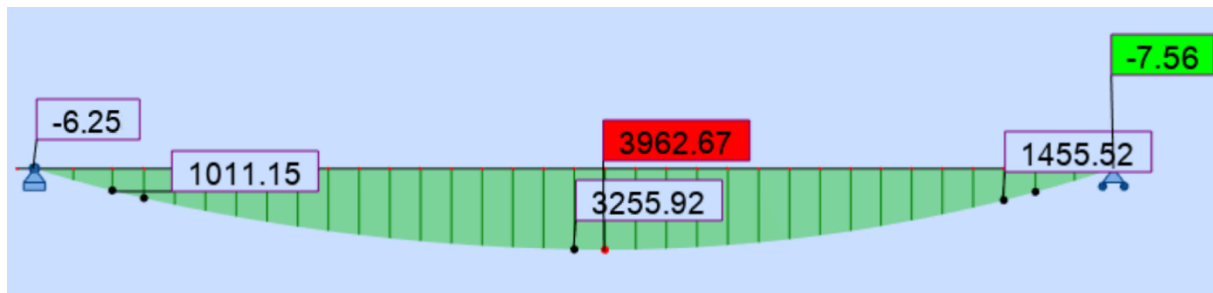


Figure II-15 Résultat moment fléchissant sous le poids propre de la dalle

- Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état ultime ELU

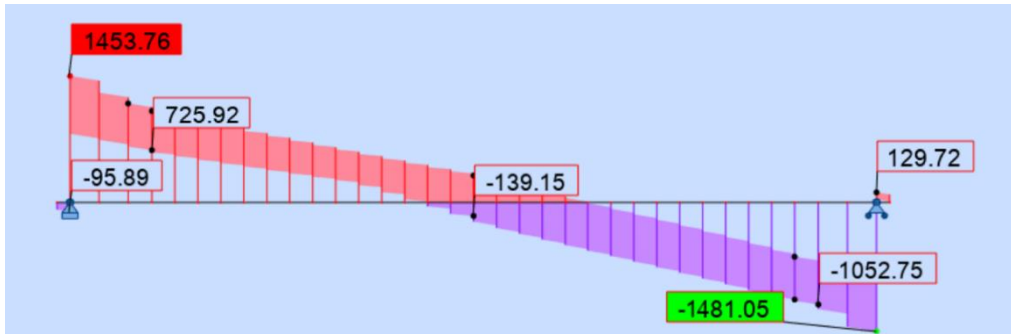


Figure II-16 Résultat effort tranchant a l'ELU

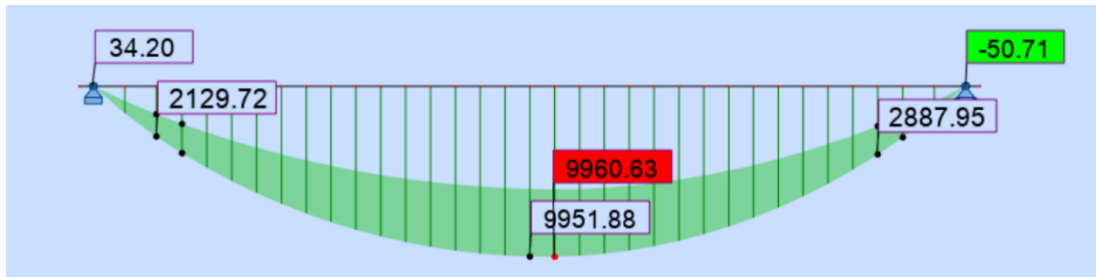


Figure II-17 Résultat moment fléchissant a l'ELU

- Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état de service ELS

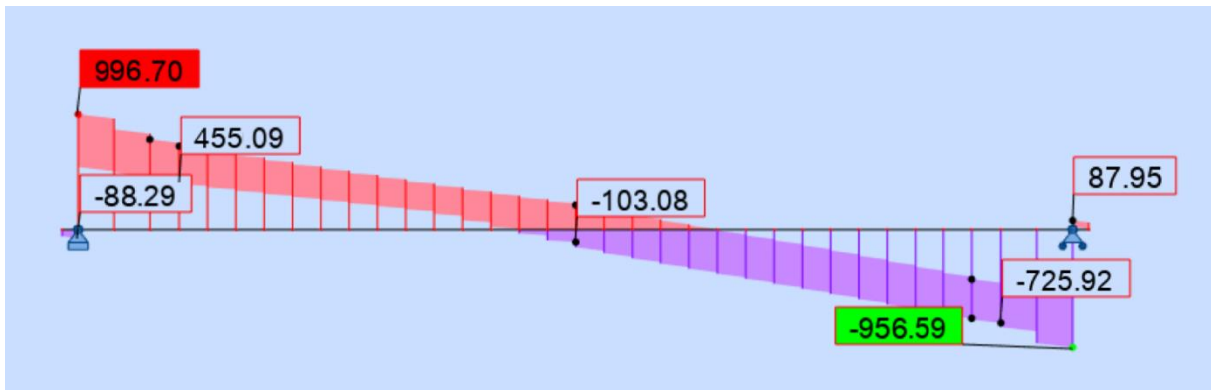


Figure II-18 Résultat effort tranchant a l'ELS

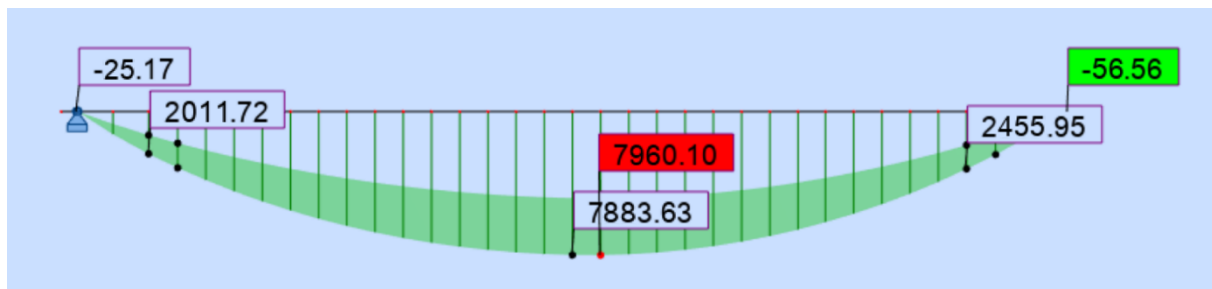


Figure II-19 Résultat moment fléchissant a l'ELS

4. Conclusion

Ce chapitre a permis de dimensionner la dalle du viaduc avec ses caractéristiques nécessaires pour l'évaluation des charges et surcharges. En utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025, nous avons modélisé le pont, déterminé les sollicitations pour diverses combinaisons de charges, et identifié les plus défavorables. La détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges de trafic, préparent le calcul de la précontrainte et du ferrailage.

**CHAPITRE III : ETUDE DES
FERRAILLAGES PASSIFS ET
ACTIFS**

1. Etude de la précontrainte

1.1. Introduction

La précontrainte est une méthode mécanique employée pour la construction de structures à grande portée. On distingue généralement deux types de précontrainte : la précontrainte par post-tension et la précontrainte par pré-tension. [11]

Pour notre ouvrage, nous utiliserons la précontrainte par post-tension

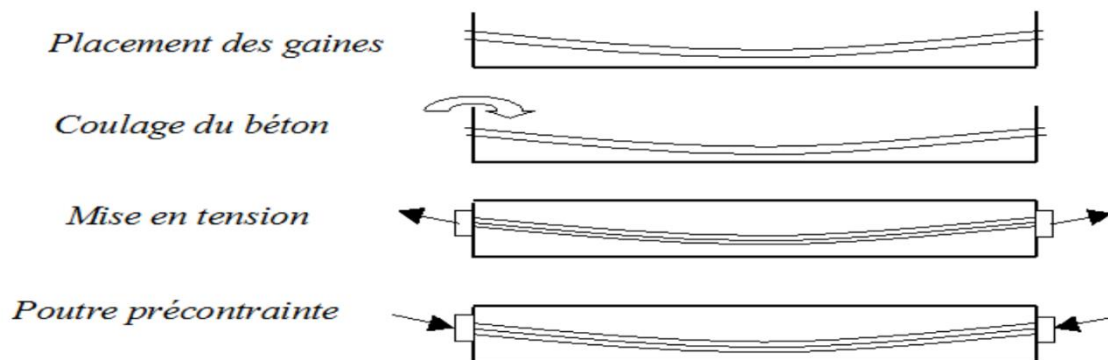


Figure III-1 Etapes de la précontrainte par post-tension

1.2. Classe de la précontrainte

En considérant que la précontrainte peut compenser partiellement ou totalement les charges d'exploitation, il est pertinent d'établir des classifications de précontrainte. Ces classifications prennent en compte les probabilités de fissuration et d'ouverture des fissures. Pour les analyses concernant uniquement les contraintes normales vis-à-vis des États Limites de Service (ELS), il existe trois catégories de classe :

- Classe I : Aucune contrainte de traction ni de compression minimale imposée. Cette catégorie est pertinente pour les éléments soumis à la traction simple (tels que les tirants) et les éléments sujets à la fatigue (comme les parois de réservoir contenant des fluides).
- Classe II : Cette classe accepte les contraintes de traction dans le béton, tout en limitant la formation de fissures. Elle est spécifiquement destinée aux éléments exposés aux intempéries ou à des environnements agressifs (comme les ponts et les bâtiments industriels), ainsi qu'aux éléments comportant de multiples joints.

- Classe III : Contrairement à la classe précédente, cette catégorie tolère une ouverture limitée des fissures dans le béton sous des sollicitations extrêmes. Cependant, il est essentiel de ne pas dépasser un seuil prédéfini d'ouverture des fissures pour l'ensemble de la section sous différentes combinaisons de charges. La vérification des contraintes en Classe III est principalement applicable aux éléments situés dans des environnements peu agressifs (tels que les bâtiments standards). [11]

En se basant sur cette classification, on peut conclure que notre pont appartient à la Classe II.

1.3. Caractéristiques des matériaux

Nous avons choisi des câbles 19T15S de section 2850mm²; [6]

Les caractéristiques des câbles sont notées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 Caractéristiques des câbles de précontrainte [6]

Type de câble	T15S
Nombre de câbles	19
Diamètre d'un toron (Φ_t)	15.7 mm
Aire d'un toron (A_t)	150 mm ²
Aire de tous les torons (A_p)	2850 mm ²
Diamètre de la gaine (Φ_g)	0.08 m
Tension minimale de rupture (f_{prg})	1600 MPa
Contrainte élastique de garantie (f_{peg})	1860 MPa
Module d'élasticité (E_p)	190 000 MPa

➤ Tension à l'origine :

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{P_0} » ; [12]

$$\sigma_{P_0} = \text{Min} (0,80 f_{prg} ; 0,90 f_{peg}) = \text{Min} (0,80 \times 1600 ; 0,90 \times 1860) = 1280 \text{ MPa}$$

- La force exercée sur un seul câble :

$$P_0 = \sigma_{P_0} * A_p = 1280 * 2850 = 3.648 \text{ MN}$$

1.4. Détermination du tracé optimal

➤ Distances d'enrobages minimales :

Nous devons fixer les distances d'excentricité minimales qu'il faut respecter pendant la construction ;

$$\begin{cases} e_m = -(v' - d') \\ e_b = v - d \end{cases} \quad (10)$$

Avec :

$$d = d_{\text{enrobage}} = 5 \text{ cm}$$

$$d' = 11.35 \text{ cm}$$

Et :

$$\begin{cases} v' = 0.835 \text{ m} \\ v = 0.565 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_m = -0.721 \text{ m} \\ e_b = 0.515 \text{ m} \end{cases}$$

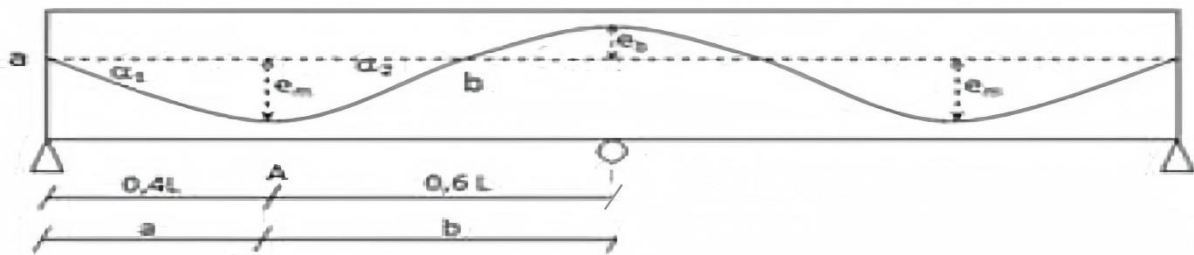


Figure III-2 Schéma illustrant le tracé du câble de précontrainte [25]

➤ Expression de la parabole du tracé optimal :

Selon le B.P.E.L91 nous avons les équations suivantes ;

- Domaine 1 : $0 \leq x \leq a$

$$e(x) = e_m \left(1 - \left(\frac{x}{a}\right)^2\right)$$

- Domaine 2 : $a \leq x \leq b$

$$e(x) = 2 \times (e_m - e_b) \left(\frac{x}{b}\right)^3 - 3 \times (e_m - e_b) \left(\frac{x}{b}\right)^2 + e_m$$

Avec :

$$a = 0,4.L = 15,8 \text{ m}$$

$$b = 0,6.L = 23,7 \text{ m}$$

- Domaine 1 : $0 \leq x \leq 15,8$

$$e(x) = 2,88 \times 10^{-3} \cdot x^2 - 0,721$$

- Domaine 2 : $0 \leq x \leq 23,7$

$$e(x) = -1,86 \times 10^{-4} \cdot x^3 + 6,6 \times 10^{-3} \cdot x^2 - 0,721$$

1.5. Calcul du nombre total de câbles

Le nombre de câbles sera estimé à partir du moment max obtenu par la combinaison la plus défavorable à l'état de service ELS ;

$$M_{max} = 7960,10 \text{ t.m}$$

- La force de précontrainte

La contrainte de compression engendrée par la précontrainte doit surpasser la contrainte de traction due au moment maximal $M_{max} = 7960,10 \text{ t.m}$;

$$\sigma \leq \sigma_p$$

Avec :

$$\sigma = \frac{M_{max} \cdot v'}{I}$$

Et :

$$\sigma_p = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e \cdot v'}{I}$$

$$\Rightarrow P \geq \frac{M_{max} \cdot \frac{v'}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{e \cdot v'}{I}} \quad (11)$$

$$B = 7,6 \text{ m}^2 ; v' = 0,835 \text{ m}$$

A.N:

$$P \geq 68,57 \text{ MN}$$

➤ Nombre de câbles

$$n \geq \frac{P}{P_0 \cdot (1 - \Delta P_0)} \quad (12)$$

On estime les pertes à 25% (15% pertes instantanées et 10% pertes différées), nous aurons donc :

$$n \geq 25.06 \Rightarrow n = 26 \text{ Câbles}$$

1.6. Calcul des pertes

Les pertes de précontrainte désignent toute différence entre l'effort exercé lors de la mise en tension des câbles de précontrainte et l'effort qui s'exerce en un point donné de ces câbles à un instant donné

Elles se divisent en deux groupes:

- Les pertes de tension instantanées, qui se produisent lors de la mise en tension des câbles, celles-ci sont de trois types ;
 - Perte par frottement.
 - Perte par recul à l'ancrage.
 - Perte due au raccourcissement instantané du béton.
- Les pertes de tension différées, qui se produisent dans un temps plus ou moins long après la mise en tension, celles-ci sont de trois types ;
 - Perte due au retrait du béton.
 - Perte due au fluage.
 - Perte due à la relaxation des aciers.

