

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique Université
Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**



ⵜⴰⵎⴰⵎⵎⵉⵔⵉⵜ ⵏ ⵏⵉⵙⵓⵎⵎⵉⵔ ⵏ ⵜⵉⵣⵉⵓⵣⵓⵔ

Faculté de Génie de la Construction Département des travaux publics

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master II en Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

**Etude du viaduc « OA 06 » de la Zone Extension touristique
"SIDI FREDJ & PALM BEACH» (Du PK 229+262 au PK
463+382)**

Réalisé par :

Mlle. MENDES Wissam

M.BELABBAS Aghiles

Composition du Jury :

Promotrice Mme. O. HELLAL

Présidente Mme. N. MILOUDI

Examinatrice Mme. M.BELHOUCINE

Promotion 2023/2024

REMERCIEMENT

Nous remercions Dieu le Tout-Puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Madame HELLAL.O. Nous la remercions pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Nous exprimons aussi nos vifs remerciements aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer notre travail ainsi qu'à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation tout au long de nos années d'études.

Nous ne saurons jamais assez remercier la lumière de nos vies, nos parents, qui par leurs prières et leurs encouragements, nous ont permis de surmonter tous les obstacles.

Pour conclure, nous souhaitons adresser nos remerciements à l'ensemble du personnel du département de travaux publics de la faculté de génie de construction ainsi qu'à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicace

*Que ce travail puisse exprimer notre reconnaissance à toutes
les personnes qui nous ont suivis,*

Aidés et aimés tout au long de notre vie

*A vous chers parents, pour votre amour infaillible, votre
soutien et vos longs sacrifices.*

*A vous mon frère et ma sœur. A toute la famille pour son
assistance.*

*Spéciale dédicace à OULD ALI YUCEF et MAHIOU
SAMIRA Et a tous nos amis, camarades étudiants -
ingénieurs, sans qui la vie n'aurait jamais été aussi belle.*

A TOUS CEUX QUI NOUS AIMENT

MENDES. W

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à Mes parents, piliers inébranlables de mon parcours, pour leur soutien indéfectible tout au long de mes études. À mes professeurs, sources d'inspiration et guides précieux dans cette aventure académique. À mes camarades de classe, dont l'amitié et l'esprit d'entraide ont égayé ce chemin parfois ardu. Une pensée particulière pour notre promotrice madame HELLAL, dont les conseils avisés et la patience ont été déterminants dans la réalisation de ce projet. Je tiens également à exprimer ma gratitude envers tous ceux qui ont cru en moi et m'ont encouragé à persévérer, ainsi qu'à ma famille, source inépuisable de motivation et de réconfort. À mon petit frère Massine, dont l'admiration et la joie de vivre m'ont constamment rappelé l'importance de rester curieux et passionné. Ma reconnaissance va aussi à tous les chercheurs et professionnels dont les travaux ont nourri ma réflexion. Un merci spécial à Tiziri pour son amour et son soutien au quotidien. Enfin, je dédie ce travail à moi-même, pour avoir relevé ce défi avec détermination et passion.

BELABBAS.A

Résumé

Ce mémoire de fin d'étude se concentre sur la conception et l'étude d'un viaduc faisant partie de la zone d'extension touristique reliant Sidi Fredj à Palm Beach. Il s'agit d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension. Initialement, une conception détaillée des éléments du pont ainsi que leur dimensionnement ont été réalisés, suivis de l'évaluation des charges et surcharges agissant sur la structure

Une modélisation numérique de la superstructure (le tablier), a été effectuée à l'aide du logiciel Autodesk ROBOT Structure Analysis. Les résultats obtenus ont permis d'identifier les sollicitations les plus critiques et de dimensionner la précontrainte ainsi que le ferrailage de la dalle.

En conclusion, l'étude s'est achevée avec le dimensionnement et le ferrailage des éléments de l'infrastructure (culée, pile et les fondations profondes : semelle et pieux) sous l'effet des charges statiques sismique et dynamiques.

Mots clef : Pont à poutre, béton précontraint, post-tension, charge et surcharge, modélisation, superstructure, infrastructure, statique, dynamique.

Abstract

This thesis focuses on the design and study of a viaduct within the tourist expansion zone linking Sidi Fredj to Palm Beach. The structure is a post-tensioned concrete girder bridge. Initially, detailed design and dimensioning of the bridge elements were conducted, followed by the evaluation of loads and surcharges acting on the structure.

Numerical modeling of the superstructure (the deck) was performed using Autodesk ROBOT Structure Analysis software. The results facilitated the identification of critical stresses and the sizing of prestressing and slab reinforcement.

In conclusion, the study culminated in the dimensioning and reinforcement of infrastructure elements (abutments, piers, and deep foundations: footings and piles) under the influence of static and dynamic loads.

Keywords: girder bridge, post-tensioned concrete, post-tensioning, load and surcharge, modeling, superstructure, infrastructure, static, dynamic.

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1: VUE SATELLITE DU SITE DE L'OUVRAGE (GOOGLE EARTH)	2
FIGURE I.2: TRACE EN PLAN	3
FIGURE I.3: PROFIL EN LONG.....	3
FIGURE I.4: COUPE SUR LE PROFIL EN LONG ZOOM.....	4
FIGURE I.5: PROFIL EN TRAVERS	4
FIGURE I.6 CARTE DE ZONAGE SISMIQUE D'ALGERIE	6
FIGURE II.1 : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON.....	10
FIGURE II.3: DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DE L'ACIER UTILISE.....	11
FIGURE III.1: COUPE TRANSVERSALE D'UNE POUTRE	13
FIGURE III.2: HOURDIS GENERAL.....	17
FIGURE III.3: NOTATION UTILISEES	17
FIGURE III.4: SECTION D'ABOUT	19
FIGURE III.5: SECTION MEDIANE.....	20
FIGURE III.6: SECTION INTERMEDIAIRE	21
FIGURE IV.1: POUTRE DE INTERMEDIAIRE ET POUTRE DE RIVE.....	26
FIGURE IV.2 DIMENSIONS DE LA CORNICHE	29
FIGURE IV.3 SYSTEME BC.....	34
FIGURE IV.4: SYSTEME BT	35
FIGURE IV. 5: CONVOIE MC120	36
FIGURE IV.6: SYSTEME D240	37
FIGURE V.2: REGLAGES DES PREFERENCES	39
FIGURE VI.9: VUE EN PLAN DU FERRAILLAGE DE LA DALLE	69
FIGURE VI.10: FERRAILLAGE DANS LE SENS TRANSVERSAL	70
FIGURE VI. 11: FERRAILLAGE DANS LE SENS LONGITUDINALE	70
FIGURE VII.1 TRACE D'UN CABLE	77
FIGURE VII.2 TRACE DE CABLE EMERGEANT	78
FIGURE VI. 3 : DISPOSITION DES CABLES SE PRECONTRAINTE	80
FIGURE VI. 4 : TRACE DES CABLES	81
FIGURE VI. 5 : COMPOSANTES DE LA FORCE DE PRECONTRAINTE.....	84
FIGURE VI. 6 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°1.....	90
FIGURE VI. 7 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°2.....	92
FIGURE VI. 9 : DIAGRAMME DE CHUTE DE TENSION AVANT ET APRES BLOCAGES DANS LE CABLE N°3.....	94

FIGURE VIII. 1 : LES DIMENSIONS DE LA PILE EN METRE	131
FIGURE VIII. 3 : LES ETAPES DU SEISME	134
FIGURE VIII. 4 : LES ETAPES DU SEISME	135
FIGURE VIII. 5: MODELISATION DU LA STRUCTURE	135
FIGURE VIII. 6 : EXEMPLE CHARGE APPLIQUE SUR LA PILE.....	136
FIGURE VIII. 7 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELU.....	136
FIGURE VIII. 8: MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELU	137
FIGURE VIII. 9 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELS	137
FIGURE VIII. 10 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELS.....	137
FIGURE VIII. 11 : EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELA.....	138
FIGURE VIII. 12 : MOMENTS FLECHISSANT DU CHEVETRE A L'ELA	138
FIGURE VIII. 13 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DU CHEVETRE	143
FIGURE VIII. 14 : FERRAILLAGE DE CHEVETRE.....	143
FIGURE VIII. 22 : EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELU	144
FIGURE VIII. 23 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS A L'ELS	144
FIGURE VIII. 24 : LES EFFORTS NORMAUX ET LES MOMENTS FLECHISSANT DES FUTS AL'ELA	145
FIGURE VIII. 31 : FERRAILLAGE DES FU	147

LISTES DES TABLEAUX

TABEAU I : POURCENTAGE EN VOLUME ABSOLUE DES DIFFERENTS CONSTITUANTS DU BETON.....	7
TABEAU I.2: MODULES DE DEFORMATION INSTANTANEE ET DIFFEREE DU BETON.....	8
TABEAU I.3: CONTRAINTES LIMITES A L'ETAT LIMITE DE SERVICE.....	12
TABEAU I.4: CARACTERISTIQUES DES ACIERS ACTIFS.....	12
TABEAU III 1 : CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION D'ABOUT.....	20
TABEAU III 2: CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION INTERMEDIAIRE.....	20
TABEAU III.3: CALCUL DE L'INERTIE DE LA SECTION MEDIANE.....	21
TABEAU III 4 : INERTIE DES POUTRES INTERMEDIAIRES AVEC HOURDIS.....	21
TABEAU III 5: INERTIE DES POUTRES DE RIVE AVEC HOURDIS.....	22
TABEAU III 6: SECTION GEOMETRIQUE DES SECTION NETTES.....	23
TABEAU IV.1: SOMME DES CHARGES PERMANENTE.....	30
TABEAU IV.4: VALEUR DE v_0.....	32
TABEAU IV.5: CALCUL DE Q_A.....	32
TABEAU IV.6: COEFFICIENT B_T.....	34
TABEAU V.7: LES DIFFERENTES COMBINAISONS SELON LE FASCICULE 61.....	53
TABEAU VI.2: RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE.....	69
TABEAU VII.1: CARACTERISTIQUES DE LA SECTION NETTE (MEDIANE).....	73
TABEAU VI. 2 : PARAMETRES DE CALCUL DE LA 1ERE ET 2EME FAMILLE DE CABLES.....	80
TABEAU VI. 3 : RECAPITULATIF DES LONGUEURS DES CABLES.....	82
TABEAU VI. 4 : CABLE MOYEN FICTIF.....	83
TABEAU VI. 5 : COMPOSANTES DE LA PRECONTRAINTE A L'ABOUT (POUTRE SEULE).....	84
TABEAU VI. 6 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION D'ABOUT SANS HOURDIS.....	85
TABEAU VI. 7 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION D'ABOUT + HOURDIS.....	85
TABEAU VI. 8 : RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES DIFFERENTES SECTIONS	86
TABEAU VI. 9 : PERTE PAR FROTTEMENT.....	88
TABEAU VI. 10 : RECAPITULATIF DES PERTES PAR RECU D'ANCRAGE.....	95
TABEAU VI. 11 : PERTES PAR RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON (1ERE FAMILLE).....	96
TABEAU VI. 12 : PERTES SUBIES PAR LA 1ERE FAMILLE LORS DE LA MISE EN TENSION DE LA 2EME FAMILLE.....	98
TABEAU VI. 13 : PERTES INSTANTANEEES TOTALES A DIFFERENTES SECTIONS (MPA).....	98
TABEAU VI. 14 : TENSIONS INITIALES PROBABLES «σ_{Pi}(MPA)».....	99
TABEAU VI. 15 : VALEURS DES PERTES DUES AU RETRAIT DE BETON.....	101
TABEAU VI. 16 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 1^ERE FAMILLE	102

TABLEAU VI. 17 : PERTES PAR RELAXATION DANS LES CABLES DE LA 2[^]EME FAMILLE....	102
TABLEAU VI. 18 : PERTES PAR FLUAGE "$\Delta\sigma_{fl}$" DANS LES CABLES DE LA 1[^]EME FAMILLE	104
TABLEAU VI. 19 : PERTES PAR FLUAGE "$\Delta\sigma_{fl}$" DANS LES CABLES DE LA 2[^]EME FAMILLE	105
TABLEAU VI. 20 : PERTES DIFFEREES TOTALES "$\Delta\sigma_d$" DANS LES DIFFERENTES SECTIONS	105
TABLEAU VI. 21 : MOYENNE DE PERTES DIFFEREES DANS LES DIFFERENTES SECTIONS.....	106
TABLEAU VI. 22 : POURCENTAGE DES PERTES	106
TABLEAU VIII. 1 : MOMENT ET LES EFFORTS DU CHEVETRE.....	138
TABLEAU VIII. 2 : SECTION DES ARMATURES.....	140
TABLEAU VIII. 5 : VALEUR DES MOMENTS ET LES EFFORTS DES FUTS	145

Table des matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3. Données fonctionnelles	3
I.3.1. Tracé en plan	3
I.3.2. Profil en long.....	3
I.3.3. Profil en travers	4
I.4. Géologie locale de l'ouvrage	5
I.5. Données sismiques	6
I.6. Conclusion	6

Chapitre II : Caractéristiques des Matériaux

II.1. Introduction	7
II.2. Le béton	7
II.2.1. Les différents constituants du béton	7
II.2.2. La résistance à la compression	8
II.2.3. La résistance à la traction	8
II.2.4. Module de déformation longitudinale du béton	8
II.2.5. Coefficient de Poisson ν	9
II.3. Acier.....	10
II.3.1. Résistance de calcul	11
II.3.2. Contrainte limite de traction	12
II.3.3. Les aciers actifs.....	12
II.4. Conclusion.....	13

Chapitre III : Prédimensionnement

III.1. Introduction	13
III.2. Prédimensionnement de la poutre.....	13
III.2.1 Constituants de la poutre	13
III.2.2. Hauteur de la poutre :	14
III.2.3. Caractéristiques géométriques de la poutre.....	17
III.2.3.1. La section brute	17
III.2.3.2. La section nette	18
III.2.3.3. Caractéristique géométrique des section brutes	19
III.2.3.3.1. Poutre sans hourdis.....	19
III.2.3.3.2. Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis.....	23
III.3. Caractéristiques géométriques des sections nettes	25
III.4. Conclusion :.....	26

Chapitre IV : Calcul des Charges et Surcharges

IV.1. Introduction.....	26
IV.2. Eléments porteurs	26
IV.3. Eléments non porteurs.....	28
IV.4. Caractéristique du projet	31
IV.5. Conclusion	37

Chapitre V : Modélisation du Tablier

V.1. Introduction	38
V.2. La modélisation	38
V.2.1. Choisir un type de type (étude d'une coque)	38
V.2.2. Réglage des préférences (les unités ...)	39
V.2.3. Réglage des normes	39
V.2.5. Introduction des sections des éléments	42
V.2.6. La définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)	43
V.2.7. Modélisation de la dalle	44
V.2.8. La définition des conditions d'appuis	45
V.2.9. Cas de charges	45
V.2.10. Les charges roulantes	50

V.2.11. Définir des combinaisons d'action et lancement du calcul	52
V.3. Conclusion	56

Chapitre VI : Etude du platelage

VI.1. Ferrailage de la dalle	57
VI.2. Ferrailage du platelage.....	60
VI.2.1. Le sens transversal	60
VI.2.2. Ferrailage longitudinal	65

Chapitre VII : Etude de la Précontrainte

VII.1 Introduction	72
VII.2 Etude de la précontrainte.....	72
VII.2.1 Précontrainte minimale.....	72
VII.2.2 Calcul du nombre de câble	74
VII.2.3 Vérification des sections.....	75
VII.3 Trace des câbles	76
VII.3.1 Positionnement	76
VII.3.2 Principe	77
VII.3.3 Application au projet.....	79
VII.3.5 Câble moyen fictif	82
VII.4 Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	83
VII.5 Calcul des pertes tensions.....	86
VII.5.1 Pertes instantanées	87
VII.5.1.1 Perte par frottement.....	87
VII.5.1.2 Perte par recul d'ancrage	88
VII.5.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton.....	95
VII.5.2 Pertes différées	99
VII.5.2.1 Perte due au retrait du béton.....	99
VII.5.2.2 Perte due à la relaxation des aciers « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 ».....	101
VII.5.2.3 Perte dues au fluage.....	102
VII.6 Tension finale probable	106
VII.7 Conclusion	106

Chapitre VIII: Etude de la Pile

VIII.1 Introduction.....	131
VIII.2 Etude de la pile.....	132
VIII.2.1 Dimensions de la pile et calcul des charges appliquées	132
VIII.3 Evaluation des charges et surcharges	132
VIII.4 Modélisation de la pile	133
VIII.5 Etude du chevêtre	136
VIII.5.1 Ferrailage du chevêtre.....	139
VIII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion	141
VIII.5.2.1 Armature de torsion.....	142
VIII.7 Etude des futs	143
VIII.8 Ferrailage des futs	146
Conclusion générale	148
Références bibliographiques	149

Annexes

Introduction générale

Introduction générale

La construction de ponts représente une discipline essentielle dans le domaine du génie civil, ayant des racines historiques remontant à l'empire romain où la nécessité de construire des routes et des ponts permettait aux armées de se déplacer rapidement et en sécurité pour conquérir des territoires éloignés. Les ponts jouent un rôle indispensable dans la société en tant qu'ouvrages d'art, répondant à des normes strictes de sécurité, de confort et de durabilité pour surmonter divers obstacles naturels.