En post-tension, l'effort de précontrainte varie à la fois dans l'espace, le long du câble, et dans le temps. En pré-tension, il varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions [14]

1.6.1. Pertes de tension instantanées

La valeur de ces pertes de tension instantanées dans une section d'abscisse x de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pi}(x)$

La tension au point d'abscisse x , après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$

➤ Perte de tension par frottement

Cette perte de tension est causée par le frottement entre les câbles et les éléments de la structure, ce qui entraîne une réduction de l'effort de précontrainte effectif dans les câbles. [14]

Sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_{\varphi} = \sigma_{p0} * (1 - e^{-(f*\beta+\varphi*x)}) \quad (13)$$

Avec :

- φ : Coefficient de perte en ligne = 0.002 m^{-1} .
- f : Coefficient de frottement d'un câble sur son conduit = 0.18.
- σ_{p0} : Contrainte à l'origine = 1280 MPa

Le tableau suivant résume les pertes dues au frottement du câble :

Tableau III-2 Perte de tension par frottement

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
β (rad)	0	0.046	0.091	0.101	0.14	0.35
$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	0	30.45	59.96	81.25	100.29	169.44
% Pertes	0	2.37	4.68	6.34	7.83	13.23
$\Delta\sigma_{\varphi \text{ Moy}} = 73.56 \text{ MPa}$						
%Pertes Moy = 5.74%						

➤ Pertes dues au recul d'ancrage

Données par la relation :

$$\Delta\sigma_g = 2 * \sigma_{p0} * k * (d - x) \quad (14)$$

Avec :

$$- k = f * \frac{\beta}{l} + \varphi,$$

Avec : $f = 0.18$ et $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

- d : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage. $d = \sqrt{\frac{E_p * g}{\sigma_{p0} * K}}$.
- E_p : Module d'élasticité de précontrainte $E_p = 190000$ MPa.
- g : Intensité du recule d'ancrage (2 à 6 mm), on prend le cas maximum $g = 6$ mm.
- $\sigma_{p0} = 1416$ MPa.

Donc on aura :

Le tableau suivant résume les valeurs des pertes dues au recul d'ancrage $\Delta\sigma_g$ ainsi que les pourcentages de ces derniers :

Tableau III-3 Pertes dues au recul d'ancrage

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
k	0.002	0.0022	0.0024	0.0024	0.0026	0.0036
d (m)	21.1	21.12	19.26	19.26	18.5	15.72
$\Delta\sigma_g$	108.03	74.45	21.25	0	0	0
% $\Delta\sigma_g$	8.43	5.81	1.66	0	0	0

➤ Pertes dues aux déformations du béton (Raccourcissement)

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale, dans une section donnée, à : [14]

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} * \frac{E_p * \sigma_{bi}}{E_{ij}} \quad (15)$$

Avec :

- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton $E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{\frac{2}{3}}$.
- σ_{bi} : Valeur de la contrainte au niveau du câble moyen $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P * e^2}{I_g} - \frac{M_p * e}{I_g}$

AN :

- $E_{ij} = 37619.47$ MPa
- $E_p = 190\ 000$ MPa
- $P = 3.64$ MN

- $I_g = 1.4 \text{ m}^4$; $B = 7.6 \text{ m}^2$
- Les valeurs de $\Delta\sigma_e$ sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-4 Pertes dues aux déformations du béton (Raccourcissement)

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
e (m)	0.721	0.541	0.002	0.51	0.00036	1.88
M_p (MN.m)	0	23.33	36.5	36.51	24.34	0
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	4.7	26	1.4	30.7	1.2	24.5
% $\Delta\sigma_e$	0.36	2.03	0.11	2.4	0.1	1.92

➤ Pertes de tension instantanées totales

Le tableau suivant résumant les valeurs des pertes instantanées totales $\sum\sigma_{ins}$ ainsi que les pourcentages de ces derniers :

Tableau III-5 Pertes de tension instantanées totales

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
$\sum\sigma_{ins}$ (MPa)	112.73	130.9	82.61	111.95	101.49	193.94
% σ_{ins}	8.8	10.22	6.45	8.74	7.92	15.15

1.6.2. Pertes de tension différées

Ces pertes surviennent après une période variable de précontrainte, résultant des changements dans les caractéristiques des matériaux en service sous charge permanente. Elles proviennent principalement de trois sources :

- Pertes dues à la relaxation des aciers $\Delta\sigma_{rel}$.
- Pertes dues au retrait du béton $\Delta\sigma_r$.
- Pertes dues au fluage du béton $\Delta\sigma_{fl}$.

➤ Pertes par retrait du béton

Donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p * \varepsilon_r(1 - r(j)) \quad (16)$$

Avec :

- ε_r : coefficient climatique qui est égale à :

- $2 * 10^{-4}$ 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 et D1.

- $5 * 10^{-4}$ en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3. [2]

Dans notre cas nous avons : $\varepsilon_r = 2 * 10^{-4}$

- $r(j)$: L'évolution du retrait en fonction du temps : $r(j) = \frac{j}{j+9*r_m}$

- B_n (Section) = 76000 cm²

- p (Périmètre de la section) = 2212 cm

- $r(m) = \frac{B_n}{p} = 34.3$

Alors : $r(m) = 34.35 \Rightarrow r(j) = \frac{28}{28+9*34.35} = 0.08$

On trouvera :

$$\Delta\sigma_r = 190000 * 2 * 10^{-4} * (1 - 0.14) = 34.96 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_{p0}} = \frac{34.96}{1280} = 2.73\%$$

Nous aurons alors :

Tableau III-6 Pertes par retrait du béton

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
$\Delta\sigma_r$ (MPa)	34.96	34.96	34.96	34.96	34.96	34.96
% Pertes	2.73	2.73	2.73	2.73	2.73	2.73

➤ Pertes par fluage du béton

Donnée par:

$$\Delta\sigma_{fl} = K_{flu} * \sigma_{bi} * \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (17)$$

- K_{flu} : Coefficient de fluage = 2.

- Nous avons une dissipation de 15% de fluage du béton donc:

$$K_{flu} = (1 - 0.15) * 2 = 1.7 \Rightarrow \Delta\sigma_{flu} = 1.7 * \sigma_{bi} * \frac{E_p}{E_{ij}}$$

- B : Aire de la section

- I_g : Moment d'inertie de la section

Cela nous donne :

Tableau III-7 Pertes par fluage du béton

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
$\Delta\sigma_{flu}$ (MPa)	15.98	88.4	4.76	104.38	4.08	83.3
% $\Delta\sigma_{flu}$	1.24	6.9	3.71	8.15	0.31	6.51

➤ Pertes par relaxation des aciers

Donnée par:

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} * \rho_{1000h} * \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) * \sigma_i \quad (18)$$

- ρ_{1000h} : Relaxation à 1000 heures = 2.5%

- σ_i : Contrainte après les pertes instantanées avec : $\sigma_i = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}$

- μ_0 : Coefficient en fonction du type d'armatures

Tableau III-8 Pertes par relaxation des aciers

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
$\sigma_i = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}$	1197.27	1149.1	1197.39	1168.05	1178.51	1086.06
$\Delta\sigma_{relax}$	57.1	49.67	57.18	52.56	54.19	40.52
% Pertes	4.46	3.88	4.46	4.11	4.23	3.16

➤ Total des pertes différées

On applique la loi suivante :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{flu} + \left(\frac{5}{6}\right) * \Delta\sigma_{relax} \quad (19)$$

Tableau III-9 Total des pertes différées

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
$\Sigma\sigma_{diff}$ (MPa)	98.52	164.75	87.37	104.38	84.19	152.03
% Pertes	7.69	12.87	6.83	8.15	6.58	11.88

1.6.3. Les Pertes Totales

Cela correspond à l'addition des pertes instantanées et différées induites par divers paramètres étudiés précédemment. Ainsi, la perte totale est exprimée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-10 Pertes totales

Sections (m)	0	7.9	15.8	23.7	31.6	39.5
% Pertes _{inst}	8.8	10.22	6.45	8.74	7.92	15.15
% Pertes _{diff}	7.69	12.87	6.83	8.15	6.58	11.88
% Pertes _{tot}	16.49	23.09	13.3	16.89	14.5	27.03

1.7. Disposition des câbles

Selon le B.P.E.L91 nous avons :

- Entraxe de 40 cm entre les câbles de la nappe supérieure et les câbles de la nappe inférieure.
- Nous disposons 14 câbles dans la nappe supérieure et 12 câbles dans la nappe inférieure.

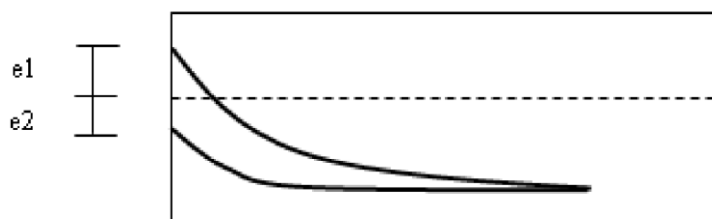


Figure III-3 Illustration de la disposition des câbles

$$\begin{cases} e_1 + e_2 = 40 \text{ cm} \\ 14e_1 = 12e_2 \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} e_m' = 51.1 \text{ cm} \\ e_b' = 30.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous avons les nouvelles valeurs de e_m et e_b données par :

$$e_m' = e_m - e_2 = 0.511 \text{ m}$$

$$e_b' = e_b - e_2 = 0.305 \text{ m}$$

Nous obtiendrons la disposition suivante :

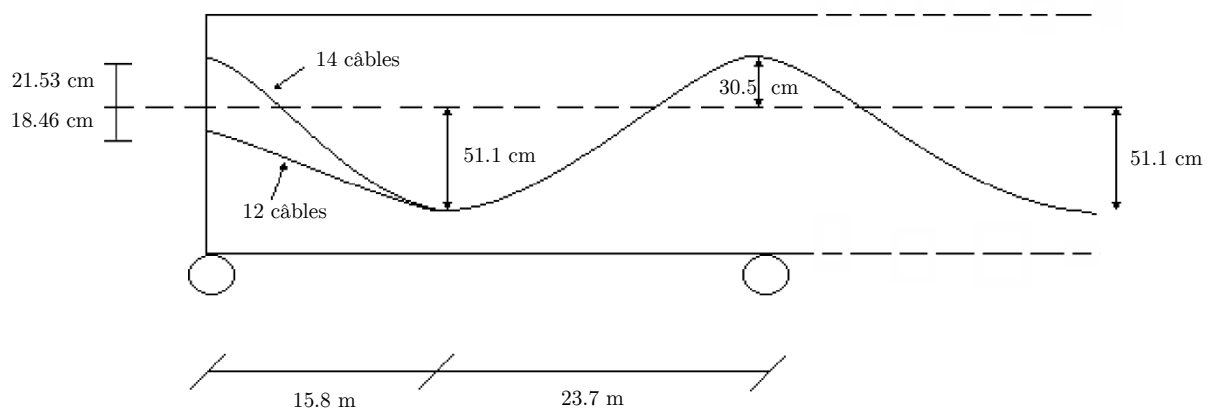


Figure III-4 Disposition des câbles

2. Ferrailage passif

Le calcul des quantités d'armature nécessaires pour le ferrailage des différentes sections de la dalle en béton armé. Les calculs seront réalisés conformément aux règlements B.A.E.L.91 révisé 99 (1999). Ce guide comprendra les étapes de calcul détaillées et les formules utilisées.

2.1. Espacement des armatures

Les espacements à ne pas dépasser sont de l'ordre de :

- Dans le sens xx' : $S_t \leq \min(3h ; 33cm) = 33 cm.$
- Dans le sens yy' : $S_t \leq \min(2h ; 25cm) = 25cm.$ [4]

2.2. Calcul du ferraillement

Pour calculer le ferraillement de la dalle du tablier, il est nécessaire de prendre en compte les moments maximaux et minimaux répartis sur toute la surface du tablier. Ces moments sont déterminés à l'état limite de service (ELS) pour une approche plus économique et réaliste par rapport à l'état limite ultime (ELU). Pour les moments max et min, on utilise l'option cartographie sur Robot Autodesk afin de déterminer les moments traversants la dalle.

2.2.1. Ferraillement longitudinal

Dans la direction longitudinale, les forces de traction sont principalement supportées par la précontrainte, et c'est essentiellement à cause de la mauvaise résistance du béton à ces forces que la précontrainte est introduite dans le système. Par conséquent, il n'y a pas de ferraillement passif longitudinal qui soit fourni pour la dalle. Mais pour éviter la fragilité du béton (condition de non-fragilité), on fournit une quantité suffisante d'armature pour résister à toute sorte de fissuration. [15]

➤ Condition de non-fragilité

Selon le règlement B.A.E.L.91, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (20)$$

Avec :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

Donc nous aurons :

$$\text{Pour la superstructure : } f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m} = 100\text{cm.}$$

$$d = 0.9 h = 1,26 \text{ m}$$

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 17,38 \text{ cm}^2$$

Alors, nous aurons :

- Ferrailage supérieur : **6HA20** par mètre.
- Ferrailage inférieur : **6HA20** par mètre.

2.2.2. Ferrailage transversal de la section rectangulaire

Le calcul du ferrailage de la dalle sera effectué en fonction des moments maximum et minimum. Ces moments sont choisis à l'état limite de service (ELS) pour une option plus économique et afin de compenser les alvéoles de la dalle car on va calculer le ferrailage de cette dalle en la considérant pleine.

Pour déterminer les moments maximum et minimum, nous modéliserons notre dalle sans les encorbellements (section rectangulaire), et nous utiliserons l'option de cartographie dans Robot Structural Analysis Professional 2025 afin de visualiser les moments traversant la dalle.

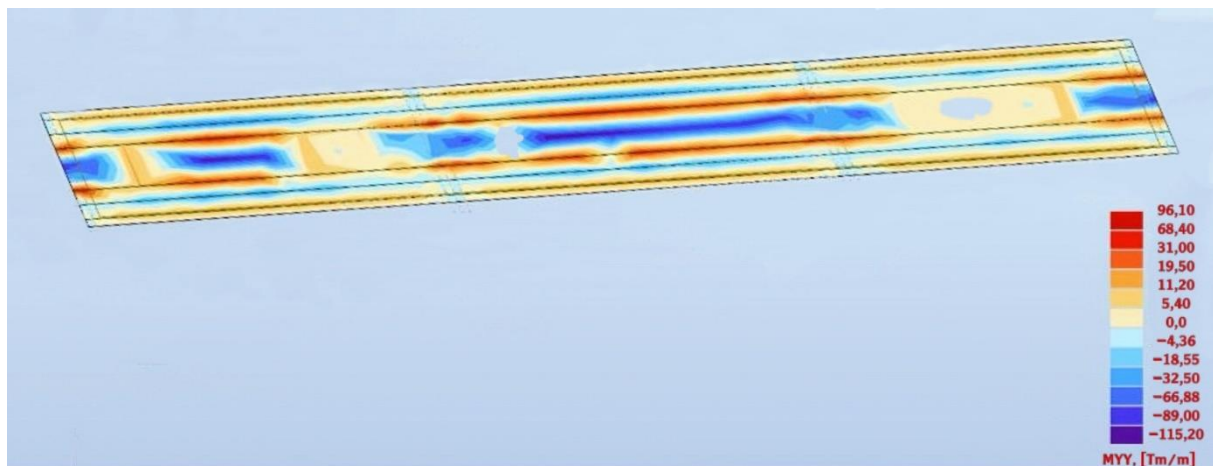


Figure III-5 Cartographie des moments de la dalle Myy

La dalle du tablier est soumise à un moment fléchissant, le ferrailage se fait en flexion simple.

Pour cette étude on considère que la dalle mesure un mètre de largeur par 140 cm de hauteur.

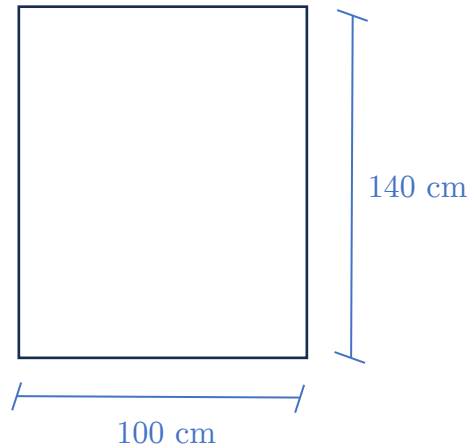


Figure III-6 Section d'étude du ferraillement de la dalle

➤ A mi-travée :

. **Ferraillement inferieur :**

A partir de la cartographie des moments traversant la dalle on trouve :

$$M_{yy_{inf}} = -115.2 \text{ T.m}$$

Nous avons :

- Pour le tablier : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Pour } \begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

Et : $\gamma_b = 1.5$

Nous trouverons alors : $f_{bu} = 22.67 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.782 \text{ MPa}$

- On prend : $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 1.4 = 1.26\text{m}$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{115,2 \cdot 10^{-2}}{1,26^2 \cdot 22,67} = 0.032 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

- Calcul de la racine α :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0.041$$

- Calcul du coefficient z :

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 1,26 \cdot (1 - 0,4 \times 0,041) = 1.239$$

- Calcul de la section des armature A_{su} :

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{115,2 \cdot 10^{-2}}{1,243 \times 434,782} = 2,131 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$= 21,38 \text{ cm}^2$$

Pour cela, nous optons pour des armatures de 5HA25, ce qui donnera une section de $24,54 \text{ cm}^2$, satisfaisant ainsi la condition d'être supérieure à A_{su} .

. Ferraillement supérieur :

En comparant le moment réduit μ_{bu} au moment de référence $\mu_{AB} = 0.186$ nous avons trouvé que $\mu_{bu} \leq \mu_{AB}$ donc on se trouve dans le Pivot A, ce qui veut dire que nous avons des armatures tendues uniquement (nappe inférieure seulement), cependant la condition de non-fragilité du béton exige une quantité minimum d'armature dans la nappe inférieure pour palier le problème de fissuration du béton.

La condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{3}{500} = 17,38 \text{ cm}^2$$

Alors, nous aurons :

$$6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2 \text{ par mètre.}$$

- A l'appui intermédiaire :

A partir de la cartographie des moments traversant la dalle on trouve :

$$M_{yy_{sup}} = 96,1 \text{ T.m}$$

Nous avons :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{96,1 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 1,26^2 \cdot 22,67} = 0.026 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

- Calcul de la racine α :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0.033$$

- Calcul du coefficient z :

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 1,26 \cdot (1 - 0,4 \times 0,033) = 1.243$$

- Calcul de la section des armature A_{su} :

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{115,2 \cdot 10^{-2}}{1,243 \times 434,782} = 2,131 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$= 21,31 \text{ cm}^2$$

Pour cela, nous optons pour des armatures de 5HA25, ce qui donnera une section de $24,54 \text{ cm}^2$, satisfaisant ainsi la condition d'être supérieure à A_{su} .

. Ferrailage supérieur :

La condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{3}{500} = 17,38 \text{ cm}^2$$

Alors, nous aurons :

$$6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2 \text{ par mètre.}$$

2.2.3. Ferrailage des encorbellements

Les encorbellements sont sollicités par les charges et les surcharges suivantes:

- Le poids propre des encorbellements ;
- Le poids propre des équipements ;
- Les surcharges sur trottoir et garde-corps.

Pour le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges, on suppose que les encorbellements sont encastrés à la dalle au niveau des sections S_d et S_g .

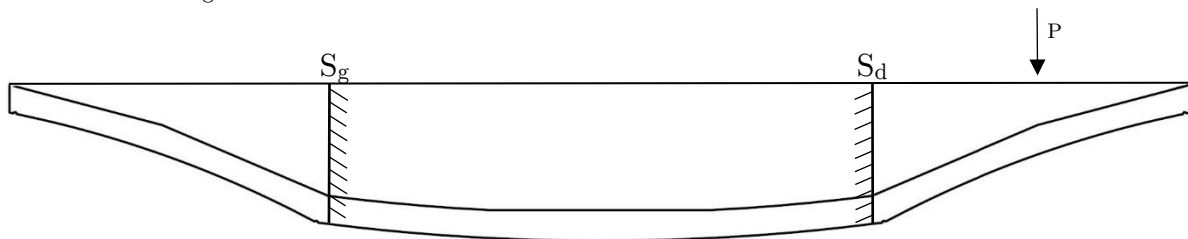


Figure III-7 Coupe transversale de la dalle

Les sollicitations M et T , résultant d'une charge linéaire $P(x)$ appliquée sur l'encorbellement au niveau d'une section 'S', excentrée de "e" par rapport à S_d , sont exprimées par :

$$\begin{cases} M = -P(x) \cdot e \\ T = -P(x) \end{cases} \quad (21)$$

Dans le cas d'une charge répartie généralement, on a $P(x) = p$: densité de charge linéaire constante.

- Calcul des charges et surcharges :
- **Poids propre de l'encorbellement :**

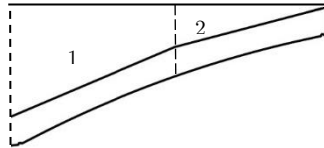


Figure III-8 Coupe transversale de l'encorbellement

. Centre de gravité de l'encorbellement :

Le tableau suivant résume le calcul du centre de gravité de l'encorbellement :

Tableau III-11 Calcul du centre de gravité de l'encorbellement

Sections	X_i	S_i	$X_i.S_i$
1	0.688	1.425	0.951
2	2.108	0.644	1.357
Σ	/	2.07	2.308

$$X_G = 1.115 \text{ m}$$

. Poids propre :

Le poids propre de l'encorbellement est égal à : $P_{pe} = S \times \rho_B = 5.175 \text{ t/ml}$

Donc :

$$M = - P_{pe}.X_G = -5.770 \text{ t.m/ml}$$

$$T = - P_{pe} = - 5.175 \text{ t/ml}$$

- **Poids propre du trottoir + corniche :**

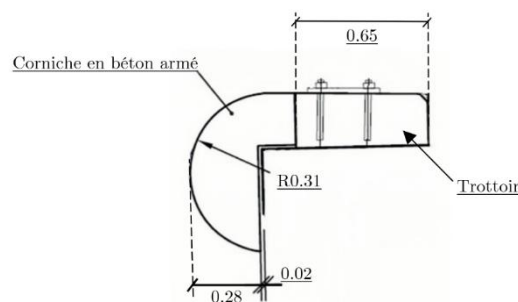


Figure III-9 Coupe transversale du trottoir avec corniche

. Centre de gravité du trottoir + corniche :

Tableau III-12 Calcul du centre de gravité du trottoir avec corniche

Sections	X_i	S_i	$X_i.S_i$
Circulaire	0.131	0.15	0.02
Rectangulaire	0.531	0.16	0.085
Σ	/	0.31	0.104

$$X_G = 0.335 \text{ m}$$

. Poids propre :

Le poids propre du trottoir + corniche est égal à : $P_{ptc} = S \times \rho_B = 0.775 \text{ t/ml}$

Donc :

$$M = -P_{ptc}.X_G = -0.26 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P_{ptc} = -0.775 \text{ t/ml}$$

- **Poids propre du garde-corps :**

Nous avons calculé précédemment le poids du garde-corps et nous avons trouvé les résultats suivants :

$$P_{pgc} = 0.14 \text{ t/ml} = -T$$

$$\Rightarrow T = -0.14 \text{ t/ml}$$

Avec : $X_G = 2.9 \text{ m}$

Nous trouverons alors :

$$M = -P_{pgc}.X_G = -0.406 \text{ t.m/ml}$$

- **Poids propre du revêtement :**

Nous avons calculé précédemment le poids du garde-corps et nous avons trouvé les résultats suivants :

$$P_{pr} = 1.824 \text{ t/ml} = -T$$

$$\Rightarrow T = -1.824 \text{ t/ml}$$

Avec : $X_G = 1.115 \text{ m}$

Nous trouverons alors : $M = -P_{pr}.X_G = -2.033 \text{ t.m/ml}$

- **Surcharges sur trottoir :**

Appliquée sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximum. Cette surcharge est alors multipliée par la largeur minimale (1.2m)

$$Q_t = 0,15 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P = 1,2 \times 0,15 = 0,18 \text{ t/ml}$$

Avec : $X_G = 2,62 \text{ m}$

On aura:

$$M = -P.X_G = - 0.49 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 0,18 \text{ t/ml}$$

- **Surcharges sur garde-corps :**

$$P = 0,11 \text{ t/ml}$$

Avec : $X_G = 2.9 \text{ m}$

On aura :

$$M = -P.X_G = - 0.33 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 0,11 \text{ t/ml}$$

- **Surcharge A(L) :**

$$A = 0.93 \text{ t/ m}^2 \Rightarrow P = 1,2 \times 0,93 = 1.116 \text{ t/ml}$$

Avec : $X_G = 2.2 \text{ m}$

On aura:

$$M = -P.X_G = - 2.46 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 1.116 \text{ t/ml}$$

Remarque :

Les surcharges dues au trafic sont en dehors de la zone d'encorbellement, donc on ne prend pas en considération leurs effets.