Notre projet vise spécifiquement l'étude et la conception d'un viaduc autoroutier dans le cadre du développement d'une zone d'extension touristique reliant Sidi Fredj à Palm Beach, avec une longueur totale de 234,12 mètres. Ce projet est crucial pour stimuler le développement économique et social de la région.

Les structures comme les ponts sont des indicateurs clés du développement d'un pays en raison de la complexité de leur conception, de leur gestion et de leur maintenance.

L'étude détaillée de ce projet est structurée en neuf chapitres. Nous avons débuté par une présentation générale de l'ouvrage et de sa conception, suivi par l'examen des caractéristiques des matériaux et le pré dimensionnement du tablier, ainsi que la définition et le calcul des charges et surcharges. Pour déterminer les forces agissant sur l'ouvrage et calculer la précontrainte, ainsi que les éléments de la superstructure et de l'infrastructure, nous avons utilisé le programme de calcul ROBOT Structural version 2021.

Ensuite, nous avons étudié le platelage, la précontrainte et effectué des vérifications pour prendre en compte les diverses pertes de précontrainte. Les derniers chapitres ont été consacrés à l'étude détaillée de l'infrastructure, y compris le dimensionnement des éléments de la culée et de la pile, ainsi que des fondations profondes telles que la semelle et les pieux.

En conclusion, notre travail se termine par une synthèse générale des résultats obtenus, mettant en avant l'importance stratégique de ce viaduc autoroutier pour le développement régional et national.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

La conception des ponts représente un processus complexe et captivant de l'ingénierie civile, combinant compétences techniques et sensibilité artistique. Ces structures sont des symboles de progrès technologique, permettant de surmonter des obstacles naturels et de faciliter les échanges humains et commerciaux. Ce processus intègre des considérations scientifiques, esthétiques, environnementales et économiques, depuis la planification initiale jusqu'à la réalisation finale. À travers l'histoire, les ponts ont évolué pour répondre aux besoins croissants de connectivité et de mobilité, illustrant l'ingéniosité humaine face à des défis techniques majeurs.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet nous a été proposé par L'ENGOA (Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art) de la wilaya d'ALGER. L'ouvrage à étudier est un viaduc (OA06) rentre dans le cadre du carrefour dénivelé RN41-Sidi Fredj-Palm Beach-RN11 WILAYA D'ALGER.

Le projet possède les caractéristiques suivantes :

- Plan d'ensemble : PK229+465
- Longueur totale : 236.12 m
- Largeur du tablier : 8.90 m
- Pente : 2.5 %
- Nombre des poutres par travée : 6 poutres.
- Appuis : 2 culées et 6 piles.



Figure I.1: Vue satellite du site de l'ouvrage (Google Earth)

I.3. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles d'un ouvrage désignent les éléments essentiels qui définissent sa géométrie et ses caractéristiques principales. Cela inclut :

I.3.1. Tracé en plan

La représentation de l'ouvrage vue de dessus, montrant la disposition et la configuration des différentes parties de l'infrastructure, comme les voies, les rampes d'accès, les intersections, etc.

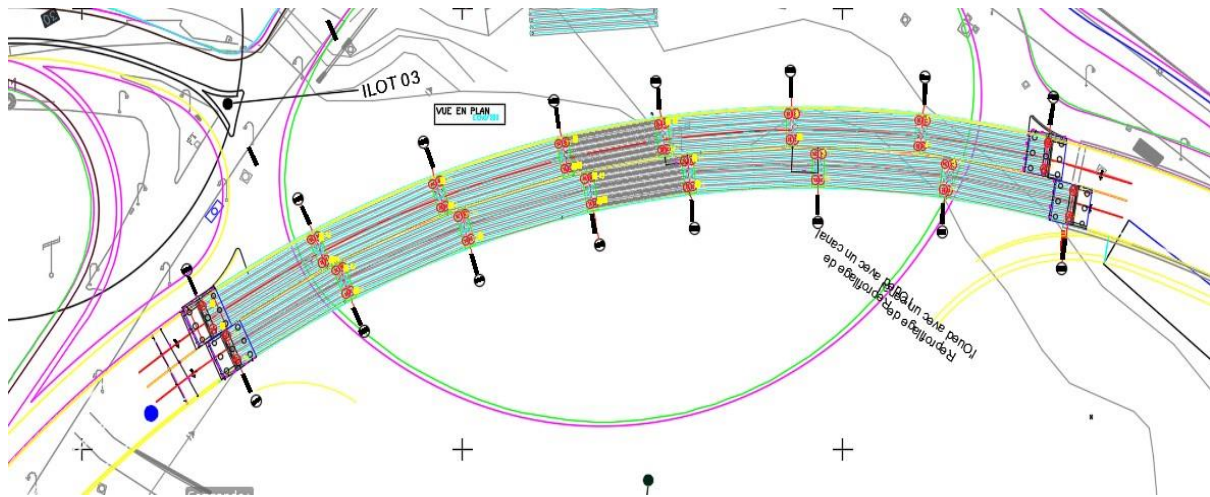


Figure I.2: Tracé en plan

I.3.2. Profil en long

La vue longitudinale de l'ouvrage, illustrant l'élévation et la pente le long de son axe principal. Cela permet de visualiser les variations de hauteur, les dénivelés, et d'assurer une conception adaptée au terrain et aux besoins de circulation.

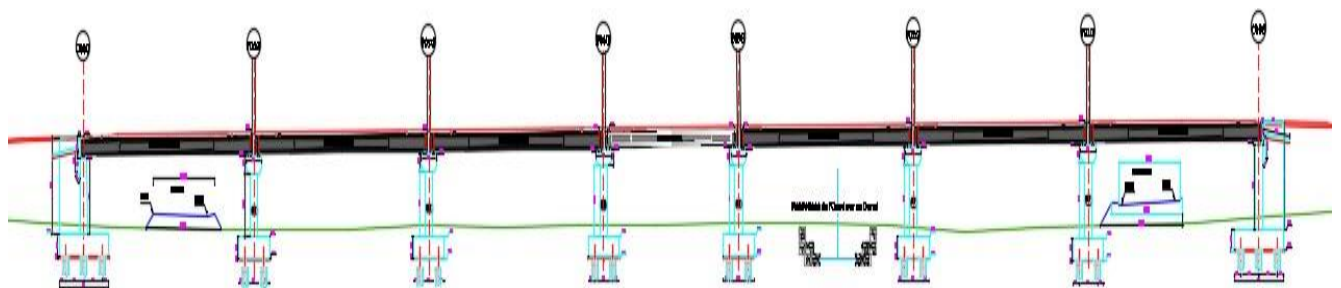


Figure I.3: Profil en long

I.3.3. Profil en travers

La coupe transversale de l'ouvrage, montrant sa forme et ses dimensions perpendiculairement à l'axe du tracé en plan. Cela inclut la largeur de la chaussée, les trottoirs, les accotements, et autres éléments structuraux.

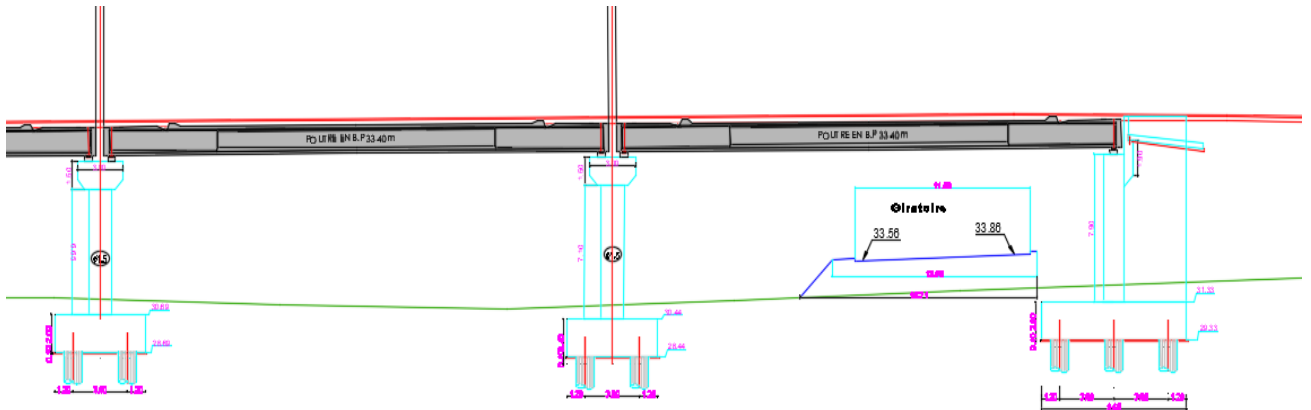


Figure I.4: Coupe sur le profil en long zoom

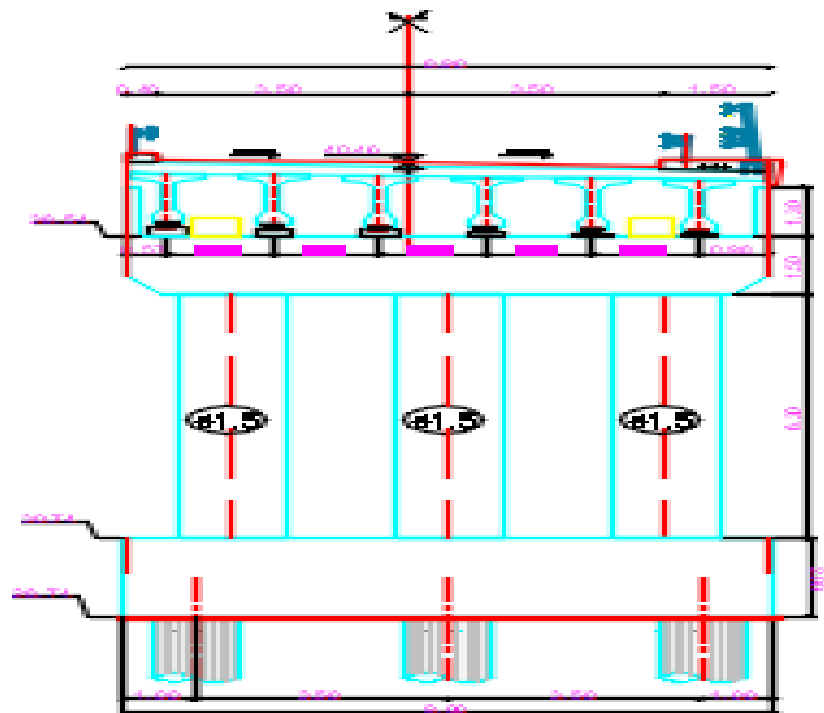


Figure I.5: Profil en travers

Ces données fonctionnelles sont cruciales dans la conception et la planification des infrastructures, assurant à la fois la sécurité des usagers, une fonctionnalité optimale de l'ouvrage et une intégration harmonieuse dans son environnement.

I.4. Géologie locale de l'ouvrage

La géologie de Staouali est variée partant du pliocène au quaternaire actuel

- Le pliocène est composé d'argiles sahéliennes et de marnes plaisanciennes servant de substratum à toutes les autres formations.
- Le pli quaternaire est constitué de quatre faciès principaux,
- Débutant par une assise dure, massive de molasse à stratification entrecroisée de bancs calcaires réguliers parfois durs et parfois tendres de couleur jaune ocre.
- Le faciès calcaire gréseux vient au-dessus où s'intercalent des lits de sables d'argile.
- Le faciès gréseux ou argilo gréseux se présente en dalles de grès avec parfois quelques galets.
- Le quaternaire est représenté par une succession de terrasses marines déposées lors des périodes de régression et de transgression marine, la terrasse la plus élevée est la plus ancienne ; La terrasse qui affleure au sud de Cheraga à 200m est composée de grès et de grès dunaires sous la forme de plusieurs lentilles. La terrasse marine des 150m à 170m se trouve au nord et au sud-Ouest de Cheraga est une terrasse de dunes lapidifiées, très altérée en surface donnant des sables rouges à argiles de décalcification.

Cette série est appelée "Marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja ", ces dépôts englobent une multitude de faciès plus au moins grossiers. Le quaternaire est constituée dans la région d'Alger par de nombreux termes lithologiques (sables grès dunaires, alluvions éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuse).

Le quaternaire dans la région d'Alger est marqué par la prédominance de la formation des sables argileux rouges parfois très riches en oxydes d'âge Villafranchien à actuel, cette formation de faible épaisseur résulte de l'altération des terrains carbonates et repose indifféremment sur la majorité des assises antérieures.

En raison de sa faible épaisseur, en général il est recommandé de traverser cette formation et de fonder sur le substratum (Plaisancier marneux, Astien molassique ou Quaternaire gréseux).

I.5. Données sismiques

Un séisme est une succession de déplacement, rapide à la fondation d'un ouvrage.

La région de Staouali est classée en zone III selon le RPOA 2008 (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art), cela veut dire qu'elle est en zone de sismicité très élevée.

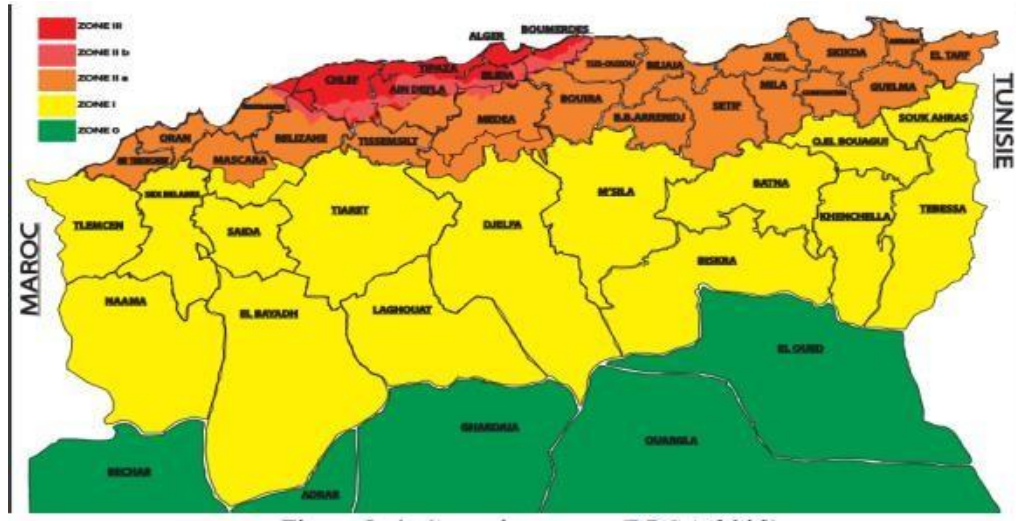


Figure I.6 Carte de zonage sismique d'Algérie

I.6. Conclusion

Les données fonctionnelles et naturelles sont indispensables à toute étude, fournissant les informations nécessaires pour conduire des analyses précises et approfondies.

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

II.1. Introduction

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. :

Tableau I : Pourcentage en volume absolue des différents constituants du béton

Constituants	Eau	Air	Ciment	Granulats
Pourcentage en volume absolue	18 à 28	1 à 6	7 à 14	60 78

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction directe avec notre calcul.

Documents et règlements utilisés

- 1) Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- 2) Règles B.P.E.L. 91 : ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

II.2. Le béton

II.2.1. Les différents constituants du béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre principalement les efforts décompression qui seront développés.