➤ Combinaisons d'actions :

A l'ELU :

$$\begin{aligned} M_u &= 1.35 M_G + 1.5 M_Q \\ &= 1.35 (- 5.770 - 0.26 - 0.406 - 2.033) + 1.5 (- 0.49 - 0.33 - 2.46) \\ &= - \underline{16.353} \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u &= 1.35 (- 5.175 - 0.775 - 0.14 - 1.824) + 1.5 (- 0.18 - 0.11 - 1.116) \\ &= - \underline{12.793} \text{ t/ml} \end{aligned}$$

A l'ELS :

$$\begin{aligned} M_s &= M_G + M_Q \\ &= (- 5.770 - 0.26 - 0.406 - 2.033) + (- 0.49 - 0.33 - 2.46) \\ &= - \underline{11.75} \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= (- 5.175 - 0.775 - 0.14 - 1.824) + (- 0.18 - 0.11 - 1.116) \\ &= - \underline{9.32} \text{ t/ml} \end{aligned}$$

➤ Calcul du ferraillement de flexion :

- **Hauteur équivalente** :

Afin de pouvoir appliquer les lois de ferraillement du BAEL 91, il est impératif d'appliquer la règle de la hauteur équivalente. Cette règle permet d'étudier notre encorbellement, initialement en forme de trapèze, comme une dalle rectangulaire. La dalle rectangulaire équivalente est une dalle ayant la même inertie que la dalle réelle.

La formule de la hauteur équivalente est donnée par :

$$H_{eq} = \left(h_a - \frac{h_b}{2} \right) \times 1.09 \quad (22)$$

Notre encorbellement est composé de deux trapèzes, la dalle équivalente pour chaque trapèze donne ce qui suit :

1) Trapèze 1 :

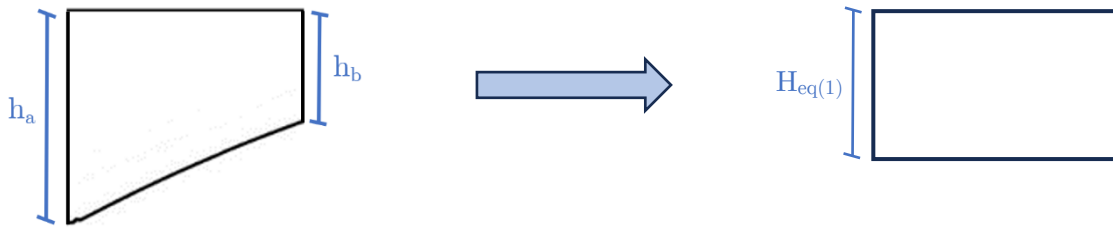


Figure III-10 Hauteur équivalente de la section 1 de l'encorbellement

2) Trapèze 2 :



Figure III-11 Hauteur équivalente de la section 2 de l'encorbellement

$$h_{a1} = 1.28 \text{ m}$$

$$h_{b1} = 0.64 \text{ m}$$

$$h_{a2} = 0.64 \text{ m}$$

$$h_{b2} = 0.28 \text{ m}$$

$$\begin{cases} H_{eq(1)} = \left(h_{a1} - \frac{h_{b1}}{2} \right) \times 1.09 = 1.04 \text{ m} \\ H_{eq(2)} = \left(h_{a2} - \frac{h_{b2}}{2} \right) \times 1.09 = 0.545 \text{ m} \end{cases}$$

Le ferrailage des sections dangereuses des encorbellements S_D et S_G définies précédemment, se fait suivant les règles B.A.E.L. 91 comme suit :

- **Ferrailage inférieur :**

Après calcul on a trouvé :

$$M_u = - 16.353 \text{ t.m/ml}$$

Nous avons :

- Pour le tablier : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Pour } \begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \gamma_b = 1.5$$

$$\text{Nous trouverons alors : } f_{bu} = 22.67 \text{ MPa}$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.782 \text{ MPa}$

1) *Trapèze 1 :*

- On prend : $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 1.04 = 0.936 \text{ m}$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,353 \cdot 10^{-2}}{1.0,936^2 \cdot 22,67} = 0.0082 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

- Calcul de la racine α :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0082}) = 0.01$$

- Calcul du coefficient z :

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 1,26 \cdot (1 - 0,4 \times 0,01) = 1.255$$

- Calcul de la section des armature A_{su} :

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{16,353 \cdot 10^{-2}}{1,255 \times 434,782} = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$= 3 \text{ cm}^2$$

2) *Trapèze 2 :*

- On prend : $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.545 = 0.5 \text{ m}$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,353 \cdot 10^{-2}}{1.0,5^2 \cdot 22,67} = 0.028 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

- Calcul de la racine α :

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0.035$$

- Calcul du coefficient z :

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 1,26 \cdot (1 - 0,4 \times 0,035) = 1.242$$

- Calcul de la section des armature A_{su} :

$$A_{su} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{16,353 \cdot 10^{-2}}{1,242 \times 434,782} = 3,02 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$= 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s(\text{Encorbellement}) = 3.02 + 3 = \mathbf{6.02 \text{ cm}^2}$$

Pour cela, nous optons pour des armatures de **4HA16**, ce qui donnera une section de 8.04 cm^2 , satisfaisant ainsi la condition d'être supérieure à A_{su} .

- **Ferraillement supérieur :**

La condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d_{\text{moy}} \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times 100 \times 71.325 \times \frac{3}{500} = 9.84 \text{ cm}^2$$

Alors, nous aurons : **5HA16** = 10.05 cm^2 par mètre.

2.2.4. Schéma de ferraillement de la dalle

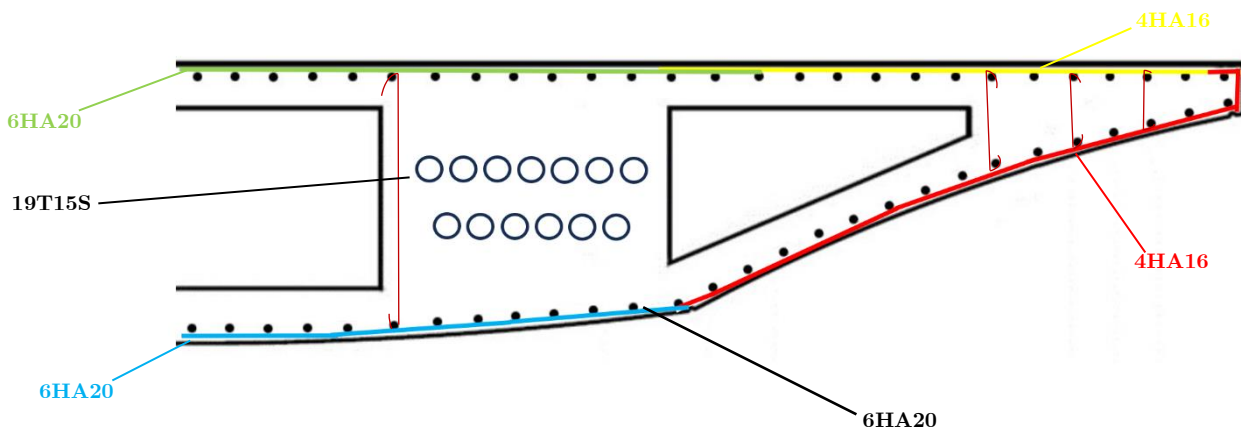


Figure III-12 Schéma de ferraillement de la dalle

3. Calcul des déformations

Lorsqu'une structure est soumise à des charges, elle subit des déformations. Limiter ces déformations est essentiel pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité des ouvrages. En effet, des déformations excessives peuvent entraîner plusieurs problèmes, tels que des fissurations.

Pour ces raisons, il est impératif de calculer et de limiter les déformations des structures. Ce chapitre se concentre donc sur le calcul des déformations essentielles, à savoir :

- **Flèches :**

- La flèche représente le déplacement vertical d'un point de la structure sous l'effet des charges. On contrôle les flèches pour éviter les déformations visibles et nuisibles.

- **Rotations :**

- Les rotations des éléments structurels sont calculées et limitées pour assurer la stabilité de la structure et éviter les dommages aux éléments adjacents.

- **Déplacements Horizontaux :**

- Les déplacements horizontaux, également appelés translations, sont contrôlés pour éviter les désalignements et les interactions indésirables avec d'autres parties de la structure ou des infrastructures adjacentes.

3.1. Calcul des flèches

La flèche est mesurée de manière positive vers le bas et de manière négative vers le haut. Elle est calculée à l'aide de l'intégrale de Maxwell-Mohr :

$$f = \frac{\int M_f \bar{M}}{E_v I} dX \quad (23)$$

3.1.1. Flèche due au poids propre

La flèche à mi travée est donnée par l'expression :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I} \quad (24)$$

Avec :

$$M_G = 3962 \text{ KN.m}$$

L : La portée = 39.5 m.

$$\begin{aligned} E_v : \text{Module de déformation longitudinal à long terme} &= \frac{E_{\text{inst}}}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} \\ &= 12589,9 \text{ MPa} \end{aligned}$$

I: Moment d'inertie de la dalle = 1.4 m⁴

$$\begin{aligned} f_G &= \frac{5 \times 3962 \times 39.5^2}{48 \times 12589.10^3 \times 1.4} \\ \mathbf{f_G} &= \mathbf{3,65 \text{ cm}} \end{aligned}$$

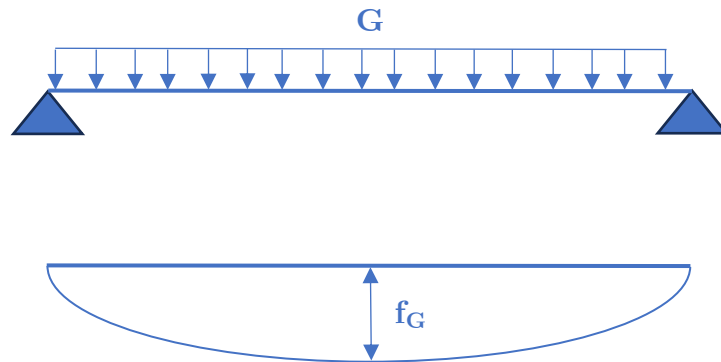


Figure III-13 Flèche due au poids propre

3.1.2. Flèche due aux surcharges

Nous supposons que les surcharges sont uniformément réparties. Le moment résultant de ces surcharges peut être exprimé par la formule suivante :

$$M_s = M_t - M_G = 7960.1 - 3962 = 3998.1 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_t : moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS = 7.9 MN.m

$$f_s = \frac{5 \times M_s \times L^2}{48 \times E_v \times I} \quad (25)$$

D'où

$$f_s = \frac{5 \times 3998.1 \times 39.5^2}{48 \times 12589.10^3 \times 1.4} = 3.6 \text{ cm}$$

3.1.3. Flèche due à la précontrainte

D'après la méthode de VERESCHEAGUINE, la flèche due à la précontrainte est donnée par la formule :

$$f_p = - \int_0^{L/2} \frac{M_p \cdot X}{E_v \cdot I} dx = - \frac{1}{E_v \cdot I} \sum A_i X_{G,i}$$

Avec :

$M_p(x)$: moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante :

$$M_p(x) = \sum N_i \cdot e \cdot P_i$$

Avec :

$$P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \cdot A_p$$

Et :

$$N_i = P_i \times \cos(\alpha_i)$$

e : excentricité des câbles

Tableau III-13 Calcul du moment dû à la précontrainte

X(m)	Pi(MN)	e _i (m)	α _i (deg)	Ni(MN)	Mi(MN.m)
0	3.045	-0.114	0	3.045	-1.05
7.9	2.8	-0.294	2.63	2.79	-2.3
15.8	3.16	-0.833	5.21	3.14	-8.26
23.7	3.03	0.325	5.78	3.01	2.96
31.6	3.11	0.834	8.02	3.08	7.99
39.5	2.66	-1.045	20	2.5	-6.95

Le diagramme des moments sous l'effet du précontraint établi à l'aide du logiciel AutoCAD 2025 est de la forme suivante :

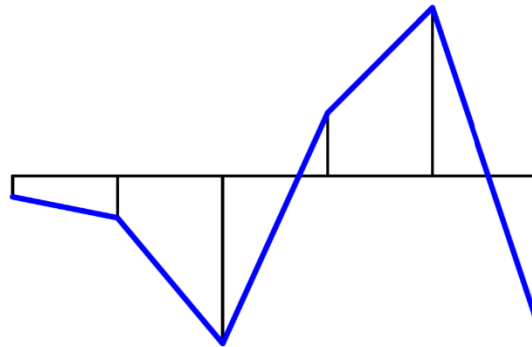


Figure III-14 Diagramme de M_p

Calcul de la surface et centre de gravité de chaque section :

$$A_i = B \cdot \left(\frac{H \cdot h}{2} \right);$$

$$X_G = \frac{X}{3} \left(\frac{y_i + 2y_f}{y_i + y_f} \right)$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau III-14 Calcul du moment dû à la précontrainte

Section	Surface (m ²)	Centre de gravite (m)
1	9.53	4.44
2	75.04	12.59
3	10.46	19.12
4	93.41	28.25
5	13.72	35.45

Nous trouverons ainsi la flèche due à la précontrainte :

$$f_p = - \int_0^{L/2} \frac{M_p \cdot X}{E_v \cdot I} dx = - \frac{1}{E_v \cdot I} \sum A_i X_{G,i}$$

$$f_p = - \frac{4001.2}{12589 \times 1.4} = - 22.5 \text{ cm}$$

3.1.4. Flèche totale :

Les flèches totales sont données par :

A vide : $f_{tot} = f_p + f_G = - 22.5 + 3.65 = - 18.35 \text{ cm}$

En charge : $f_{tot} = f_p + f_G + f_s = - 22.5 + 3.65 + 3.6 = - 15.25 \text{ cm}$

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{lim} = \frac{L}{500} = \frac{39.5}{500} = 0.079 \text{ m} = 7.9 \text{ cm}$$

$$f_{tot} = - 15.25 \text{ cm} < f_{lim} = 7.9 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

3.2. Calcul des rotations

3.2.1. Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I} \quad (26)$$

$$\theta_G = \frac{3962 \times 39.5}{3 \times 12589.10^3 \times 1.4} = 2.95 \times 10^{-3} \text{rd}$$

3.2.2. Rotation due aux surcharges

$$\theta_s = \frac{M_s \times L}{3 \times E_v \times I} \quad (27)$$

$$\theta_G = \frac{3998.1 \times 39.5}{3 \times 12589.10^3 \times 1.4} = 2.99 \times 10^{-3} \text{rd}$$

3.2.3. Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = - \int_0^L \frac{M_p}{2 \cdot E_v \times I} dx = - \frac{\sum A_i}{E_v \times I}$$

A_i : aire des sections du diagramme de précontrainte.

$$\theta_p = - \frac{9.53 + 75.04 + 10.46 + 93.41 + 13.72}{12589 \times 1.4} = - 11.5 \times 10^{-3} \text{rd}$$

3.2.4. Rotation totale

A vide : $\theta_{tot} = \theta_p + \theta_G = (-11.5 + 2.95) \times 10^{-3} = -8.55 \times 10^{-3} \text{rd}$

En charge : $\theta_{tot} = \theta_p + \theta_G + \theta_s = (-11.5 + 2.95 + 2.99) \times 10^{-3} = 5.56 \times 10^{-3} \text{rd}$

3.3. Calcul des déplacements

3.3.1. Déplacement dû à une rotation d'appui

$$\Delta_\theta = \theta_{tot} \times \frac{h}{2} \quad (28)$$

Avec : h : la hauteur totale de la dalle

$$\Delta_\theta = 5.56 \times 10^{-3} \times \frac{1.4}{2} = 3.892 \times 10^{-3} \text{m} = 0.39 \text{cm}$$

3.3.2. Déplacement dû au retrait

D'après le BPEL, On calcul de déplacement du au retrait suivant la formule :

$$\Delta_r = \frac{L}{2} \cdot \varepsilon_r (r(t) - r(t_0)) \quad (29)$$

Avec : ε_r : la valeur finale du retrait ;

$$\varepsilon_r = 2 * 10^{-4} \text{ (BPEL ; climat humide)}$$

$$r(t \rightarrow \infty) = 1$$

$$\Delta_r = \frac{39.5}{2} \times 2 \times 10^{-4} = 39.5 \times 10^{-4} m = \mathbf{0.395 \text{ cm}}$$

3.3.3. Déplacement dû au fluage

$$\Delta_{flu} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta\sigma_{flu}}{E_p} \quad (30)$$

Avec : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$.

$$\Delta_{flu} = \frac{39.5}{2} \times \frac{47.6}{1.9 \times 10^5} = 4.95 \times 10^{-3} m = \mathbf{0.495 \text{ cm}}$$

3.3.4. Déplacement dû à la variation de température

$$\Delta_T = \frac{L}{2} \times \varepsilon_T \quad (31)$$

$$\varepsilon_T = \alpha \cdot \Delta T$$

Avec :

ΔT : Différence de température.

α : coefficient de dilatation ou d'expansion thermique

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ pour le béton}$$

$$\varepsilon_T = 3 \times 10^{-6} \text{ (longue durée)}$$

$$\varepsilon_T = 2 \times 10^{-6} \text{ (courte durée)}$$

D'où :

$$\Delta_T = \frac{39.5}{2} \times 3 \times 10^{-4} = 0.593 \text{ cm (longue durée)}$$

$$\Delta_T = \frac{39.5}{2} \times 2 \times 10^{-4} = 0.395 \text{ cm (courte durée)}$$

3.3.5. Déplacement total

Le déplacement maximal est : $\Delta_{max} = \frac{2}{3}(\Delta_r + \Delta_{flu}) + \Delta_T + \Delta_\theta$

$$\Delta_{max} = \begin{cases} \frac{2}{3}(0.395 + 0.495) + 0.395 + 0.39 = \mathbf{1.38\ cm} & \text{(action de courte durée)} \\ \frac{2}{3}(0.395 + 0.495) + 0.593 + 0.39 = \mathbf{1.58\ cm} & \text{(actions de longue durée)} \end{cases}$$

4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé le nombre de câbles nécessaires pour assurer la stabilité du pont sous différentes sollicitations, constatant que le pourcentage maximal des pertes, situé à la section de mi-travée, est de 27,03%, ce qui est inférieur à l'estimation initiale de 30%. Pour le ferraillement passif, la dalle est renforcée avec trois nuances d'acier (HA25, HA20 et HA16). De plus, les déformations du tablier sont acceptables, indiquant que les déplacements verticaux, les flèches et autres types de déformations sont bien maîtrisés et restent dans les tolérances définies.

CHAPITRE IV :
PLANIFICATION
MANAGÉRIALE DU PROJET
VIADUC V1

1. Introduction

L'objectif de ce chapitre consiste à analyser les risques et restructurer la planification en optimisant ses différentes étapes en gérant efficacement les diverses ressources telles que les délais, le temps de réalisation, les coûts, la main-d'œuvre, le matériel, etc., afin de maximiser les profits et les bénéfices tout en minimisant les risques.

Pour ce faire, un calendrier préétabli pour la réalisation du Viaduc liant Rocade Sud (5 juillet) et la deuxième rocade d'Alger est disponible. Aucune planification n'est complète sans prendre en compte les ressources et les dépenses, d'où la prévision d'un budget de 1.947.151.150 DZD. [16]

2. Analyse SWOT

2.1. Définition

L'analyse SWOT est une méthode développée à Stanford dans les années 1970, largement utilisée en planification stratégique. Elle est structurée pour évaluer quatre aspects d'une organisation, d'un projet ou d'une entreprise. Cette analyse permet de capitaliser sur les forces, d'améliorer les faiblesses, de minimiser les menaces et de maximiser les opportunités disponibles.

Elle aide à définir une stratégie efficace en prenant en compte les éléments internes et externes qui affectent le projet. [17]

2.2. Avantages de l'analyse SWOT

L'analyse SWOT est un outil puissant qui aide à :

- Définir les objectifs : Elle permet de définir clairement les objectifs du projet et de déterminer les moyens pour les atteindre.
- Évaluer les forces et faiblesses : Elle aide à identifier les forces et faiblesses internes du projet, ce qui permet de comprendre les points forts et faibles de l'entreprise.
- Identifier les opportunités et menaces : ce qui aide à anticiper et à adapter la stratégie.
- Définir des stratégies : Elle aide à définir des stratégies pour exploiter les forces et opportunités, et pour compenser les faiblesses.

2.3. Piliers de l'analyse SWOT

Le bon déroulement du projet au sein de l'entreprise et la viabilité de ses stratégies reposent sur les 4 piliers de l'analyse SWOT ;

2.3.1. Forces

- Technologie exclusive : Le viaduc utilise une technique de dalle élégie exclusive en Algérie, ce qui permet de réduire le poids de la structure et de diminuer les coûts tout en gardant son inertie et sa résistance.
- Emplacement stratégique : Le viaduc est situé au-dessus du rond-point, ce qui en fait un point de passage pour les véhicules et un contournement important de Draria (Gain de temps)
- Capacité de charge : Le viaduc dalle est conçu pour supporter des charges importantes, ce qui en fait un élément clé pour la circulation routière.
- Capital expérience
- Entreprise certifiée aux normes ISO 9001 et 18001
- Existence de laboratoire propre au projet possédant leur propre centrale à béton.
- Existence d'aire de préfabrication propre au projet (Pour les prédalles)
- Sensibilisation des travailleurs sur les risques et dangers : Meetings HSE hebdomadaires

2.3.2. Faiblesses :

- Complexité de la construction : La construction du viaduc nécessite des compétences spécifiques et des équipements spécialisés, ce qui peut augmenter les délais
- Risques de défaillance : Le viaduc à dalle élégie est une structure complexe qui peut être sujette à des risques de défaillance si les matériaux ou les méthodes de construction ne sont pas appropriés.
- Potentielles Perturbations du Trafic : Construction au-dessus d'un rond-point très fréquenté
- La circulation des engins génératrices de poussière à l'intérieur des sites, provoquant des réclamations des riverains
- Les différentes activités des sites opérationnelles génèrent du bruit.

2.3.3. Opportunités

- Croissance économique : La commune d'El Achour est en croissance économique, ce qui peut augmenter la fréquentation du viaduc.
- Développement urbain : Le viaduc peut être intégré dans un plan de développement urbain plus large, ce qui peut augmenter son impact.
- Innovation : La technologie de dalle élégie peut servir de modèle pour d'autres projets de construction de ponts à travers le pays.
- Opportunités de travailler en collaboration avec les autres services de la direction du projet et les autres filiales du groupe. (Cosider OA, Cosider TP)

2.3.4. Menaces

- Changements climatiques : Les changements climatiques peuvent affecter la structure du viaduc et nécessiter des modifications pour assurer sa sécurité.
- Plaintes et désagréments à l'égard des riverains.
- Câbles électriques se trouvant au-dessus des piles 5 et 6 pouvant ralentir les travaux

L'analyse SWOT révèle que le projet de viaduc à El Achour présente des forces significatives, telles que l'utilisation d'une technique exclusive et une localisation stratégique. Cependant, il est confronté à des défis tels que la complexité technique et les coûts élevés. En utilisant cette analyse, il est possible de prendre des décisions stratégiques informées pour optimiser la réalisation du projet et minimiser les risques identifiés

3. Analyse des risques

3.1. Définitions

Le risque est la possibilité qu'un événement futur incertain se produise, entraînant des conséquences négatives ou positives.

Il implique l'incertitude quant à l'issue d'une situation donnée, il nécessite souvent une gestion proactive pour minimiser les effets néfastes ou maximiser les opportunités, et c'est la raison pour laquelle cette analyse a été élaborée.

3.2. Evaluation des paramètres

Le risque est généralement évalué en termes de sa probabilité de survenir, l'importance de ses conséquences, et de la possibilité de sa détection.

Le produit de ces 3 paramètres nous donne la criticité caractéristique de chaque risque, elle est définie par la formule suivante :

$$\text{La criticité} = \text{impact} * \text{probabilité} * \text{detection}$$

➤ Probabilité d'occurrence

L'évaluation de la probabilité d'occurrence est comprise dans un intervalle allant de 2 à 10 comme suit :

Tableau IV-1 Evaluation de la probabilité

Réurrence	Probabilité	Cotation
Très faible	Moins d'une fois par an	2
Faible	De une fois tous les 6 mois à une fois par an	4
Moyenne	De une fois par trimestre à une fois tous les 6 mois	6
Forte	De une fois par mois à une fois par trimestre	8
Très forte	De tous les jours à une fois par mois	10

➤ Niveau d'impact

Evaluation du niveau de gravité se fait comme suit :

Tableau IV-2 Evaluation de la gravité

Niveau de gravité	Cotation
Mineure	2
Significative	4
Moyenne	6
Importante	8
Majeure	10

Tableau IV-3 Identification des risques [26]

Risques	Impact (1-10)	Probabilité (1-10)	Détection (1-10)	Criticité	Effet
Défauts de conception	9	6	7	378	Risque de défaillance structurale
Instabilité du sol	9	7	9	567	Affaissement de la structure
Détérioration des matériaux	7	7	7	343	Risque de corrosion ou fissures
Conditions météorologiques extrêmes	5	5	8	200	Risque d'endommagement du pont
Erreurs de construction	7	5	6	210	Risque de défauts d'assemblage
Surcharge de trafic	6	3	6	108	Risque d'usure prématurée de la dalle
Défauts de conception des creux	8	5	8	320	Risque d'affaissement ou de fissures
Problèmes d'étanchéité des creux	7	4	6	168	Risque d'infiltration et de corrosion
Difficulté d'inspection des creux	7	6	4	168	Risque de détérioration non détectée
Instabilité des prix et du marché	4	6	9	216	Revoir les estimations ce qui peut prendre du temps
Manque de matériel	3	6	8	144	Retard sur l'avancement des travaux
Pannes du matériel	4	7	8	224	Retard sur l'avancement des travaux
Changement de variante de la dalle (Surface des vides)	7	4	6	168	Revoir les calculs et les choix du bureau d'étude causera un certain retard

3.3. Matrice des risques

La matrice des risques est déterminée en multipliant les cotations de l'impact par les cotations de la probabilité d'occurrence, ce qui génère la matrice suivante : [18]

Tableau IV-4 Matrice des risques

		Impact				
Probabilité	20	40	60	80	100	
	16	32	48	64	80	
	12	24	36	48	60	
	8	16	24	32	40	
	4	8	12	16	20	

Le code couleur relatif au tableau précédemment cité peut être résumé comme ceci :

Tableau IV-5 Code couleur relatif à la matrice des risques

Intervalle	Couleur
0-20	
21-40	
41-60	
61-80	
80-100	

Nous pourrions alors trier les risques, leur probabilité et leur impact selon le code couleur dans le tableau qui suit :

Tableau IV-6 Matrice des risques relatifs au Viaduc V1

Risques	Probabilité	Impact	Probabilité × Impact
Instabilité du sol	7	9	63
Défauts de conception	6	9	54
Détérioration des matériaux	7	7	49
Difficulté d'inspection des creux	6	7	42
Défauts de conception des creux	5	8	40
Erreurs de construction	5	7	35
Pannes du matériel	7	4	28
Changement de variante de la dalle (Surface des vides)	4	7	28
Problèmes d'étanchéité des corps creux	4	7	28
Conditions météorologiques extrêmes	5	5	25
Instabilité des prix et du marché	6	4	24
Surcharge de trafic	3	6	18
Manque de matériel	6	3	18

3.4. Mesures préventives

Pour les mesures de prévention, un tableau a été créé à partir des documents et rapports fournis, illustrant chaque risque et les mesures préventives correspondantes

Tableau IV-7 Mesures préventives

Risque	Mesures Préventives
Défauts de conception	- Réaliser des études approfondies de conception
Instabilité du sol	- Effectuer des études géotechniques détaillées
Détérioration des matériaux	- Utiliser des matériaux de qualité et effectuer une maintenance régulière
Conditions météorologiques extrêmes	- Prévoir des dispositifs de protection contre les intempéries
Erreurs de construction	- Assurer une supervision rigoureuse des travaux de construction
Surcharge de trafic	- Limiter la charge maximale admissible et réaliser des inspections régulières
Problèmes d'étanchéité des creux	- Mettre en place des systèmes d'étanchéité efficaces
Difficulté d'inspection des creux	- Prévoir des accès pour l'inspection des corps creux
Instabilité des prix et du marché	- Suivre les consignes réglementaires
Manque de matériel	- Faire un état des lieux des stocks et de la disponibilité des différents besoins
Pannes du matériel	- Vérification régulière de l'état du matériel avec des techniciens qualifiés
Changement de variante de la dalle (Surface des vides)	- Vérifier les résultats et travailler en coordination avec le bureau d'étude afin de refaire l'étude et éviter d'autres erreurs

4. Ressources mobilisées

4.1. Introduction

Il est très critique que, dans tout projet de construction, le personnel et les ressources matérielles soient mobilisés à temps afin de permettre à l'exécution de se faire de manière effective et dans des délais indiqués. Le projet de construction de l'étude du viaduc ne fait pas exception à cette règle. Il est donc crucial dans ce chapitre d'exposer les différentes ressources mobilisées pour la réalisation du projet.