La résistance du béton est fonction de plusieurs paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Le béton est constitué de :

- Pate pure : (ciment, eau et air)
- Granulats : (sable, graviers)
- Produits d'addition éventuels (adjuvants)

Pour un béton courant, les pourcentages en volume absolu sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

II.2.2. La résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} est mesurée à l'âge de 28 jours sur des éprouvettes conservées dans des conditions normalisées.

Elle est définie comme suit :

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ pour le béton du tablier ;
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour les piles, les culées, et les fondations

II.2.3. La résistance à la traction

La résistance en traction du béton à 28 jours, désignée par f_{t28} , est conventionnellement déterminée à partir de sa résistance en compression par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3.0 \text{ MPa si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

II.2.4. Module de déformation longitudinale du béton

Le tableau ci-dessous regroupe les formules permettant de calculer les déformations instantanées et différée du béton.

Tableau I.2: Modules de déformation instantanée et différée du béton

Déformations instantanées	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$

En ce qui concerne notre pont, les modules ont les valeurs suivantes :

a) Tablier ($f_{c28} = 40 \text{ MPa}$)

Module de déformation instantanée (courte durée < 24heures) :

$$E_{ij} = E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 37619.47 \text{ MPa}$$

Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 12653.82 \text{ MPa}$$

b) Pile, culée ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

Module de déformation instantanée (courte durée < 24heures)

$$E_{ij} = E_{ij} = 11000\sqrt{(3 \cdot f_{cj})} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Module de déformation transversale du béton G

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1 + \nu)}$$

II.2.5. Coefficient de Poisson ν

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

Le coefficient de poisson du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2 quant au cas d'un béton fissuré ν devient nul. On retiendra pour les calculs du béton la valeur suivante de ν :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

II.2.6. Contraintes limites

- **Etat limite ultime :**

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Situations durables} \rightarrow f_{bu} = 22.66 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Situations accidentelles} \rightarrow f_{bu} = 29.56 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$

$f_{bu} = 18.47 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$ Les diagrammes de contraintes déformations adoptés (figure 2-1) sont de deux types :

- Parabole-rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas.

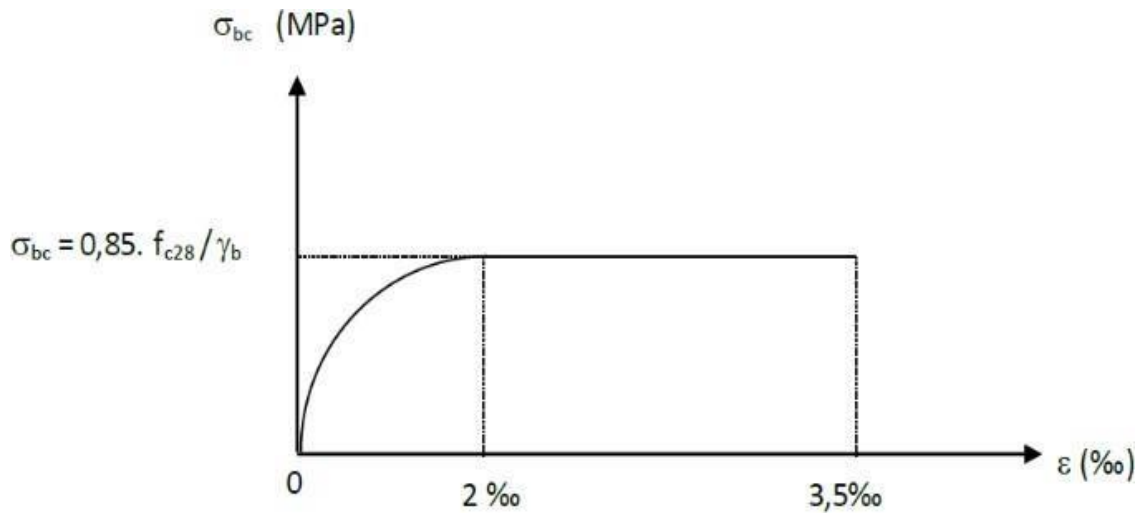


Figure II.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton

- **Etat limite de service**

La contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24,0 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 40 \text{ MPa})$$

$$= 15 \text{ MPa} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

II.3. Acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux types :

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration
 - 1) Les coefficients de dilatation du béton et de l'acier sont assez proches. Cela permet de prévenir toute fissuration provenant de déformations thermiques différentielles entre les deux matériaux.
 - 2) L'enrobage du béton assure la protection des armatures contre la corrosion.
 - 3) L'acier présente une haute conductivité thermique, et sa résistance à la traction et à la compression est considérablement réduite lorsqu'il est chauffé à des températures très élevées.

Par contre, le béton présente une faible conductivité thermique. Aussi, un enrobage modéré d'environ 4 cm permet d'assurer une résistance assez élevée au feu en isolant les armatures.

- **Armatures utilisées**

Pour le ferrailage des éléments en béton armé de la structure de notre pont, nous avons utilisé des barres hautes adhérences de nuance FeE500. Elles présentent les caractéristiques suivantes:

$\sigma_s = 500 \text{ MPa} \rightarrow$ Situation accidentelle

$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} \rightarrow$ Situation durable

$E = 200\,000 \text{ MPa} \rightarrow$ Module de Young

Le diagramme contraintes-déformations de l'acier utilisé est donné par la figure 2-2.

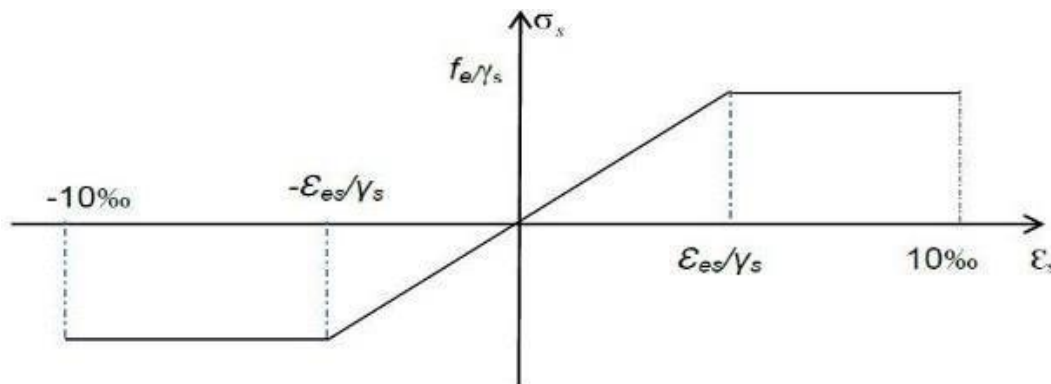


Figure II.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier utilisé

II.3.1. Résistance de calcul

La résistance de calcul est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Situations durables } (\sigma_s = 434.78 \text{ MPa})$$

$$\gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Situations accidentelles } (\sigma_s = 500 \text{ MPa})$$

II.3.2. Contrainte limite de traction

Les contraintes limites de service sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau I.3: Contraintes limites à l'état limite de service

Etat considéré	Etat limite de service
Fissuration peu préjudiciable (nuisible)	Pas de vérification
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}] \text{ Mpa}$ Avec $\eta = 1 \rightarrow$ Barres rond lisse (RL) $\eta = 1.6 \rightarrow$ Barres à haute adhérence (HA)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} [1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta} f_{tj}] \text{ MPa}$

II.3.3. Les aciers actifs

Le procédé utilisé est le procédé de « FRESSIENET », la précontrainte est réalisée par posttension :

Tableau I.4: Caractéristiques des aciers actifs

Câbles utilisés	12T15
Section nominale de l'acier (AP)	1800 mm ²
Effort de précontrainte (P0)	2548. 26 KN
Tension à l'origine (f0)	1415. 7MPa
Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte (fprg)	1770 MPa
Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte (fpeg)	1573 MPa
Module d'élasticité de l'acier (EP)	1.9×10 ⁵ MPa

II.4. Conclusion

Les principaux matériaux utilisés sont le béton ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$), les aciers passifs (FeE500), et les aciers actifs (des câbles 12T15).

On procèdera au prédimensionnement des éléments constitutifs du pont dans le chapitre suivant.

Chapitre III

Prédimensionnement du tablier

III.1. Introduction

Ce chapitre se focalise sur le prédimensionnement des divers éléments constructifs des poutres en béton. Cette étape essentielle dans la conception des structures consiste à établir les dimensions initiales des poutres, telles que la hauteur de la poutre..., avant d'entreprendre un dimensionnement détaillé. Ce processus sera réalisé en conformité avec les exigences de la documentation technique du SETRA (2008), pour déterminer les dimensions initiales des poutres en fonction de leur rôle dans la structure et des charges qu'elles doivent supporter, garantissant ainsi la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

III.2. Prédimensionnement de la poutre

III.2.1 Constituants de la poutre

Dans la construction des poutres, on distingue généralement une partie supérieure appelée table de compression et une partie inférieure appelée grand talon. Ces deux éléments sont reliés par un élargissement.

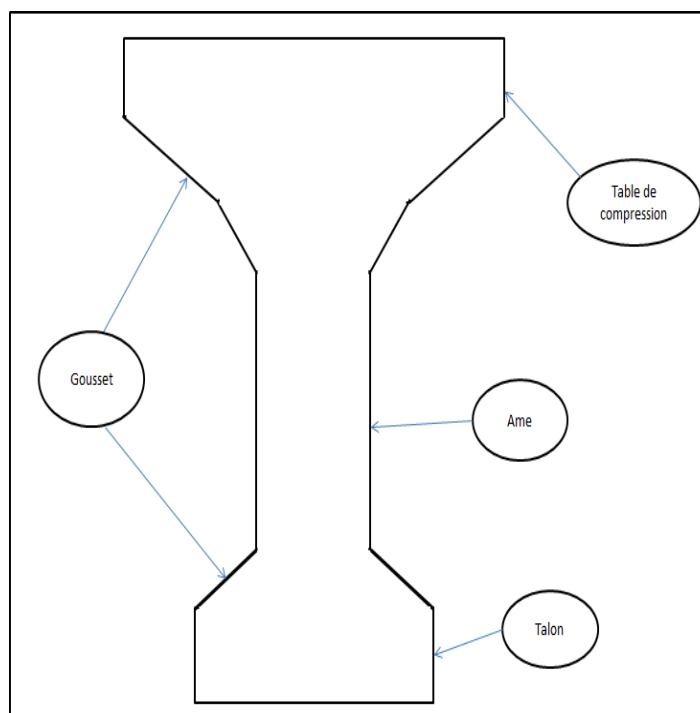


Figure III.1: Coupe transversale d'une poutre

III.2.2. Hauteur de la poutre :

La hauteur d'une poutre de pont dont la portée $L \geq 20m$ est donnée par la condition suivante

$$\frac{L}{22} \leq hp \leq \frac{L}{18}$$

Pour $L = 33.40m$ on prend : $hp = 1.5m$

- **L'entre axe λ :**

Entre axe entre deux poutres de l'extrémité :

$$1.5 \leq \lambda \leq 2.5$$

Donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1,5m$.

- **Nombre de poutre N :**

Le nombre de poutres dépend principalement de la largeur du tablier et de l'emplacement des poutres de rive.

$$N = \frac{l_a}{\lambda} + 1$$

Avec : l_a : distance entraxe des appuis de rives

$$N = \frac{7,5}{1.50} + 1 = 6 \text{ poutres}$$

- **Membres supérieurs**

D'après le guide de conception « S.E. T. R. A » pour les ponts à poutres préfabriquées par post-tension.

- **La largeur b**

La dalle de compression doit être suffisante pour assurer la stabilité de la poutre, et elle est conditionnée par la largeur de l'hourdis. Elle est donnée

$$0.6hp \leq b \leq 0.7hp$$

$$b = 1m$$

Épaisseur de la table de compression est prise :

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

On prend $e = 11\text{cm}$.

- **Talon**

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés à la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

- **Hauteur du talon**

Sa hauteur $\square t$ est comprise entre 10 cm et 20 cm pour garantir une bonne mise en place du béton. On prend : $\square t = 15\text{cm}$

- **Largeur du talon**

Sa largeur est comprise entre 40cm et 70 cm.

On prend : $bt = 50\text{cm}$

Épaisseur de l'âme b_0

- **Section d'about**

L'épaisseur de l'âme b_0 est imposée par les plaques de répartitions sur lesquelles s'appuie le socle du vérin lors de la mise en tension des câbles.

Elle est donnée par la formule suivante : $b_0 \geq a + 2n$

On prend : $b_0 = 50\text{cm}$

- **Section médiane**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq \frac{H_p}{36} + 6 + \varnothing_{\text{ext gaine}}$$

$$b_0 \geq 16.76\text{cm} \quad 18 \leq b_0 \leq 25$$

On prend : $b_0 = 21\text{cm}$

- **Section intermédiaire**

$$25 \leq b_0 \leq 35$$

On prend : $b_0 = 35\text{ cm}$

- **Dimensions du gousset**

Le gousset de liaison entre le talon et l'âme doivent avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage des talons, cette pente doit satisfaire les expressions suivantes :

- **Pour la poutre médiane**

$$\frac{(b_t - b_0)}{2} \leq h_g \leq \frac{3(b_t - b_0)}{2}$$

$$\frac{(50 - 21)}{2} \leq h_g \leq \frac{3(50 - 21)}{2}$$

$$14,5\text{ cm} \leq h_g \leq 21,75\text{cm}$$

On prend h_g pour la poutre médiane égale :

$$h_g = 20\text{ cm}$$

- **Pour la poutre intermédiaire**

On aura

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{b_t - b_0}{2} \right)$$

$$\frac{50 - 35}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} \left(\frac{50 - 35}{2} \right)$$

$$6\text{cm} \leq h_g \leq 9\text{cm}$$

On prend h_g pour la poutre d'about égal : $h_g = 9\text{ cm}$

- **Épaisseur De l'hourdis**

L'épaisseur de l'hourdis la dalle est directement liée à l'entre axe des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversale.

En général l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.16 et 0.3m. On prendra 0.20m pour des considérations de l'enrobage des aciers.

Donc : $Ed = 0.25 m$

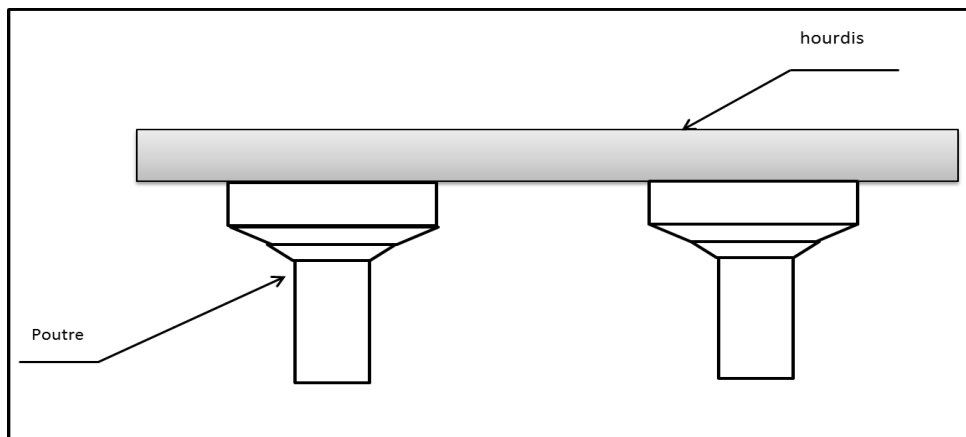


Figure III.2: Hourdis général

III.2.3. Caractéristiques géométriques de la poutre

III.2.3.1. La section brute

Il en résulte des plans de coffrage qui sont des tronçons de béton individuels sans égard aux rainures, aux conduits de réception des câbles précontraints ou à leurs ancrages. Il est utilisé pour calculer le poids propre et les différentes rigidités des éléments structurels.

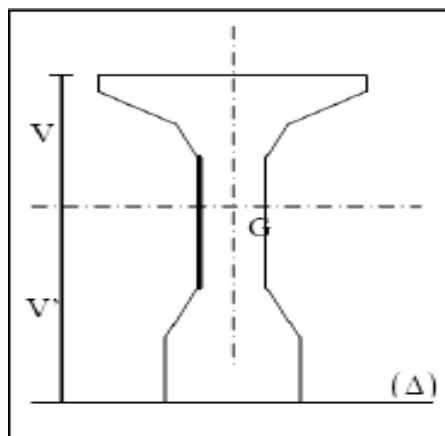


Figure III.3: Notation utilisées

III.2.3.2. La section nette

On décompose la poutre en éléments simples pour faciliter les calculs.

Z : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe Δ situé à la base de la poutre.

(Δ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ telle que I/Δ (nette) = I/Δ (brute) – 10% I/Δ (brute).

I_G : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité.

I_Δ : Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à (Δ) tel que :

$$I_\Delta = I_0 + B \times Z^2$$

I_0 : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} \text{ (section rectangulaire)}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{36} \text{ (section triangulaire)}$$

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité :

$$I_G = I_\Delta - \frac{S_\Delta^2}{B}$$

Avec :

S_Δ : Moment statique de la section considéré par rapport à (Δ) .

R : Rayon de giration.

$$R = \frac{I_G}{B}$$

ρ : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$$

Avec :

V et V' (Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

$$V = h_t - V'$$

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

III.2.3.3. Caractéristique géométrique des section brutes

III.2.3.3.1. Poutre sans hourdis

- Section d'about

Calcul de l'inertie de la section d'about :

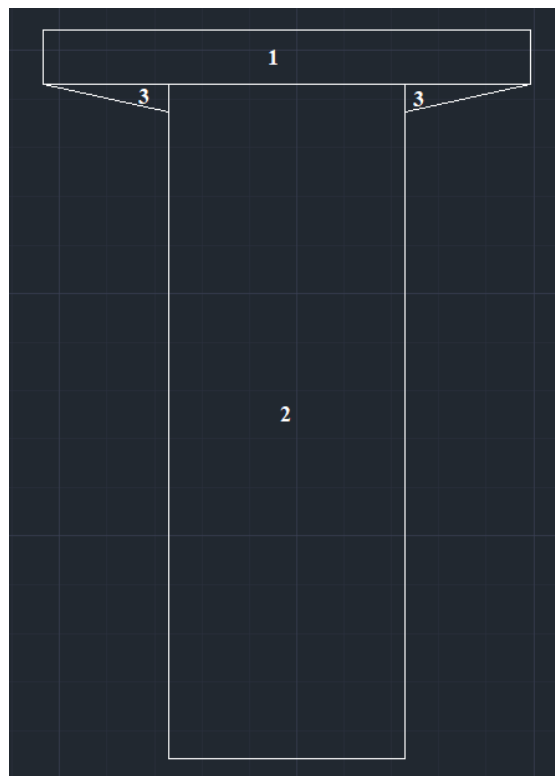


Figure III.4: Section d'about

Tableau III 1 : calcul de l'inertie de la section d'about

Désignation	Largeur	Hauteur	B	Z	S	I_0 (cm ⁴)	I_A (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163719	11424,4167	23668748
2	50	139	6950	69,5	483025	11190079,2	44760317
3	26,5	6	159	135	21465	318	2898093
TOTAL	179,5	156	8242	349	668209	11201821,6	71327157

Tableau III 2: calcul de l'inertie de la section intermédiaire

IG(cm ⁴)	V'	V	r ²	ρ %
17153097,7	81,07359	68,926413	2081,1815	0,3724302

- Calcul de l'inertie de la section médiane

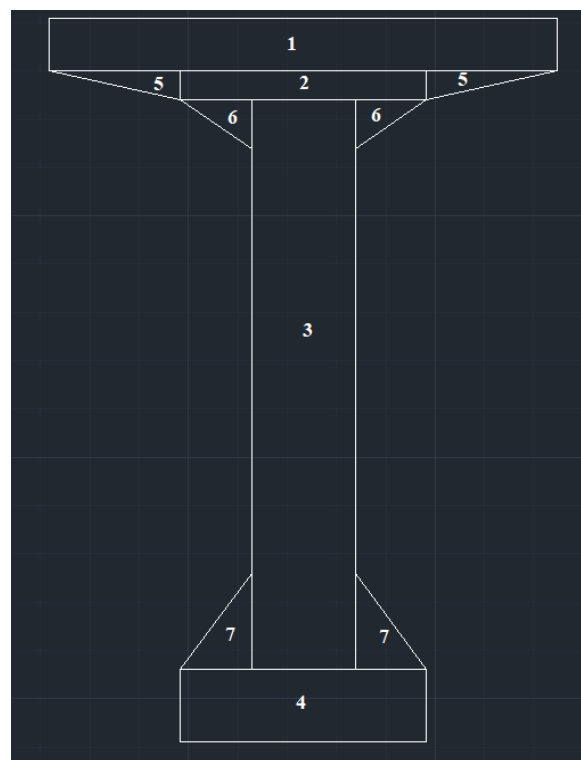


Figure III.5: Section médiane

Tableau III.3: Calcul de l'inertie de la section médiane

Désignation	Largeur	Hauteur	B	Z	S	I0 (cm ⁴)	IΔ (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163719	11424,41667	23668748
2	50	6	300	136	40800	900	5549700
3	21	118	2478	74	183372	2875306	16444834
4	50	15	750	7,5	5625	14062,5	56250
5	26,5	6	159	135	21465	318	2898093
6	14,5	10	145	126,3	18313,5	805,5555556	2313800,6
7	14,5	20	290	21,6	6264	6444,444444	141746,84
TOTAL	279,5	186	5255	644,9	439558	2909260,917	51073172

Tableau III 4 : inertie des poutres intermédiaires avec hourdis

IG(cm ⁴)	V'	V	r ²	ρ %
15322252,23	82,503962	67,4960378	2334,99729	0,41930814

- Calcul de l'inertie de la section intermédiaire

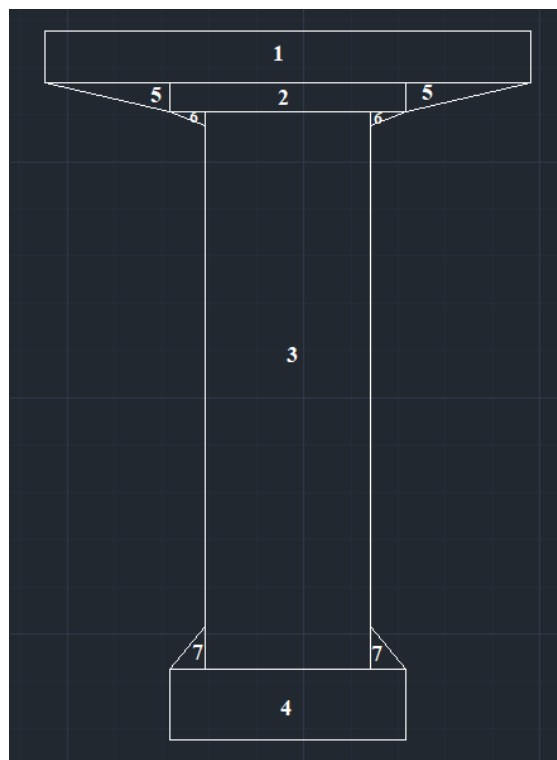


Figure III.6: Section intermédiaire

Tableau III 5: Inertie des poutres de rive avec hourdis

Désignation	Largeur	Hauteur	B	Z	S	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	103	11	1133	144,5	163719	11424,41667	23668748
2	50	6	300	136	40800	900	5549700
3	35	118	4130	74	305620	4792176,667	27408057
4	50	15	750	7,5	5625	14062,5	56250
5	26,5	6	159	135	21465	318	2898093
6	7,5	3	22,5	131	2947,5	11,25	386133,75
7	7,5	9	67,5	18	1215	303,75	22173,75
TOTAL	279,5	168	6562	646	541391	4819196,583	59989155

III.2.3.3.2. Inertie des poutres intermédiaires et de rives avec hourdis

- Poutre intermédiaire

Tableau III 6: section géométrique des section nettes

	Désignation	dimension	B	Z	$S_{\Delta} = (cm^3)$	$I_0 (cm^4)$	$I_{\Delta} (cm^4)$
section d'about	poutre		8242		668208,5	11201822	71327157,3
	hourdis	150*25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	poutre + hourdis		11992		1277583,5	11397134	170545907
section médiane	poutre		5255		439558	2909261	51073172,1
	hourdis	150*25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	poutre + hourdis		9005		1048933	3104573	150291922
section intermédiaire	poutre		6562		541391	4819197	59989154,8
	hourdis	150*25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	poutre + hourdis		10312		1150766	5014509	159207905

	$I_G(cm^4)$	V'	V	r^2	$\rho \%$
section d'about	34436868	106,536316	68,464	2871,7	0,39370786
section médiane	28108642	116,483398	58,517	3121,4	0,45794468
section intermédiaire	30788356	111,594841	63,405	2985,7	0,4219635

➤ Poutre de rive

➤	Désignation	dimension	B	Z	S _A = (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
section d'about	poutre		8242		668208,5	2909261	71327157,3
	hourdis poutre +	175*25	4375	162,5	710937,5	227864,6	115755208
	hourdis		12617		1379146	3137126	187082366
section médiane	poutre		5255		439558	1150766	51073172,1
	hourdis	175*25	4375	162,5	710937,5	227864,6	115755208
poutre + hourdis		9630		1150495,5	1378631	166828380	
section intermédiaire	poutre		6562		541391	4819197	59989154,8
	hourdis	175*25	4375	162,5	710937,5	227864,6	115755208
poutre + hourdis		10937		1252328,5	5047061	175744363	

	IG(cm ⁴)	V'	V	r ²	ρ %
section d'about	36329913	109,308552	65,691	3772,6	0,40100084
section médiane	29378755	119,469938	55,53	3050,8	0,45985435
section intermédiaire	32347941	114,50384	60,496	2957,7	0,42697315

III.3. Caractéristiques géométriques des sections nettes

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

5 % de la section brute $B_{\text{nette}} = 0,95 B_{\text{brute}}$.

10 % du moment d'inertie $I_{\text{nette}} = 0,90 I_{\text{brute}}$.

8% du moment statique $S_{\text{nette}} = 0,92 S_{\text{brute}}$.

	Poutre seule			poutre + hourdis					
	Rive et inter médiane			Inter et médiane			Rive		
	about	inter	médiane	About	inter	médiane	about	inter	médiane
B	7829,9	6233,9	4992,25	11392,4	9796,4	8554,75	11986,15	10390,15	9148,5
SΔ(cm³)	614751,82	498079,72	404393	1175376,82	1058704,72	965018,36	1268814,32	1152142,22	1058455,9
I₀(cm⁴)	64194441,6	53990239,35	4,6E+07	153491317	143287114,4	135262730	168374129,1	158169926,9	150145542
IG(cm⁴)	15928205,7	14194380,02	1,3E+07	32225326,2	28872055,33	26403858	34061628,54	30411261,66	27685160
V'	78,513368	79,89857393	81,0042	103,172011	108,0707934	112,80498	105,8567029	110,8879294	115,6972
V	71,486632	70,10142607	68,9958	71,8279888	66,92920665	62,195025	69,14329706	64,11207057	59,302797
ρ %	0,36244507	0,406528237	0,47339	0,38170381	0,407462059	0,4399225	0,388255174	0,411707277	0,4410615

III.4. Conclusion :

Le prédimensionnement des poutres est essentiel pour assurer la sécurité et la durabilité des structures en béton, en établissant des dimensions initiales conformes aux exigences de résistance et de stabilité. Cela permet également de minimiser les coûts de construction en évitant des modifications ultérieures qui pourraient s'avérer nécessaires si les dimensions initiales ne sont pas adéquates.

Chapitre IV

Charges et surcharge

IV.1. Introduction

Ce chapitre se concentre sur l'identification des différentes charges et surcharges qui peuvent être appliquées à notre viaduc. Les actions appliquées sur un pont se répartissent généralement en deux catégories principales :

- **Charges permanentes**

Elles comprennent toutes les charges qui restent constantes pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Cela inclut les éléments porteurs comme le poids propre du tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis), ainsi que les éléments non porteurs de la superstructure tels que trottoirs, corniches, garde-corps, glissières, revêtements et étanchéité.

- **Charges d'exploitation**

Ces charges sont généralement définies par des réglementations spécifiques. Pour un pont routier, par exemple (selon le fascicule 61, titre II), ces charges peuvent aussi être déterminées en fonction de la fonction particulière de l'ouvrage. Elles doivent inclure une marge pour permettre d'éventuelles modifications ultérieures des conditions d'exploitation.

IV.2. Eléments porteurs

- **La dalle (hourdis)**

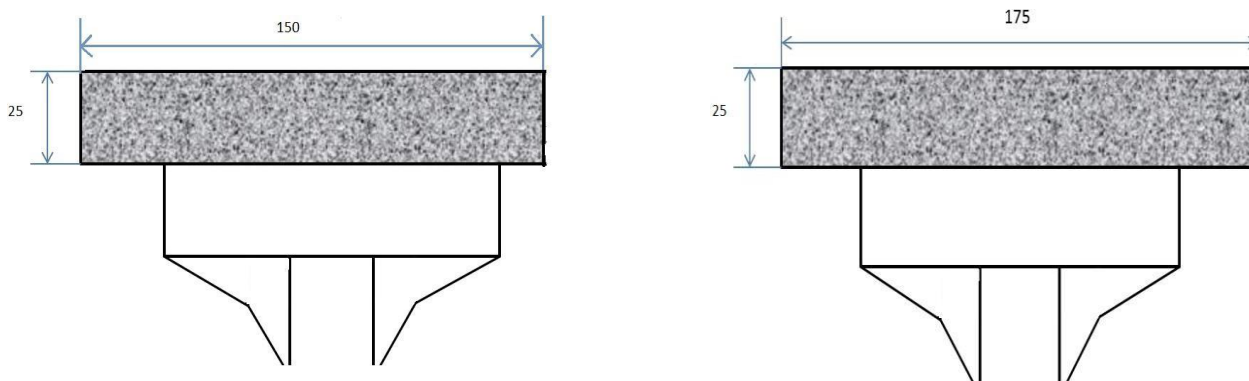


Figure IV.1: Poutre de intermédiaire et poutre de rive

Épaisseur de la dalle est de 25cm

- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_i = 0.25 \times 1.50 \times 2.5 = 0.94 \text{ t/ml}$$

- Le poids propre de la dalle qui revient à la poutre de rive

$$P_r = 0.25 \times 1.75 \times 2.5 = 1.09 \text{ t/ml}$$

- Le poids propre de la dalle Pd

$$Pd = (4 \times p_i) + (2 \times p_r) \quad Pd = 4 \times 0.94 + 2 \times 1.09 = 5.5 \text{ t/ml}$$

- **Les Poutres**

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

S1=8242cm² section about

S2=5255cm² Section médiane

S3 = 6247cm² section intermédiaire

- Demi-différence de l'âme

$$a1 = \frac{50 - 35}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$a2 = \frac{35 - 21}{2} = 7 \text{ cm}$$

- **Section d'about**

D'après CALGARO, la section d'about des poutres montre généralement un débord de l'ordre de 50 à 60 cm par rapport à l'axe des lignes d'appui. Ainsi, on peut formuler cette observation de la manière suivante

$$L1 = L_n + 1.20 \text{ m}$$

$$L1 = 0.50 + 1.20 = 1.70 \text{ m}$$

L_n : c'est la distance entre l'axe d'appareil d'appui et l'extrémité de la poutre

- **Section intermédiaire**

$$2(L2 + a2) + L3 = L_{\text{total}} - 2(L1 + a1) = 33.4 - 2(1.70 + 0.075) = 29.85 \text{ m}$$

- **Section médiane**

$$2(L2 + a2) + L3 = L'$$

$$L3 = 29.85 \cdot 2(7.46 + 0.070) =$$

$$L3 = 14.80 \text{ m}$$

- **Section équivalente de la poutre**

$$S_p = \frac{1}{L} \left[2 \times \left(L1 \times S1 + \frac{S1 + S2}{2} \times a1 \right) + 2 \times \left(L2 \times S2 + \frac{S2 + S3}{2} \times a2 \right) + L3 \times S3 \right]$$

$$S_p = \frac{1}{33,4} \left[2 \times \left(1,70 \times 0,8242 + \frac{0,8242 + 0,5255}{2} \times 0,075 \right) + 2 \times \left(7,46 \times 0,5255 + \frac{0,5255 + 0,6562}{2} \times 0,07 \right) + 14,80 \times 0,6562 \right] = 0,615 \text{ m}^2$$

$$S_p = 0.615 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de la poutre

$$P_p = \gamma_b \cdot S_p = 2,5 \times 0.615 = 1.537 \text{ t/ml}$$

- Le poids de toutes les poutres

$$P_{pt} = 6 \times 1.537 = 9,222 \text{ t/ml}$$

$$P_{pt} = 9,22 \text{ t/ml}$$

IV.3. Eléments non porteurs

- **Poids de la chaussée**

Elle comprend une couche de revêtement bitumineux d'une épaisseur de 7 cm, ayant une densité de 2,2 t/m³, ainsi qu'une couche d'étanchéité de 3 cm d'épaisseur, avec une densité également de 2,2 t/m³.