4.2. Ressources humaines

Les ressources humaines sont l'une des ressources de base du projet. Elles vont des ingénieurs, des techniciens, aux ouvriers et aux gestionnaires de projet. Une bonne méthode pour les gérer et les coordonner est très nécessaire pour maintenir la cohésion des travaux et la qualité du travail qui est effectuée. De ce fait, une matrice Réalisateur, Approbateur, Consulté, Informé (RACI) a été établie ;

Le panel couleur utilisé pour la matrice RACI est le suivant :

Tableau IV-8 Code couleur pour la matrice RACI

	Code couleur
Réalisateur	R
Approbateur	A
Consulté	C
Informé	I

A partir de cela nous avons pu établir la matrice RACI suivante : [19]

Tableau IV-9 Matrice RACI

	Ingénieur génie civil	Ingénieur TP	Chef de projet	Chef de chantier	Chef de base	Ingénieur QHSE	Ingénieur Matériaux	DRH	Responsable Financier	Dessinateur Projeteur
Etude d'opportunités et de faisabilité	C		A	I	I	I			R	
Etude du marche	C	I	A	I	I	I				
Etude géotechnique	R	C	A	C	I					
Etude de matériaux	C	I	C	C	C	C	R			
Conception des plans	A	C	A	C	C					R
Avant-projet sommaire	I	I	R	I		C		C	C	
Avant-projet détaillé	I	I	R	I		C		C	C	
Plan de chantier	R	I	C	R	C					I
Contrôle QHSE			I			R	I			
Dimensionnement des éléments	A	C	A	C	C					
Vérification de la stabilité et conformité	A	I	A	C	C	R	C			
Conception et réalisation physique	R	C	A	C	C		I			C
Etude financière	C		A					I	R	
Organisation du chantier	A		C	R	C	C		C	I	I
Planification du projet	A		A			C		I	C	
Optimisation des coûts	C		C					I	R	
Gestion des ressources humaines	I		I	I	I	I		R		
Suivi de chantier	R	C	I	R	C	C	I	C	I	

4.3. Ressources matérielles

Les ressources matérielles sont toutes les machines, outils, matériaux et équipements nécessaires pour la réalisation du viaduc, y compris les équipements fixes, les équipements de mise en place du chantier et des travaux de terrassement, et les équipements de mise en œuvre de la structure du génie civil. La manière dont ces ressources sont rendues accessibles, maintenues et gérées est donc un facteur très déterminant pour la viabilité et le succès du projet.

➤ Équipements fixes

- Grues mobiles télescopiques
- Camions de servitude
- Pick up
- Bureaux de chantier
- Retro chargeurs
- Mini pelles / Chariots élévateurs
- Compresseurs d'air

➤ Équipements de mise en place du chantier

- Poste de soudage
- Gruas et grues mobiles
- Pelles hydrauliques
- Chargeurs pneumatiques
- Conduites et réservoirs d'eau
- Camions et véhicules de transport

➤ Équipements de mise en œuvre de la structure du génie civil

- Pompe à béton
- Pelles mécaniques et excavatrices
- Bétonnières et centrales à béton mobiles
- Nacelles élévatrices
- Pilonneuses et compacteurs
- Camions-bennes
- Coffrages et étais

De ce fait nous avons pu établir un plan d'installation du chantier à l'aide du logiciel Autodesk AutoCAD 2025 ;

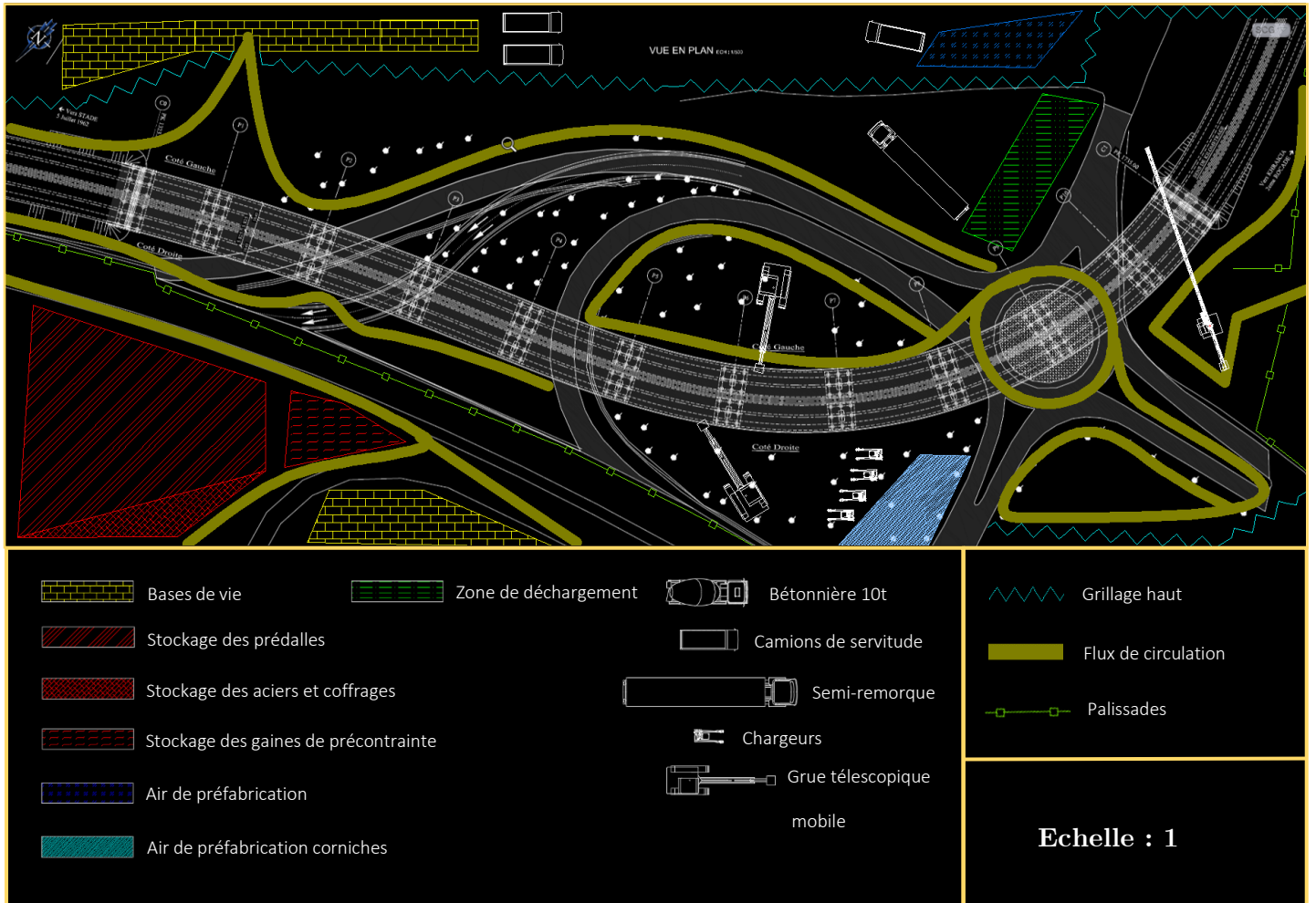


Figure IV-1 Plan d'installation du chantier

4.4. Ressources financières et calcul des coûts

La gestion financière est cruciale pour la réussite de chaque projet. Avec un budget alloué de 1.947.151.150 DZD, ce chapitre se concentre sur la planification et le contrôle des coûts, la répartition des tâches, et les méthodes d'optimisation de la durée ainsi que des ressources du projet.

4.4.1. Optimisation par planification (PRIMAVERA)

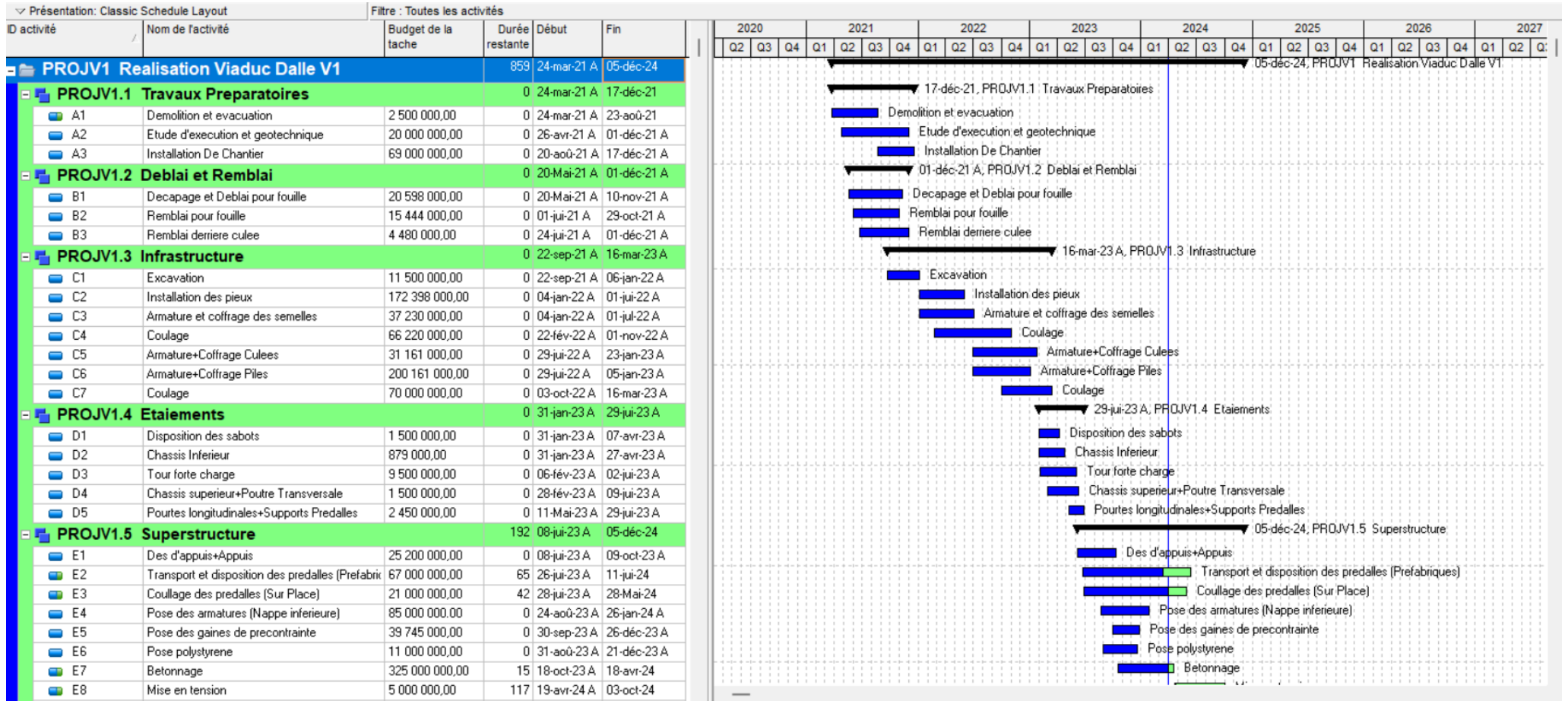
Ici nous abordons la manière dont nous avons utilisé le logiciel Primavera P6 Professional 23 pour planifier et optimiser les tâches du projet, en jouant sur la durée de ces dernières. La démarche d'optimisation que nous avons adoptée a permis de réaliser des gains de temps significatifs, résultant de plusieurs changements apportés par rapport au planning initial. [20]

On peut citer comme exemples des changements effectués :

- Commencer l'étude géotechnique avant la fin de l'excavation, grâce à cela nous avons pu optimiser l'utilisation du temps et des ressources, ce qui a permis de gagner 98 jours dans le planning global du projet. Cette anticipation a permis de réduire ainsi les temps d'attente et les périodes d'inactivité.
- Inverser l'ordre d'installation des pieux. Le pieux P1 étant gêné par des câbles électriques, nous avons décidé d'installer le pieux P5 en priorité. Cette approche pragmatique a permis à l'équipe de SONELGAZ de trouver une solution aux câbles électriques pendant que nous avançons avec le pieux P5, gagnant ainsi 26 jours dans l'installation des pieux. Cette décision a non seulement optimisé le temps mais aussi minimisé les interruptions potentielles du travail.
- Pour maximiser l'efficacité, l'équipe travaillant sur les prédalles a été divisé en deux groupes. Cela a permis de mener simultanément la disposition des prédalles préfabriquées et le coulage des prédalles coulées in situ. Grâce à cette réorganisation, nous avons réalisé un gain de temps de 187 jours. Cependant, cette approche a nécessité l'installation d'une aire de préfabrication sur le chantier, qui a coûté 4.210.000 DZD et pris 69 jours. Malgré ce coût et ce délai supplémentaires, le gain net de temps pour cette tâche a été de 118 jours.