- **Poutre intermédiaire**

$$\text{Revêtement bitumineux : } 2,2 \times 0,07 \times 1,50 = 0.231 \text{ t/ml}$$

$$\text{Chape d'étanchéité : } 2,2 \times 0,03 \times 1,50 = 0.099 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } P_c = 0,231 + 0,099 = 0.33 \text{ t/ml}$$

- **Poutre de rive**

- **Remarque**

Pour la couche de revêtement, l'épaisseur minimale recommandée est de 8 cm. Nous avons opté pour 7 cm en accord avec le projet proposé à L'ENGOA, mais il est préférable de choisir une épaisseur de 8 cm

Revêtement bitumineux : $2,4 \times 0,07 \times 0,25 = 1.17 \text{ t/ml}$

Chape d'étanchéité : $2,4 \times 0,03 \times 0,25 = 0,0165 \text{ t/ml}$

Donc : $P_c = 0.0385 + 0.0165 = 0.055 \text{ t/ml}$ P chaussée = $5 \times 0.33 + 2 \times 0.055 = 1.76 \text{ t/ml}$ P chaussée = 1.76 t/ml

- **Trottoir**

On a un trottoir $P_t = A_{\text{trottoir}} \times \gamma_b$

A : aire de trottoir calculer à partir de L'AUTOCAD : $A = 0.435 \text{ m}^2$

$P_{\text{trottoir}} = (0.435 \times 2,5) = 1.09 \text{ t/ml}$.

- **Garde-corps**

Le poids du garde-corps est : 0,1 t/ml

- **Glaisière de sécurité**

Le poids de la glaisière de sécurité est : 0,06 t/ml

- **La corniche**

$P_{\text{cor}} = 0.23625 \text{ t/ml}$

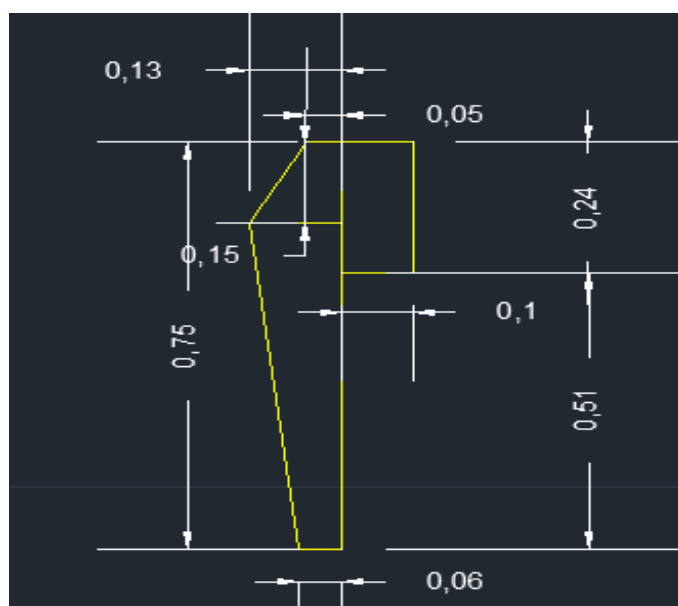


Figure IV.2 Dimensions de la corniche

Tableau IV.1: Somme des charges permanente

Chargement permanent	Poutre de rive (t)	Poutre inter médiane
Poutre seule	1,537	1,537
Hourdis	1,09	0,94
Revêtement	0,055	0,33
Trottoir	1,092	
Total	3,774	2,807

- Poids total de tablier

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5,5\text{m}$

$$P_{\text{total}} = (2 \times 3.774) + (4 \times 2.807) = 15.896 \text{ t/ml}$$

$$G_{\text{total}} = (15.896 \times 33.4) = 627.11 \text{ t.}$$

Evaluation des surcharges

On distingue

- La surcharge de type A(L).
- Système B.
- Surcharge militaire MC 120
- Surcharge exceptionnelle convois D240 t.
- Surcharges sur trottoir

IV.4. Caractéristique du projet

Largeur totale = 8.90 m Largeur chargeable = 7m Largeur roulable : 7m

- **Classe de pont**

La classe de pont est donnée par Art 3 RCPC.

$L_r \geq 7.00\text{m} \rightarrow$ Notre pont est de 1^{ère} classe

- **Nombre de voie**

Le nombre de voies est donné par (Art 2-2 RCPC).

On déduit le nombre de voies N du pont par la relation suivante :

$$N = E\left[\frac{L_c}{3}\right] = \frac{7}{3} = 2,33 \rightarrow \text{Donc on a 2 voies.}$$

- **Largeur d'une voie L_v**

Elle correspond à la relation entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{7}{2} = 3,5\text{m}$$

- **Système de la charge A(L)**

$A = a_1 \times a_2 \times A(L)$ Avec :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} = 230 + \frac{36000}{25,7 + 12} = 1184,91 \text{ Kg/cm}^2 = 1,184\text{t/m}^2$$

L : portée de la travée.

- **Calcul des coefficients a_1 et a_2**

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant

Tableau IV.3: Coefficient de dégressivité de la charge

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	-		-	-

- Pour notre cas $a_1=1$

$$a_2 = \frac{lv}{lv_0}$$

LV_0 : En fonction de classe de pont

Tableau IV.4: Valeur de v_0

Classe de pont	V_0
1	3.5
2	3
3	2.75

Dans notre cas $a_2 = 1$

Donc $A = 1022.95 \text{ kg/m}$

Tableau IV.5: Calcul de q_a

Voie chargée	a_1	a_2	$A(\text{t/m}^2)$	La largeur de voie	$Q_a(\text{t/ml})$
1 voie	1	1	1,02	3,5	3,57
2 voies	1	1	1,02	7	7,14

Pour une voie chargée : $QA(L) = 1.02295 \times 3.5 = 3.580 \text{ t/ml}$

- Pour deux voies chargées : $QA(L) = 1.02295 \times 7 = 7.16 \text{ t/ml}$ 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.

Les systèmes Bc et Br s'appliquent dans tous les cas et pour toutes les classes tandis que le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Système Bc

Un camion type du système Bc (figure 4-8) comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques, et possède les caractéristiques suivantes :

- Masse totale 30 t ;
- Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t ;
- Masse portée par l'essieu avant 06 t ;
- Longueur d'encombrement 10,50 m ;
- Largeur d'encombrement 2,50 m ;
- Distance des essieux arrière 1,50 m ;
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,50 m ;
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2,00 m ;
- Surface d'impact d'une roue arrière : 0,25 m × 0,25 m ;
- Surface d'impact d'une roue avant : 0,20 m × 0,20 m.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour engendrer l'effet le plus défavorable

Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions sont orientés dans le même sens.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur.

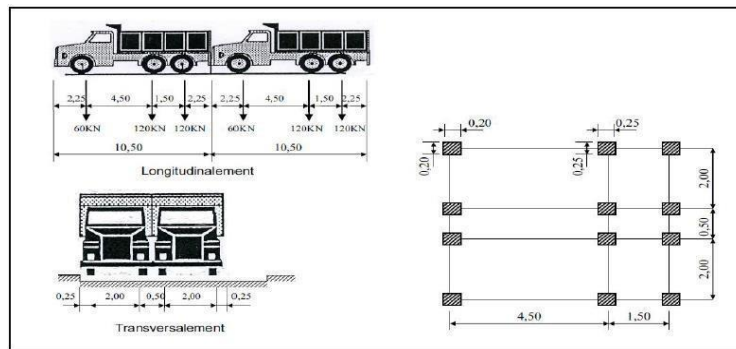


Figure IV.3 SYSTEME BC

D'où :

$$Bc = bc \times 2 \times 30 \times N$$

Tableau IV.6: Coefficient bt

	Nombre devoies	1	2	3	4	≥ 5
Classe dupont	1	1.2	1.1	0.95	0.8	0
	2	1.0	1.0	-	-	7
	3	1.0	0.8	-	-	-

Avec n : nombre de voies.

bc : coefficient dépendant du nombre de voies et de la classe du pont

- Détermination du coefficient de majoration dynamique δ

Pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération le coefficient de majoration.

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

L : portée de la travée ($L=33.4m$) G : poids total du tablier (627.11 t).

$$bc = 1.1$$

Q : la charge (B) appliquée sur l'élément pris avec pondération.c

$$Q = \max\{Bc \times bc \times n \times 2 ; Bt \times bt \times n \times 2\}$$

$$Q = \max\{30 \times 1.1 \times 2 \times 2 ; 16 \times 1 \times 2 \times 2\}$$

$$Q = \max\{132; 64\} \rightarrow Q = 132t \rightarrow \delta b = 1.07$$

• **Surcharge Bt**

Ce système s'applique exclusivement aux ponts de première et deuxième classe, conçus pour supporter un tandem comportant deux essieux (2 x 16 t). Chaque essieu est équipé de roues simples munies de pneumatiques, et respecte les spécifications suivantes :

Charge supportée par chaque essieu : 160 kN Distance entre les deux essieux : 1,35 mètres

Distance entre les axes des deux roues d'un même essieu : 2 mètres

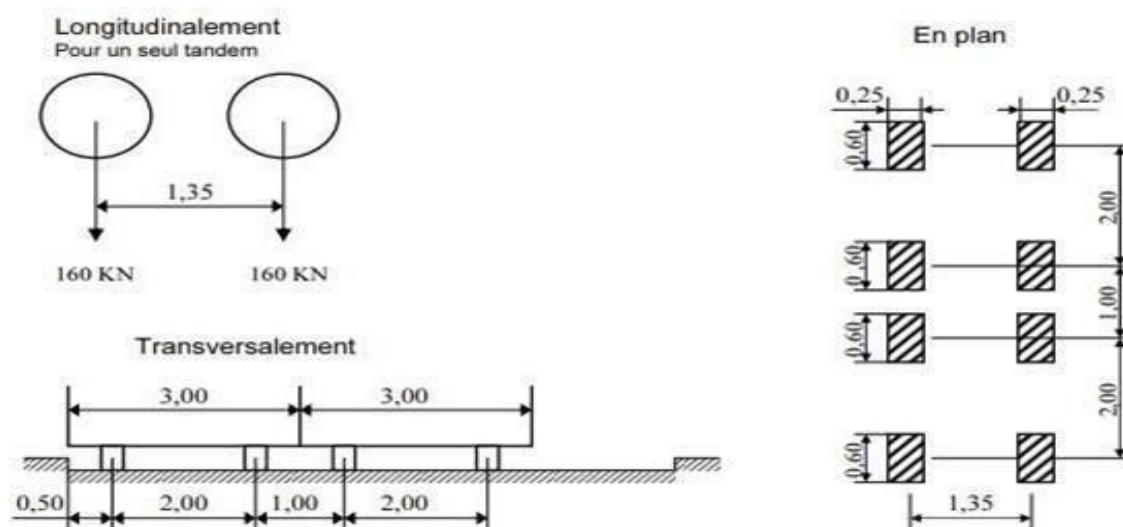


Figure IV.4: SYSTEME BT

Charge Mc120 par chenille et son coefficient de majorationN

Classe du Pont	bt
Première classe	1,0
Deuxième classe	0,95

Système militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés de sorte à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être, dans certains cas, plus défavorables que ceux définis précédemment (AetB).

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes (figure 4-11) :

- Masse totale 110 t ;
- Longueur d'une chenille 6,10 m ;
- Largeur d'une chenille 1 m ;
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

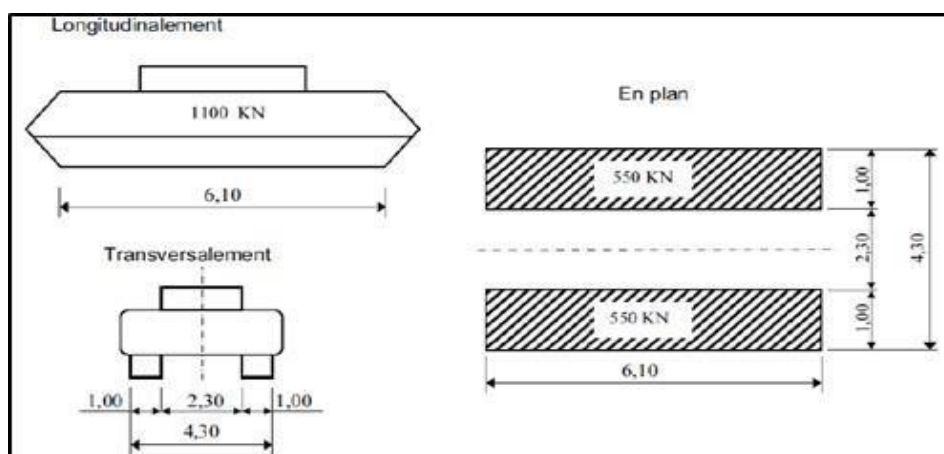


Figure IV. 5: CONVOIE MC120

Convoi exceptionnel D240

Le convoi comporte une remorque de trois éléments à quatre lignes de 240 t comme poids total. Le poids est supposé reparti sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et de 18.60 m de long

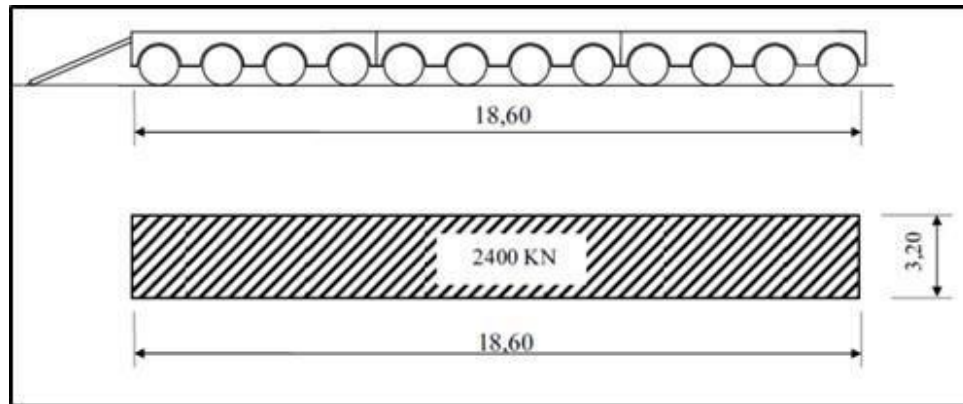


Figure IV.6: SYSTEME D240

La charge du convoi est

$$D240 = 240 \text{ t}$$

Soit par mètre linéaire :

$$D240 = 240 / (18.6) = 12.90 \text{ t/m}$$

Surcharge sur trottoir

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m² (selon le fascicule 61-titre II).

150 Kg/m² pour la flexion longitudinale. 450 kg/m² pour la flexion locale. Trottoir : Lt = 1.5 m.

La largeur totale de trottoir LTt = Lt LTt = 1.5 m

$$LTt = 1.50 \text{ m}$$

Le trottoir chargé :

$$P_{\text{trottoir}} = 0.150 \times 1.5 = 0.225$$

$$PT_{\text{trottoir}} = 0.150 \times 1.50 = 0.225 \text{ t/ml}$$

IV.5. Conclusion

Une fois les réductions dues aux charges et surcharges appliquées à notre projet sont calculées, nous sommes prêts à avancer vers la prochaine étape : la modélisation détaillée. Celle-ci nous permettra d'incorporer toutes les variables clés afin de garantir la précision et la fiabilité de notre étude.

Chapitre V

Modélisation du table

V.1. Introduction

La modélisation est une étape nécessaire dans l'étude d'une structure ; elle est pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière d'approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

Notre l'ouvrage est une structure avec sept (7) travées isostatiques et identiques, on étudiera donc une seule travée, Les poutres sont considérées comme un élément « barre », elles sont appuyés sur un appui double d'un côté et de l'autre coté sur un appui simple, et la dalle est considérées comme un élément « panneau ».