Le planning final du projet « Viaduc V1 » est présenté dans la figure suivante :

Les taux d'avancement des tâches se trouvent dans l'Annexe 3



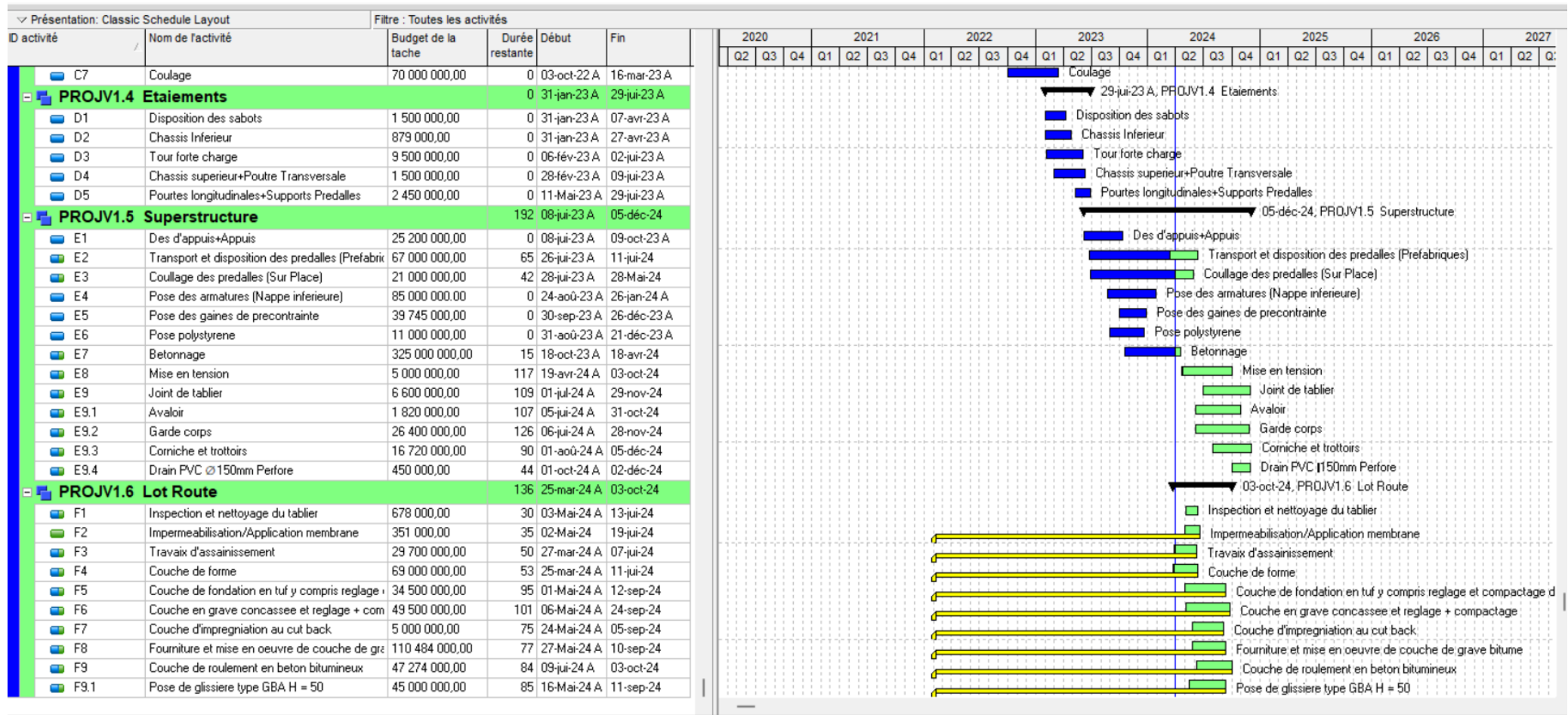


Figure IV-2 Planning final "Viaduc V1"

4.4.2. Optimisation par la méthode de PERT-Coût

➤ Définition

La méthode PERT-Coût, également connue sous le nom de PERT-COST, est une méthode de gestion de projet qui vise à minimiser la durée du projet tout en optimisant les coûts. Elle est basée sur la méthode PERT (Program Evaluation and Review Technique) et ajoute une dimension de coût pour prendre en compte les coûts associés à chaque tâche. [21]

➤ Avantages

- Précision : Permet des estimations de durée plus précises en prenant en compte les variations potentielles ainsi que les accélérations de tâches.
- Identification des Tâches Critiques : Aide à identifier les tâches critiques et à se concentrer sur celles qui impactent directement la durée totale du projet (Cette méthode se fait sur le chemin critique du projet)
- Optimisation des Ressources : Facilite l'allocation optimale des ressources en identifiant les tâches où des ajustements peuvent être effectués pour réduire les coûts.
- Amélioration de la Planification : Offre une vision claire et structurée des dépendances entre les tâches, améliorant ainsi la planification et le suivi.
- Réduction des Risques : En permettant une meilleure anticipation des problèmes potentiels, la méthode aide à minimiser les risques de dépassement de délais et de coûts.
- Suivi et contrôle : Facilite la supervision et le suivi du projet en mettant en évidence le chemin critique et l'interdépendance des tâches.
- Flexibilité : Elle permet de modifier les plans en cas de changements ou d'incertitudes.

➤ Procédé

Bien que très efficace, la méthode de PERT-Coût nécessite un calcul méticuleux et des étapes précises à respecter. Cet organigramme détaille les étapes clés du procédé illustrant comment chaque phase contribue à une gestion optimisée des délais et des coûts ;

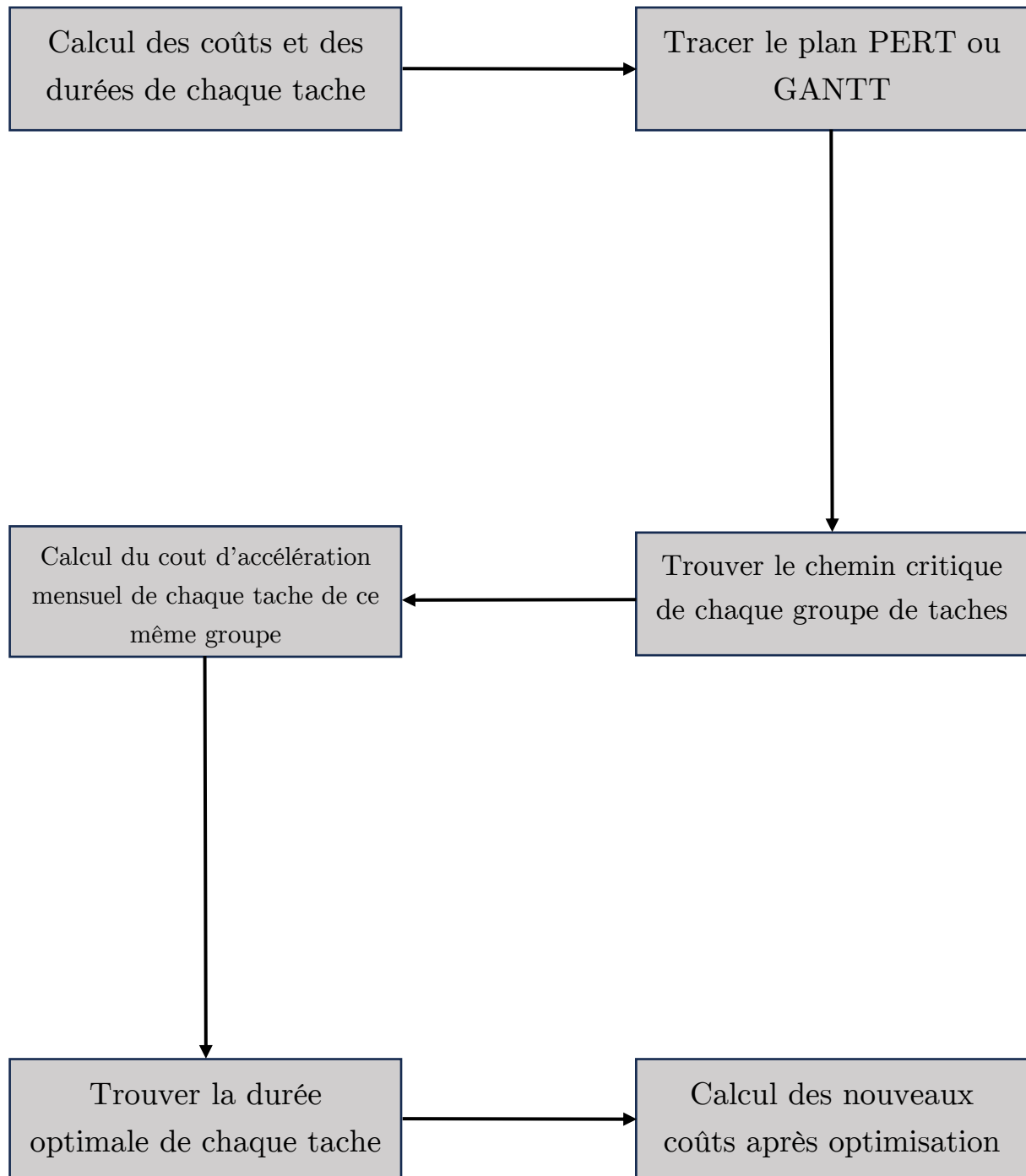


Figure IV-3 Organigramme présentant les étapes de la méthode PERT-Coût

➤ Critères de choix

- **Comment choisir les coûts d'accélération :**

. L'analyse coût-bénéfice : Cette analyse a pour but de déterminer si l'accélération d'une tâche justifie le coût additionnel.

. Ressources Financières Disponibles : Les fonds disponibles pour les accélérations doivent être pris en compte. Il est essentiel de s'assurer que l'accélération d'une tâche ne dépasse pas le budget alloué au projet.

. Calcul précis : Pour calculer les coûts d'accélération des tâches, il est recommandé de se référer à la norme ISO 21500 - Lignes directrices sur le management de projet. Cette norme fournit des recommandations générales pour le management de projet et couvre les aspects clés tels que la gestion des coûts. On trouve notamment ;

Coût des matériaux : 23%

Coût du personnel : 13%

Coût de la maintenance et des sous traitements : 15%

- **Comment choisir les tâches à accélérer :**

. Présence sur le chemin critique : Les tâches situées sur le chemin critique ont un impact direct sur la durée totale du projet. Accélérer ces tâches permet de réduire le temps global du projet, c'est pour cela que les tâches à accélérer doivent impérativement faire partie du chemin critique.

. Interdépendances : Les tâches qui libèrent des contraintes sur d'autres tâches importantes sont souvent accélérées. Cela permet de débloquent des étapes critiques ultérieures dans le projet.

. Disponibilité des Ressources : La disponibilité des ressources humaines, matérielles et financières nécessaires pour accélérer une tâche joue un rôle clé. Les tâches pour lesquelles les ressources sont immédiatement disponibles sont plus susceptibles d'être accélérées.

. Décision du maître d'ouvrage : Le maître d'ouvrage peut décider des tâches à accélérer et à ne pas accélérer.

➤ Application de la méthode PERT-Coût au projet V1

1- Travaux préparatoires

Dans les travaux préparatoires il y a possibilité d'accélérer toutes les tâches (Démolition et évacuation, Etude d'exécution et géotechnique, Installation De Chantier).

Le tableau suivant résume le Coût d'accélération ainsi que les accélérations possibles pour chaque tâche ;

Tableau IV-10 Accélération des travaux préparatoires

Tache	Réductions potentielles	Coût d'accélération
Démolition et évacuation	1	200 000 DZD
Etude d'exécution et géotechnique	2	1 295 000 DZD 2 195 000 DZD
Installation De Chantier	2	11 500 000 DZD 10 150 000 DZD

- Coût initial :

$$9\ 150\ 000 \times 10 = 91\ 500\ 000\ \text{DZD}$$

- 1^{ère} itération :

$$9\ 150\ 000 \times 8 + 200\ 000 + 1\ 295\ 000 + 11\ 500\ 000 = 86\ 195\ 000\ \text{DZD}$$

- 2^{ème} itération :

$$9\ 150\ 000 \times 7 + 2\ 195\ 000 + 200\ 000 + 1\ 295\ 000 + 11\ 500\ 000 = 79\ 240\ 000\ \text{DZD}$$

- 3^{ème} itération :

$$9\ 150\ 000 \times 6 + 10\ 150\ 000 + 2\ 195\ 000 + 200\ 000 + 1\ 295\ 000 + 11\ 500\ 000 = 80\ 240\ 000\ \text{DZD}$$

On arrête le processus quand le Coût augmente.

Alors le Coût optimal est 79 240 000 DZD

2- Superstructure

Dans la superstructure il y a possibilité d'accélérer les tâches suivantes : Transport et disposition des prédalles (Préfabriqués), Coulage des prédalles (In Situ), Bétonnage, Mise en tension, Joint de tablier, Avaloir, Garde-corps, Corniche et trottoirs.