V.2. La modélisation

V.2.1. Choisir un type de type (étude d'une coque)



Figure V.1: Choix de projet

V.2.2. Réglage des préférences (les unités ...)

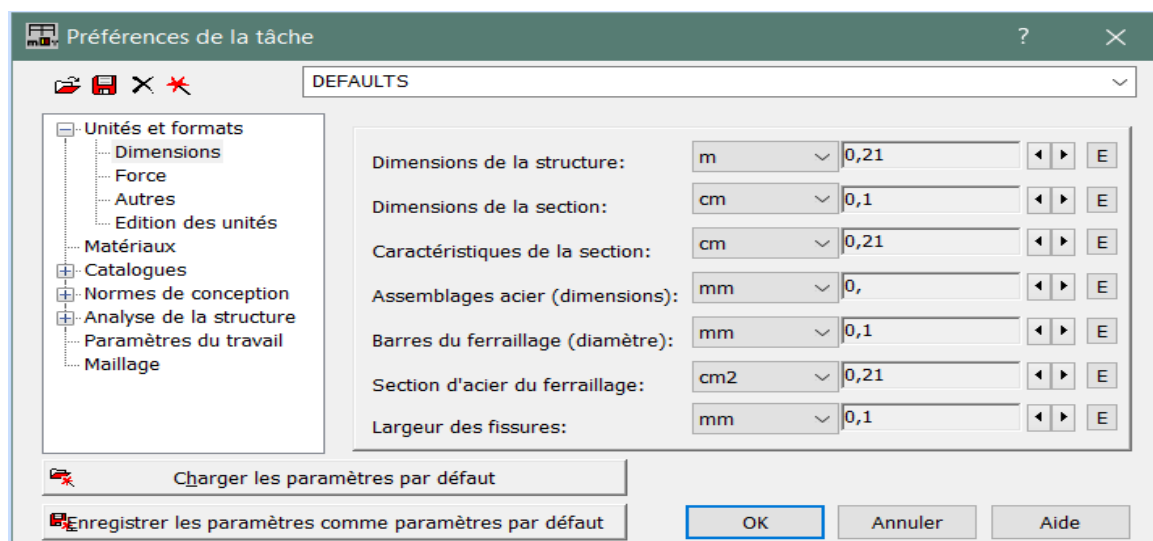


Figure V.2: Réglages des préférences

V.2.3. Réglage des normes

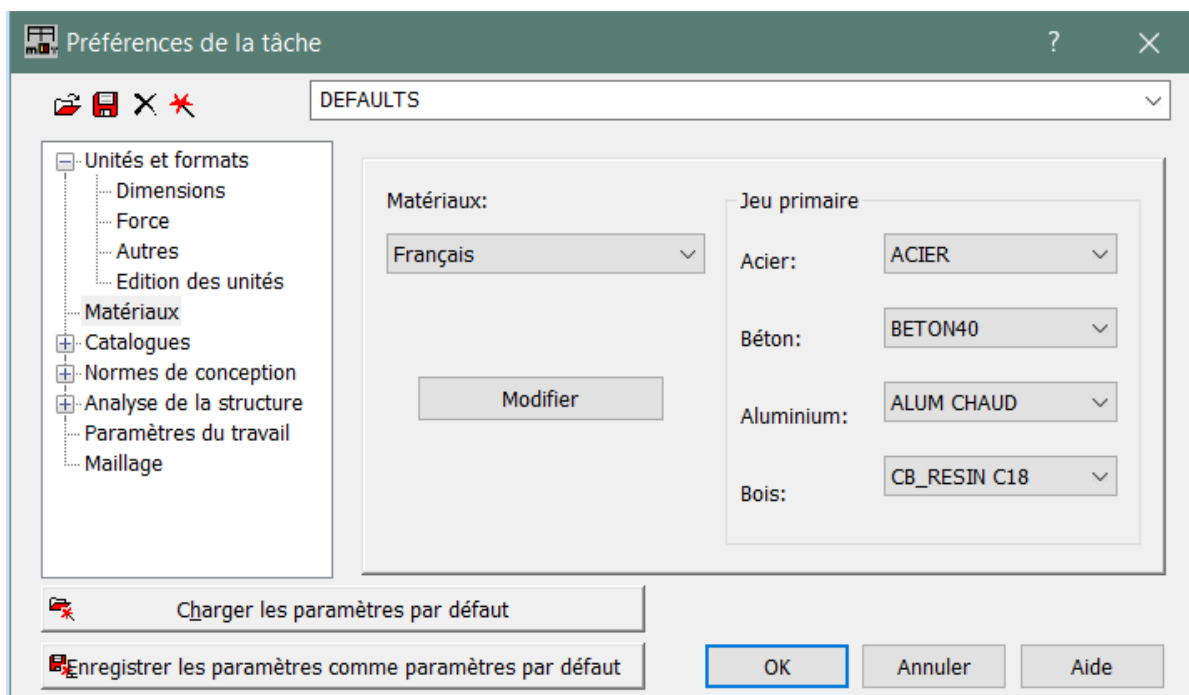


Figure V.3: Réglage des normes

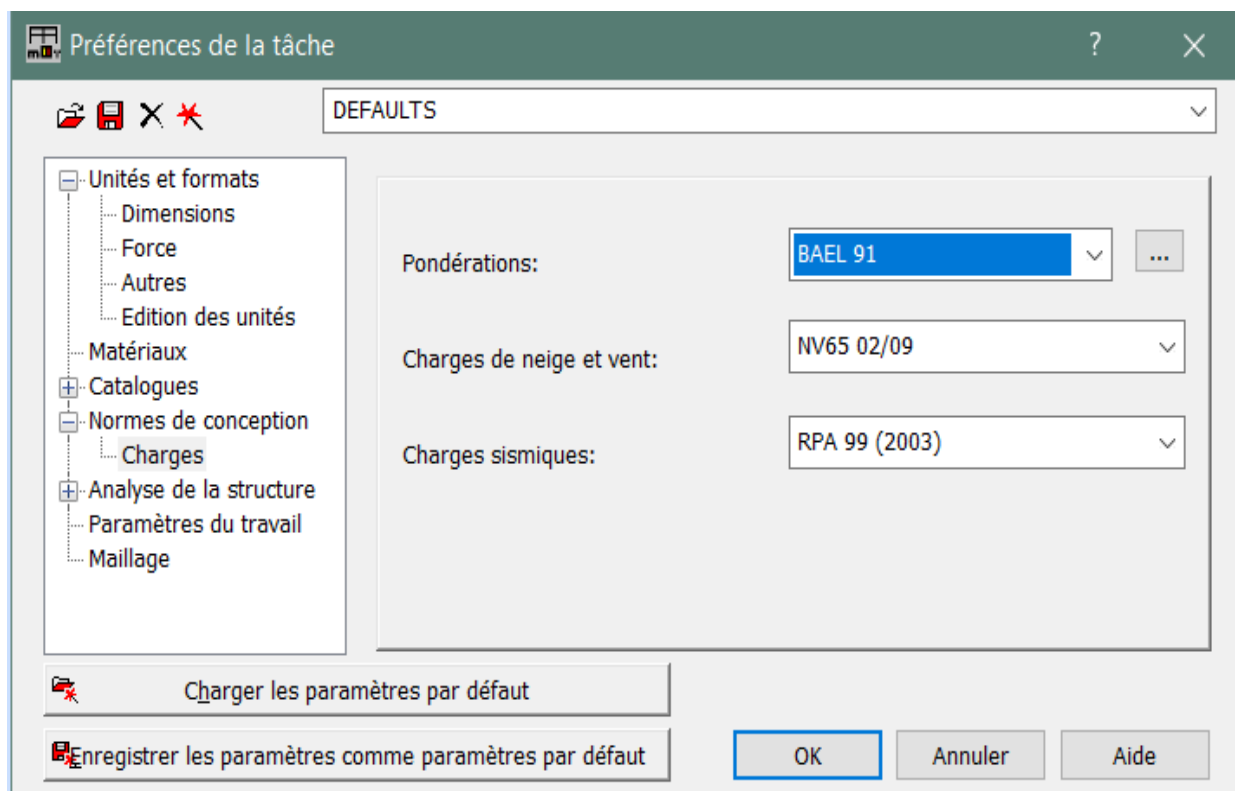
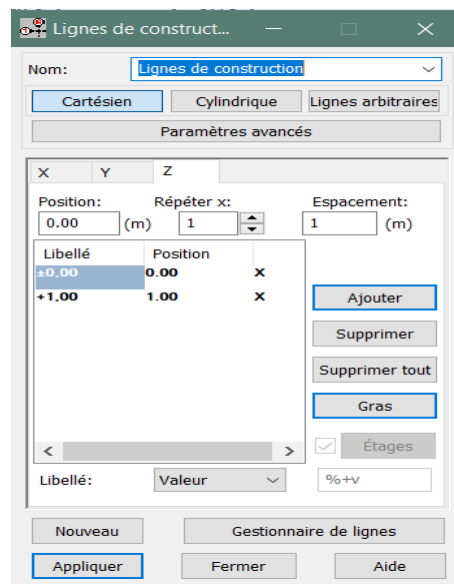
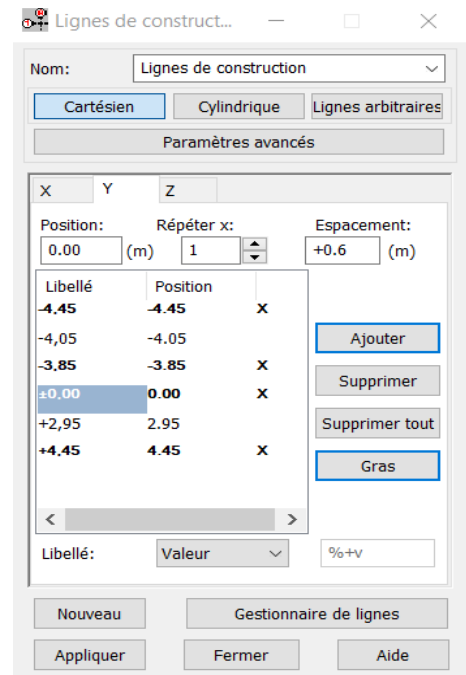
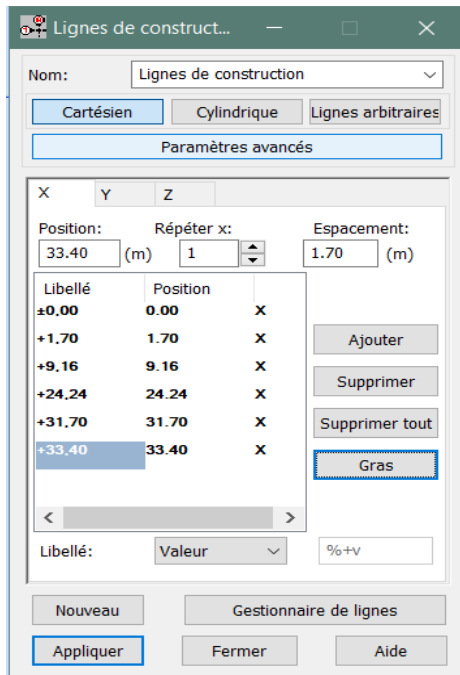


Figure V.4: Réglage des normes

V.2.4. Ligne de construction

L'objectif de cette étape est de déterminer les lignes de construction pour le modèle de pont à analyser. La boîte suivante s'affiche :



FigureV.5: Lignes de construction (éléments verticaux et éléments horizontaux)

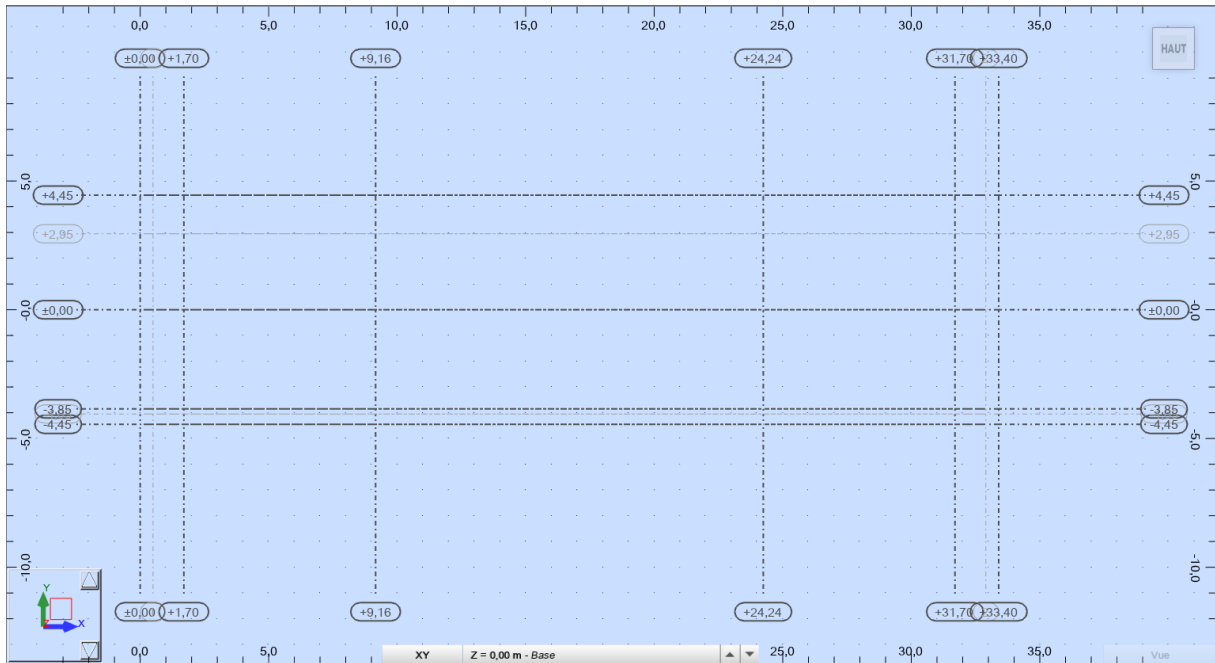


Figure V.6: Lignes de construction

V.2.5. Introduction des sections des éléments

Définir les sections de la poutre, après les avoir définis précédemment dans l'Autocad 2016 et les importer en fichier DXF, comme suit :

Section d'about a 1.70 m (largeur de l'âme $D = 50$ cm) Section intermédiaire a 7.46 m (largeur de l'âme, $D = 35$ cm) Section médiane a 15.08 m (largeur de l'âme $D = 21$ cm).

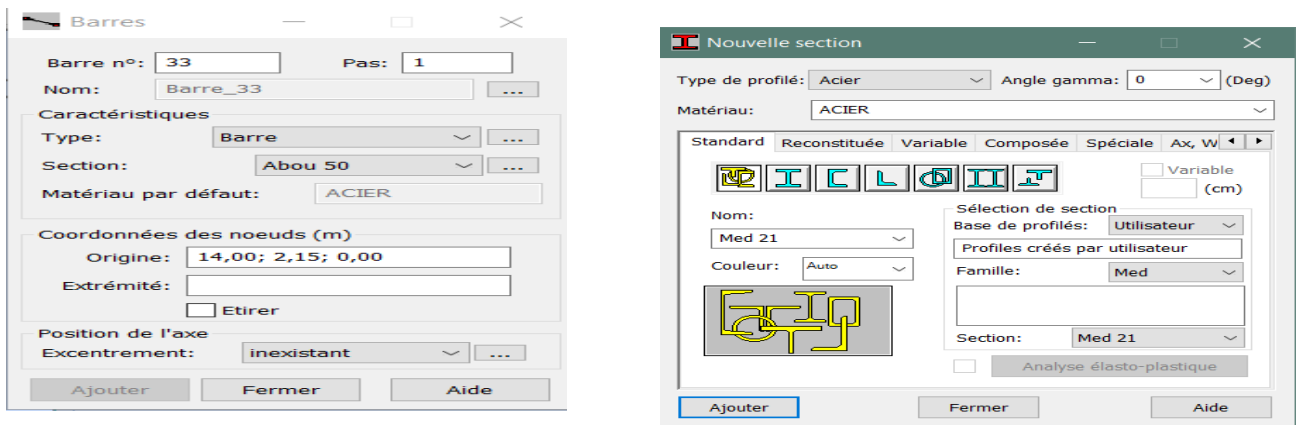


Figure V.7: Importation des poutres

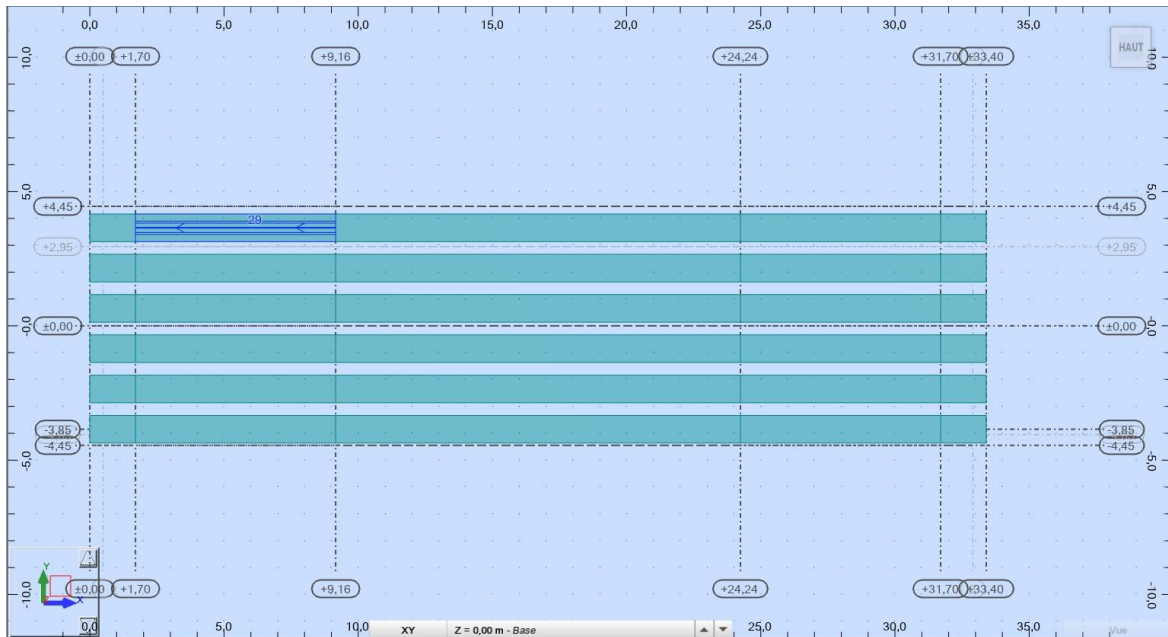


Figure V.8: Choix de matériaux

V.2.6. La définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)

Pour modifier une poutre et ses propriétés pour, suivez ces étapes :

Sélectionnez la poutre dans votre modèle, puis cliquez avec le bouton droit de la souris sur la poutre et sélectionnez "Propriétés de l'objet". Dans la boîte de dialogue "Propriétés", naviguez vers la section "Général" et sélectionnez "Béton" comme matériau. Assurez-vous que la norme appropriée est sélectionnée pour le béton. Dans notre structure on utilise le béton 40

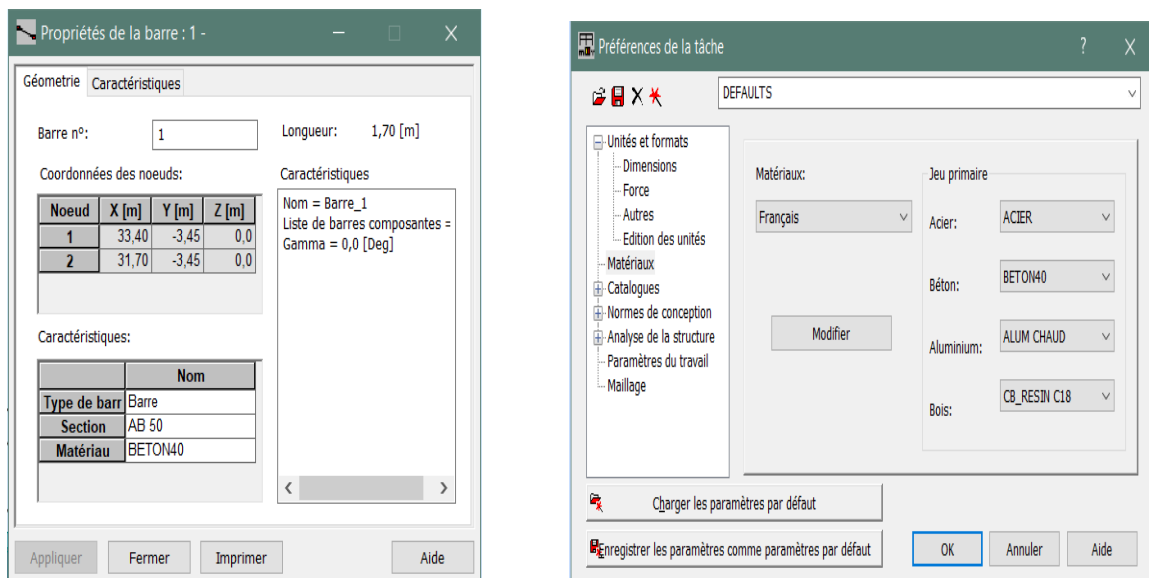


Figure V.9: Introduction des appuis

V.2.7. Modélisation de la dalle

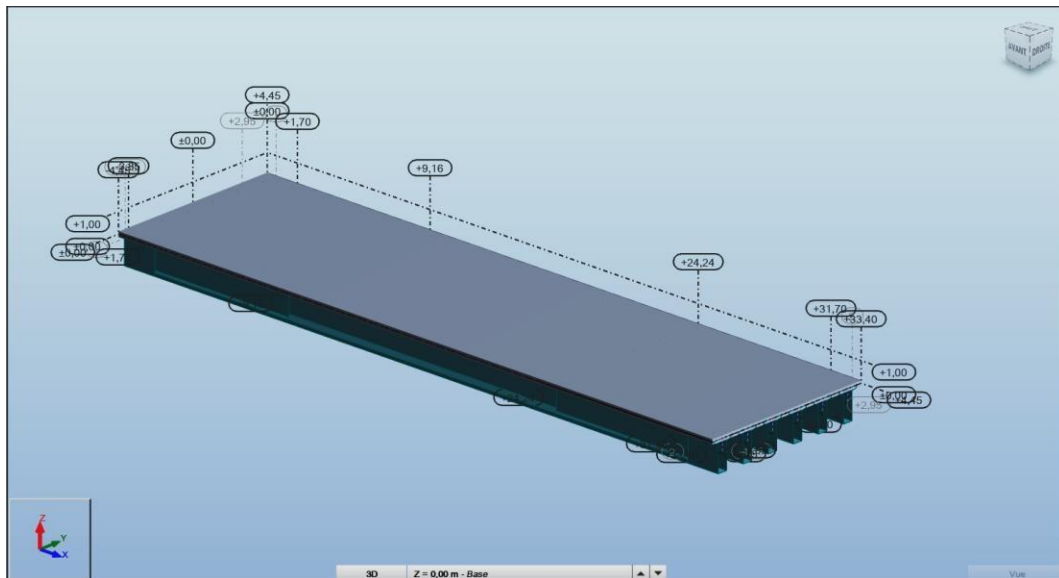
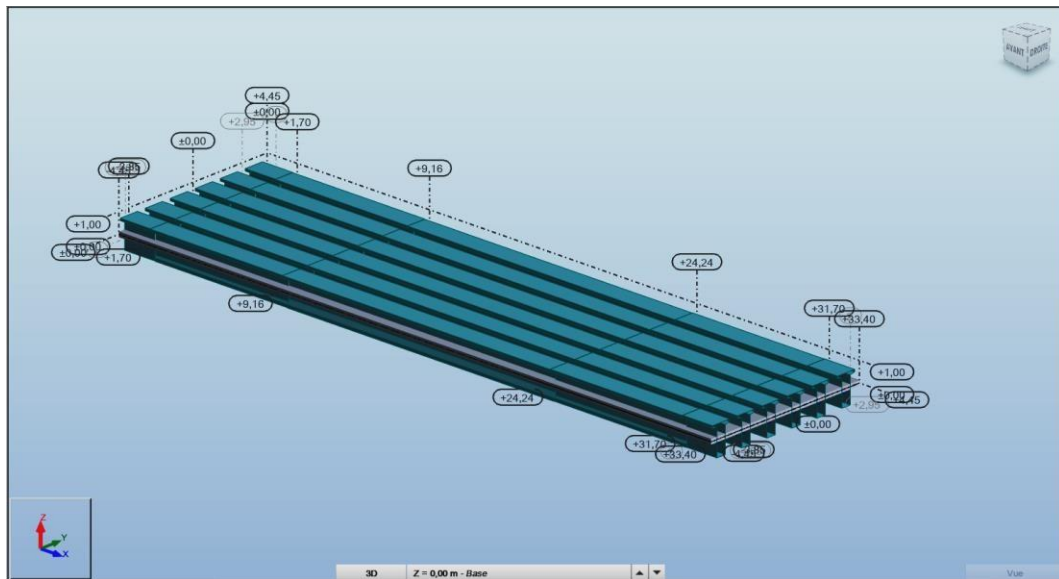


Figure V.10: Modélisation de la dalle

V.2.8. La définition des conditions d'appuis

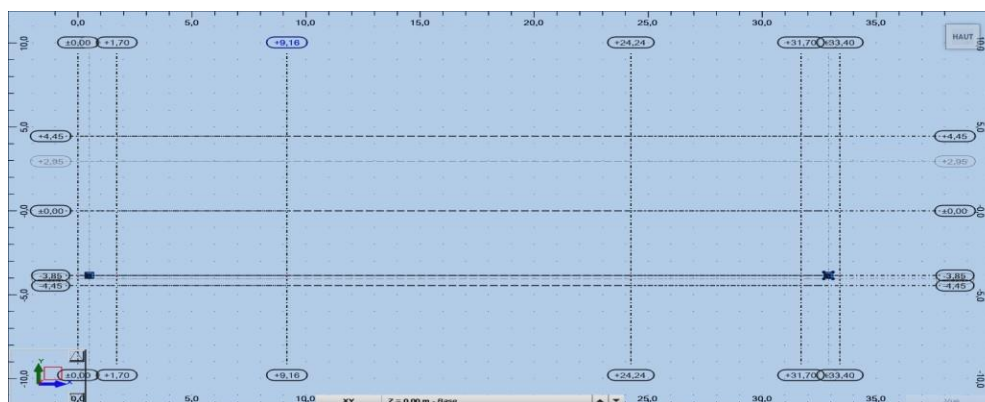


Figure V.11 Modélisation des appuis

V.2.9. Cas de charges

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues :

- Au poids propre
- Au complément de poids propre (revêtement, étanchéité, glissière de sécurité, garde-corps et corniches) :
- À la charge A
- À la surcharge Bc
- Aux surcharges militaires Mc120
- Au convoi exceptionnel D240 et
- Aux surcharges de trottoir St

a) Charges permanentes

The screenshot shows a software window titled "Cas de charge". It is divided into two main sections. The top section, "Description du cas", contains the following fields:

- Numéro: 8
- Préfixe: PERM2111111
- Nature: d'exploitation (selected from a dropdown menu)
- Nom: Q trot

Below these fields are two buttons: "Ajouter" (highlighted with a blue border) and "Modifier".

The bottom section, "Liste des cas définis:", contains a table with the following data:

N°	Nom de cas	Nature	Ty
1	G	permanente	Sl
2	G trot	permanente	Sl
3	G cor	permanente	Sl
4	G gard	permanente	Sl
5	G gli	permanente	Sl
6	G rev	permanente	Sl
7	Q Al	d'exploitation	Sl
8	Q trot	d'exploitation	Sl

Below the table are two buttons: "Supprimer" and "Supprimer tout". At the bottom of the dialog are two more buttons: "Fermer" and "Aide".

Figure V.12: Définition des charges

b) G trottoir :

$0.29 \times 2.5 = 0.725 \text{ T/m}^2$ (Charge surfacique uniformément).

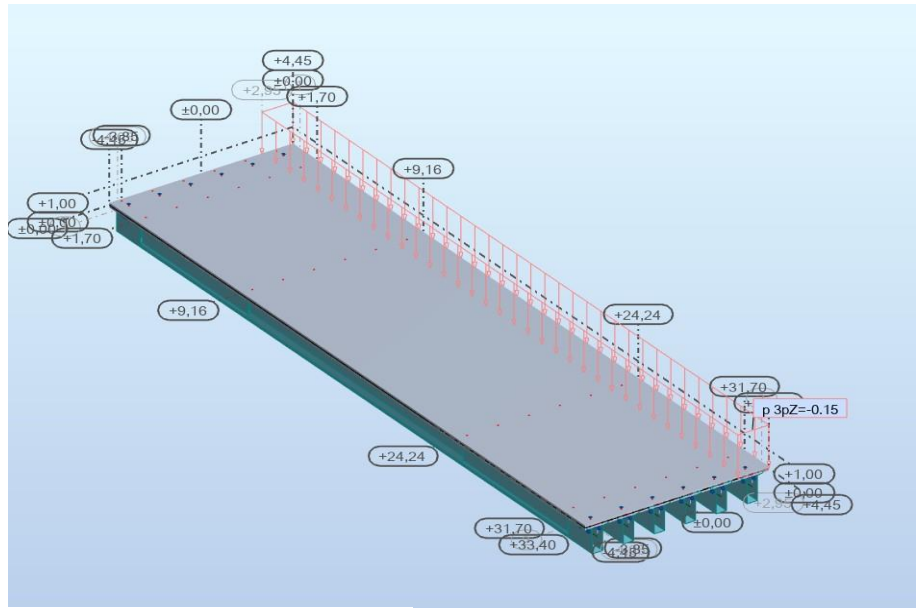
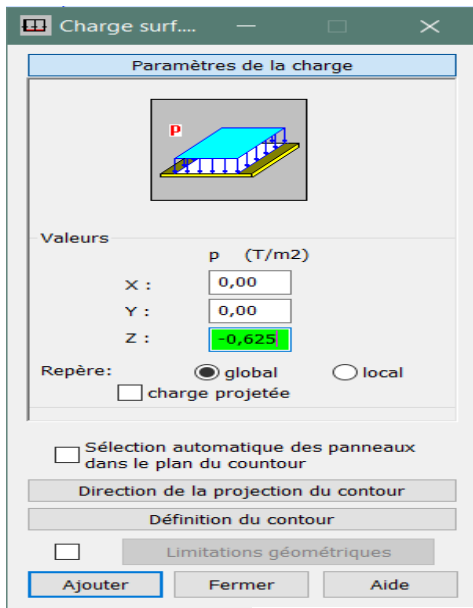


Figure V.13: Définir la charge du trottoir

c) G revêtement :

$0.07 \times 2.2 = 0.154 \text{ T/m}^2$ (Charge surfacique uniformément).