Le tableau suivant résume le Coût d'accélération ainsi que les accélérations possibles pour chaque tâche ;

Tableau IV-11 Accélération de la superstructure

Tache	Réductions potentielles	Coût d'accélération
Transport et disposition des prédalles (Préfabriqués)	2	3 860 000 DZD 11 200 000 DZD
Coulage des prédalles (In Situ)	1	1 280 000 DZD
Bétonnage	3	19 890 000 DZD 14 500 000 DZD 18 621 000 DZD
Mise en tension	1	1 225 650 DZD
Avaloir	1	9 680 000 DZD
Joint de tablier	1	850 000 DZD
Garde-corps	1	1 350 000 DZD
Corniches et trottoirs	1	900 000 DZD

- Coût initial :

$$35\,055\,555 \times 18 = 631\,000\,000 \text{ DZD}$$

- 1^{ère} itération :

$$35\,055\,555 \times 17 + 1\,350\,000 + 900\,000 + 850\,000 = 599\,844\,435 \text{ DZD}$$

- 2^{ème} itération :

$$35\,055\,555 \times 16 + 3\,860\,000 + 1\,280\,000 + 1\,350\,000 + 900\,000 + 850\,000 = 569\,128\,880 \text{ DZD}$$

- 3^{ème} itération :

$$35\,055\,555 \times 15 + 19\,890\,000 + 3\,860\,000 + 1\,280\,000 + 1\,350\,000 + 900\,000 + 850\,000 = 553\,396\,325 \text{ DZD}$$

- 4^{eme} itération :

$$35\,055\,555 \times 14 + 14\,500\,000 + 11\,200\,000 + 19\,890\,000 + 3\,860\,000 + 1\,280\,000 + 1\,350\,000 + 900\,000 + 850\,000 = 554\,428\,770 \text{ DZD}$$

On arrête le processus quand le Coût augmente.

Alors le Coût optimal est 553 396 325 DZD

3- Lot Route

Dans le lot route il y a possibilité d'accélérer une seule tâche : Fourniture et mise en œuvre d'une couche de roulement en béton bitumineux y compris couche d'accrochage sur GB.

Tableau IV-12 Accélération du lot route

Tache	Réductions potentielles	Coût d'accélération
Couche de roulement en béton bitumineux	1	19 850 600 DZD

- Coût initial :

$$55\,926\,714 \times 7 = 391\,487\,000 \text{ DZD}$$

- 1^{ere} itération :

$$55\,926\,714 \times 6 + 19\,850\,600 = 355\,410\,884 \text{ DZD}$$

Alors le coût optimal est 355 410 884 DZD

5. Conclusion

L'analyse SWOT du projet de viaduc à El Achour a révélé des forces et des défis, permettant des décisions stratégiques pour optimiser sa réalisation et minimiser les risques. En utilisant le logiciel Primavera P6 Professional 23, nous avons planifié et optimisé les tâches, réalisant des gains de temps significatifs. Une matrice RACI a été établie pour mieux organiser les équipes, et un plan de chantier a été élaboré pour organiser le chantier et le matériel. Enfin, la méthode PERT-Coût a aidé à optimiser les ressources, accélérer les tâches et gérer les coûts, assurant ainsi le respect du budget du projet.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L'ingénieur civil est au cœur de la réalisation d'infrastructures complexes, où la résolution des problèmes, la polyvalence et l'esprit d'analyse sont essentiels. Le projet Viaduc V1, El Achour a permis de démontrer l'importance de ces compétences dans un contexte réel et concret.

L'étude technique de ce projet a impliqué une analyse détaillée et un dimensionnement précis du tablier du viaduc, nécessitant une compréhension des caractéristiques des matériaux utilisés. Après avoir présenté les données fonctionnelles ainsi que les données climatiques, sismologiques, et géologiques, nous avons défini les principaux matériaux de construction : le béton ($f_{c28} = 27$ MPa et $f_{c28} = 40$ MPa), les aciers passifs (FeE500) et les aciers actifs (câbles 19T15S). La modélisation de la dalle, tenant compte des charges et surcharges, a été effectuée avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025, permettant de déterminer les sollicitations pour les différentes combinaisons de charges et d'identifier les plus défavorables, préparant ainsi le calcul de la précontrainte et du ferrailage. Le calcul du nombre de câbles nécessaires a révélé que le pourcentage maximal des pertes, situé à la section de mi-travée, est de 27,03. La dalle est renforcée avec trois nuances d'acier (HA25, HA20 et HA16), et les déformations du tablier, y compris les déplacements verticaux et les flèches, sont bien maîtrisées et restent dans les tolérances définies.

Sur le plan managérial, la gestion du projet a mis en lumière l'importance du management de projet dans le succès des travaux. La planification minutieuse des tâches, l'optimisation des ressources et la maîtrise des délais ont été des facteurs clés. Les décisions prises, basées sur des analyses de risques et des études SWOT, ont permis de minimiser les retards et les coûts, tout en assurant la qualité et la sécurité du projet. L'intégration de l'outil de planification Primavera P6 Professional 23 a été déterminante pour la révision et l'optimisation des délais, permettant des économies de temps substantielles grâce à une meilleure organisation des équipes et à la synchronisation des tâches.

En conclusion, ce projet illustre parfaitement l'étendue et la complexité du domaine du génie civil. La réussite du projet V1 repose sur une combinaison harmonieuse entre une étude technique rigoureuse et une gestion de projet efficace. L'évolution constante du monde et du domaine du génie civil impose aux ingénieurs de s'adapter et de développer continuellement leurs compétences. Ce projet est un exemple concret de cette dynamique, démontrant comment les ingénieurs peuvent relever les défis actuels et futurs en alliant technologie, savoir-faire et gestion stratégique.

Bibliographie

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Cosider OA - BET GRAMAH CONSULTING, «Piece Graphique V1 PK1+529,» 2023.
- [2] Cosider OA - GRAMAH CONSULTING, «Etude d'execution - Rapport d'Analyse de la compagne Geotechnique V1,» 2021.
- [3] RCPR - Evaluation des actions dues au trafic, 2008.
- [4] Règles BAEL 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62., 2000.
- [5] «Bases communes – Définitions des ELU et ELS,» 2020. [En ligne]. Available: <https://www.nomadeducation.fr/revisions/batiment-architecture-techniques-savoir-faire-e-lb278689/bases-communes-definitions-des-elu-et-els-cybfbe51>. [Accès le 27 Fevrier 2024].
- [6] Cosider OA BET, «Rapport des pieces et materiaux utilisés,» 2022.
- [7] SETRA, SETRA - Guide de conception Pont-Dalles, 1996.
- [8] SETRA, Dalle Precontrainte Elegie - dimmensionnemt de la hauteur des dalles elegies.
- [9] Eurocode, Charges sur les ponts routiers : EUROCODE 1.
- [10] AUTODESK, "Robot Structural Analysis," 2024. [Online]. Available: <https://www.autodesk.fr/products/robot-structural-analysis/overview>. [Accessed 2 Mai 2024].
- [11] A. F. R. L. J. P. Robert Chaussin, La precontrainte, 1993.
- [12] Règles BPEL 91, Avril 1992, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint., 1991.
- [13] CCTG, CCTG - Travaux Publics, section 2 : béton précontraint..
- [14] M. CHERRAK, *Cours Beton Precontraint - Chap 4 - Recap Pertes*, 2023.
- [15] M. CHERRAK, *Cours Beton Precontraint - Chap 1 2 3 : Definition et principe du fonctionnement du BP*, 2023.

Bibliographie

- [16] Cosider OA - Cherif GRIFA, Groupement Conjoint GRPA (Groupement de réalisation partielle d'El Achour), «Marche El Achour - Devis Quantitatif et Estimatif,» 2022.
- [17] «Qu'est-ce que l'analyse SWOT ? Exemples et méthode,» Fevrier 2024. [En ligne]. Available: <https://asana.com/fr/resources/swot-analysis>. [Accès le 4 Juin 2024].
- [18] B. Mehdi, «Mémoire de projet de fin d'études : Management de Projet – Calcul d'un tablier de pont et Optimisation des ressources de réalisation du projet M29 Lot 2 : Ain Naadja - Baraki,» 2022.
- [19] Cosider OA - AUDIT INTERNE , «Gestion Equipe,» 2024.
- [20] Oracle Primavera P6, «Primavera P6 by Oracle,» 2024. [En ligne].
- [21] S. C. Sharma, «Operation Research: Pert, Cpm & Cost Analysis,» 2017.
- [22] Z. Fayçal, Management de projet.
- [23] SETRA, «Largeurs et hauteurs equivalentes,» chez *SETRA : Calcul des pont-dalles a larges encorbellements* .
- [24] «Elements de Beton Arme - Chap 3, Calcul des dalles rectangulaires».
- [25] K. M. N. KELLOU Walid, «Memoir de Master ENP - Etude du ferrailage et de la précontrainte d'un pont dalle hyperstatique situé sur le tronçon BOUGHEZOUL - M'SILA,» 2012.
- [26] Cosider OA, «Danger Rencontres - Rapport,» 2023/2024 .
- [27] Cosider TP, «Plan De Chantier V1,» 2023.
- [28] A. M. Neville, Properties of Concrete. 5th Edition., Pearson Education Limited, 2011..

Annexes

Annexes

Annexe 3

Details du plan actuel

Nom de l'activité	Budget de la tache	Durée restante(d)	(*)Début	(*)Fin	Taux d'avancement (%)
Demolition et evacuation	2 500 000,00	0	24/03/2021 08:00	23/08/2021 08:00	100
Etude d'execution et geotechnique	20 000 000,00	0	26/04/2021 08:00	01/12/2021 08:00	100
Installation De Chantier	69 000 000,00	0	20/08/2021 08:00	17/12/2021 16:00	100
Decapage et Deblai pour fouille	20 598 000,00	0	20/05/2021 08:00	10/11/2021 16:00	100
Remblai pour fouille	15 444 000,00	0	01/06/2021 08:00	29/10/2021 16:00	100
Remblai derriere culee	4 480 000,00	0	24/06/2021 08:00	01/12/2021 16:00	100
Excavation	11 500 000,00	0	22/09/2021 08:00	06/01/2022 16:00	100
Installation des pieux	172 398 000,00	0	04/01/2022 08:00	01/06/2022 16:00	100
Armature et coffrage des semelles	37 230 000,00	0	04/01/2022 10:18	01/07/2022 16:00	100
Coulage	66 220 000,00	0	22/02/2022 08:00	01/11/2022 16:00	100
Armature+Coffrage Culees	31 161 000,00	0	29/06/2022 08:00	23/01/2023 16:00	100
Armature+Coffrage Piles	200 161 000,00	0	29/06/2022 08:00	05/01/2023 10:00	100
Coulage	70 000 000,00	0	03/10/2022 08:00	16/03/2023 14:00	100
Disposition des sabots	1 500 000,00	0	31/01/2023 08:00	07/04/2023 16:00	100
Chassis Inferieur	879 000,00	0	31/01/2023 08:00	27/04/2023 16:00	100
Tour forte charge	9 500 000,00	0	06/02/2023 08:00	02/06/2023 16:00	100
Chassis superieur+Poutre Transversale	1 500 000,00	0	28/02/2023 08:00	09/06/2023 16:00	100
Pourtes longitudinales+Supports Predalles	2 450 000,00	0	11/05/2023 08:00	29/06/2023 16:00	100
Des d'appuis+Appuis	25 200 000,00	0	08/06/2023 08:00	09/10/2023 16:00	100
Transport et disposition des predalles (Prefabriques)	67 000 000,00	65	26/06/2023 08:00	27/06/2024 14:00	39,39
Coullage des predalles (Sur Place)	21 000 000,00	42	28/06/2023 09:53	28/05/2024 11:00	20,2
Pose des armatures (Nappe inferieure)	85 000 000,00	0	24/08/2023 08:00	26/01/2024 16:00	100
Pose des gaines de precontrainte	39 745 000,00	0	30/09/2023 08:00	26/12/2023 16:00	100
Pose polystyrene	11 000 000,00	0	31/08/2023 00:00	21/12/2023 16:00	100
Betonnage	325 000 000,00	15	18/10/2023 14:00	18/04/2024 16:00	18,2
Mise en tension	5 000 000,00	117	19/04/2024 08:00	03/10/2024 12:00	2
Joint de tablier	6 600 000,00	109	01/07/2024 10:21	29/11/2024 12:00	1,5
Avaloir	1 820 000,00	107	05/06/2024 00:00	31/10/2024 16:00	3
Garde corps	26 400 000,00	126	06/06/2024 08:00	28/11/2024 16:00	0
Corniche et trottoirs	16 720 000,00	90	01/08/2024 08:00	05/12/2024 12:01	0
Drain PVC Ø150mm Perfore	450 000,00	44	01/10/2024 08:00	02/12/2024 10:47	0
Inspection et nettoyage du tablier	678 000,00	30	03/05/2024 08:00	13/06/2024 16:00	0
Impermabilisation/Application membrane	351 000,00	35	02/05/2024 08:00	19/06/2024 16:00	0
Travaux d'assainissement	29 700 000,00	50	27/03/2024 08:00	07/06/2024 16:00	0
Couche de forme	69 000 000,00	53	25/03/2024 08:00	11/06/2024 12:00	0
Couche de fondation en tuf y compris reglage et com	34 500 000,00	95	01/05/2024 05:03	12/09/2024 13:16	0
Couche en grave concassee et reglage + compactage	49 500 000,00	101	06/05/2024 12:00	24/09/2024 12:00	0
Couche d'impregniation au cut back	5 000 000,00	75	24/05/2024 08:00	05/09/2024 16:00	0
Fourniture et mise en oeuvre de couche de grave bitui	110 484 000,00	77	27/05/2024 08:00	10/09/2024 16:00	0
Couche de roulement en beton bitumineux	47 274 000,00	84	09/06/2024 08:00	03/10/2024 16:00	0
Pose de glissiere type GBA H = 50	45 000 000,00	85	16/05/2024 08:00	11/09/2024 16:00	0

Figure V-3 Tableau Excel présentant le taux d'avancement du planning