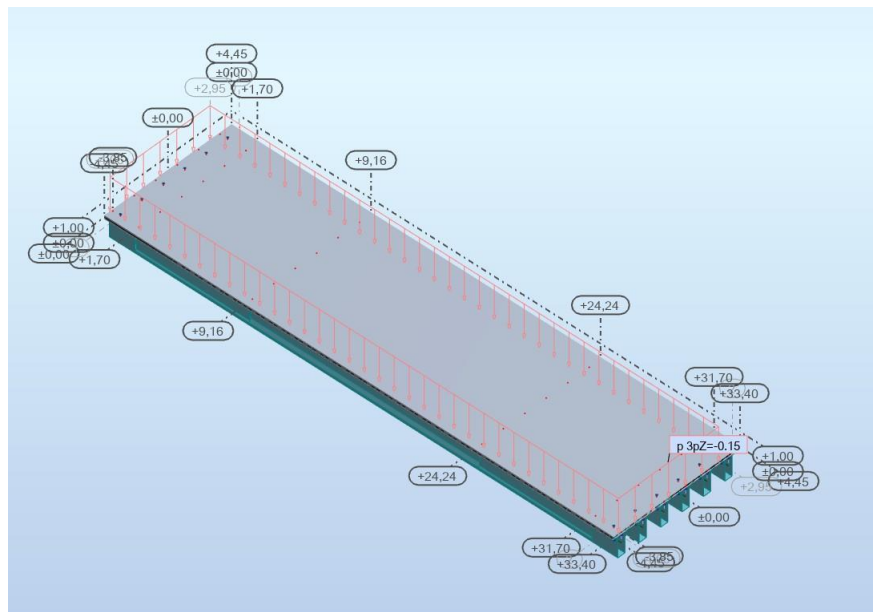
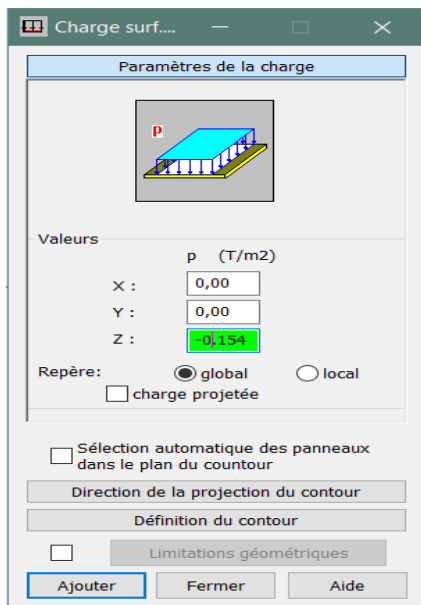
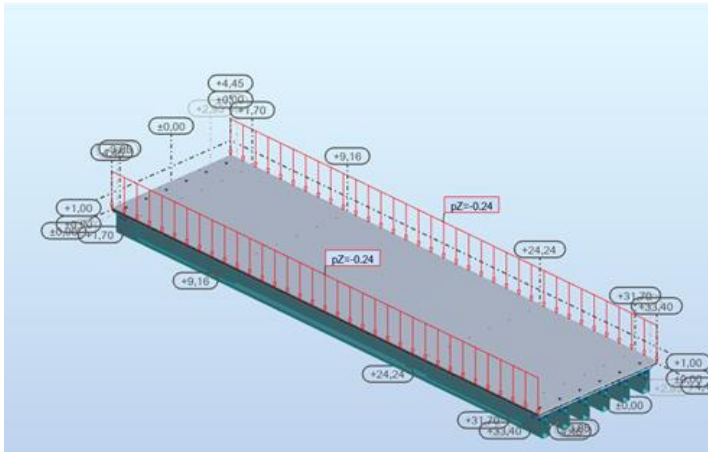


Figure V.14: Définir la charge du revêtement

d) G corniche :

$P_{cor} = 0.23625 \text{ T/ml}$ (charge linéaire uniforme).



e) G garde-corps

$G_{gar} = 0.10 \text{ T/m}$ (charge linéaire uniforme).

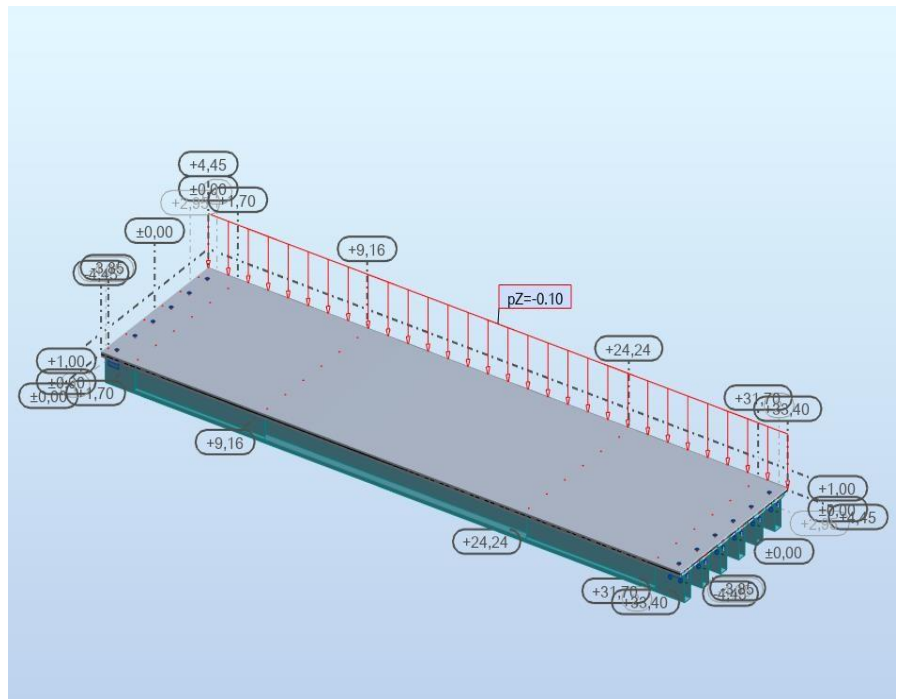
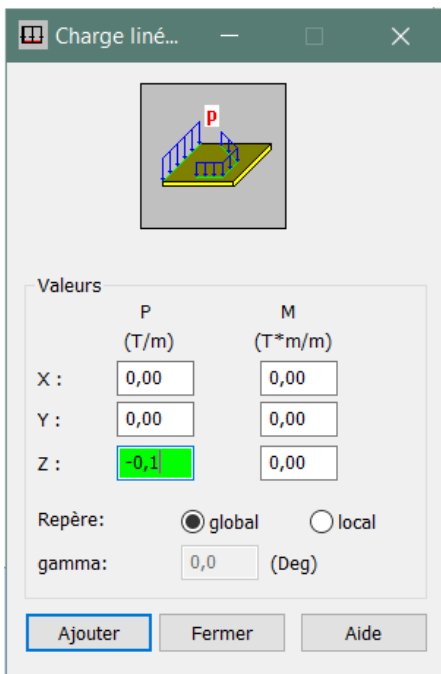


Figure V.16: Définir du garde-corps

f) G glissière

$P_{gli} = 0.06 \text{ T/m}$ (Charge linéaire 2p)

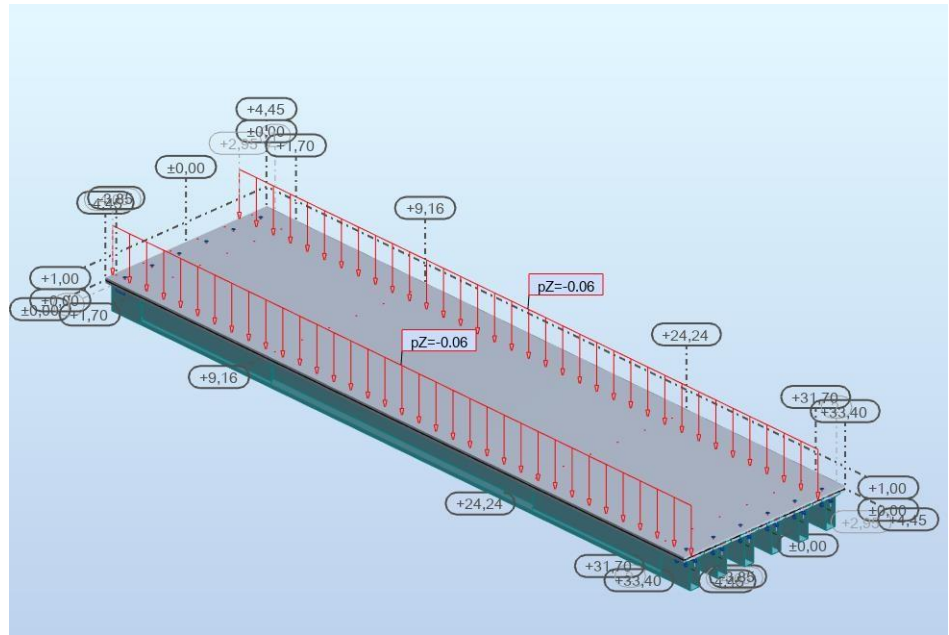
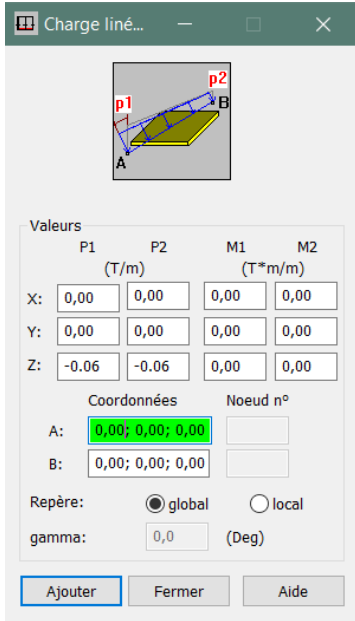


Figure V.17: Définir la charge des glissières

g) La surcharge Q trottoir

D'après le FASCICULE N° 61 TITRE II : $Q_{trottoir} = 0.15 \text{ T/m}^2$ (charge surfacique uniforme).

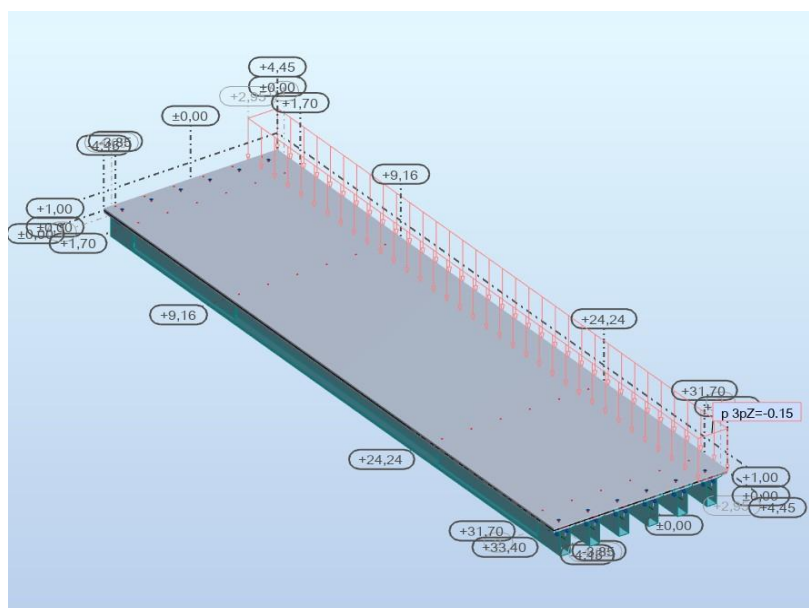
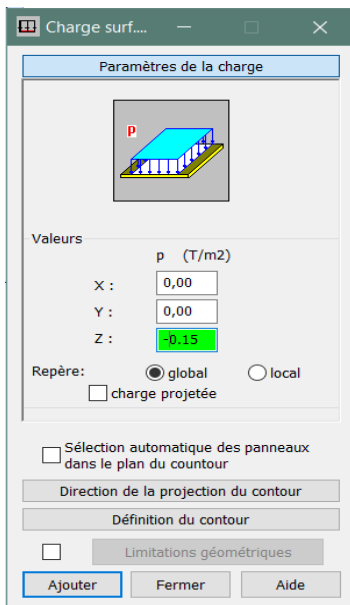


Figure V.18: Définir la surcharge Qtrottoir

h) La surcharge AL

D'après le calcul effectué dans le chapitre 4 : $A(L) : 1.02T/m^2$

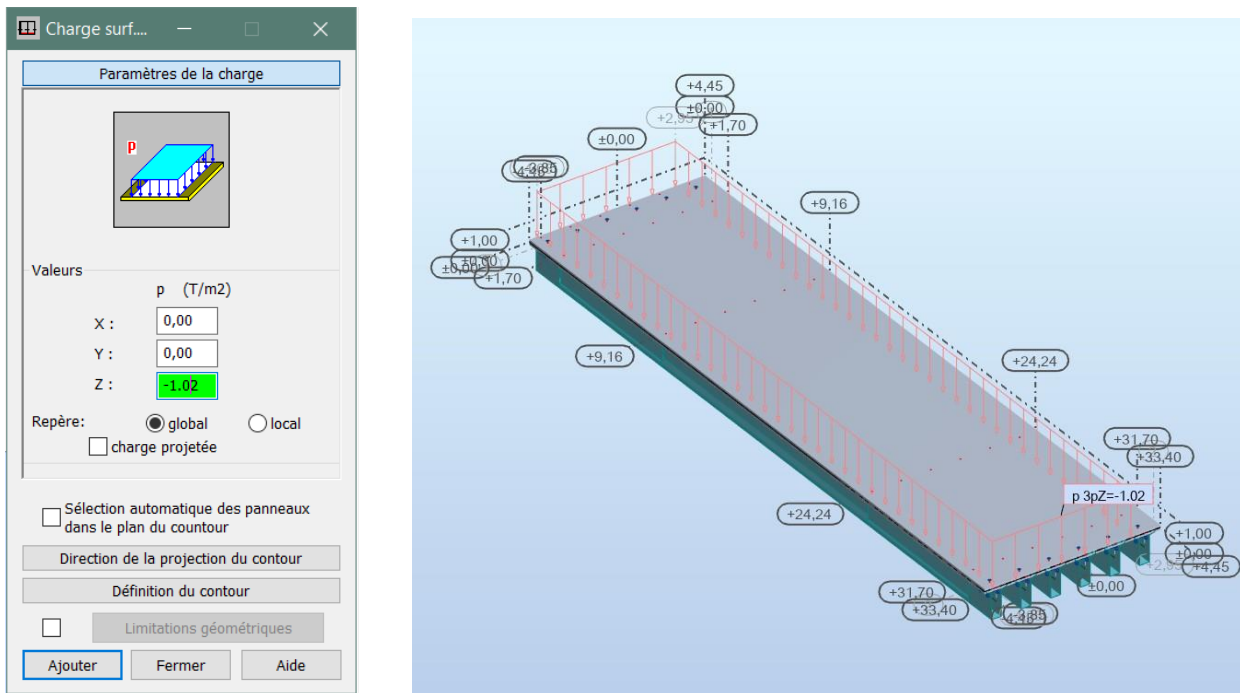


Figure V.19: Introduire la surcharge Al

V.2.10. Les charges roulantes

Les charges roulantes sont définies comme suit :

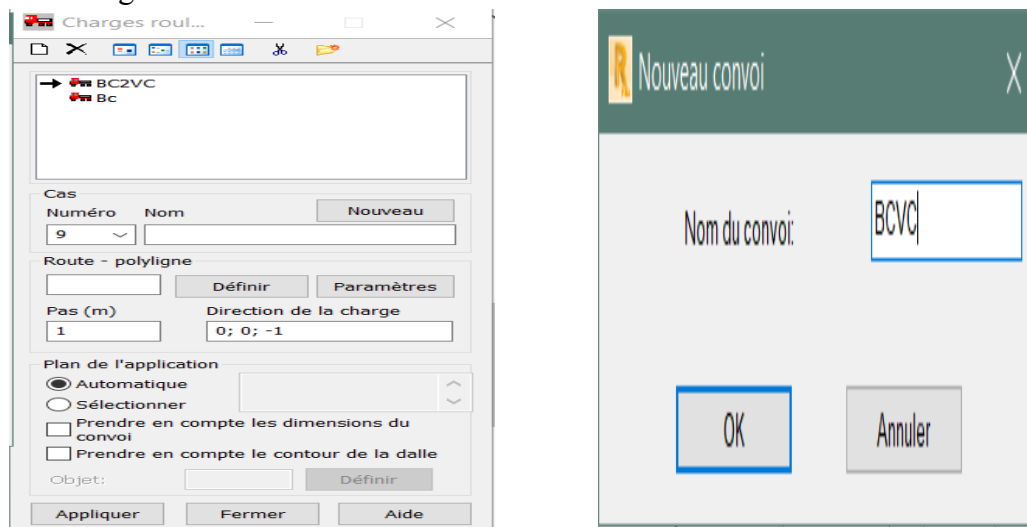


Figure V.20: Définir les charges roulantes

a. Système de charge BC :

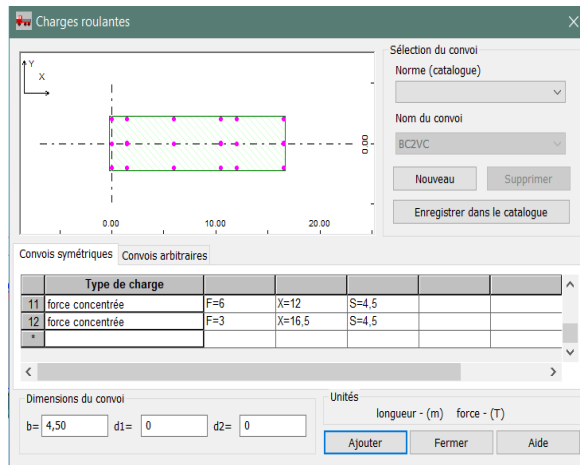


Figure V.21: Définir la charge BC

b. Système de charge Bc :

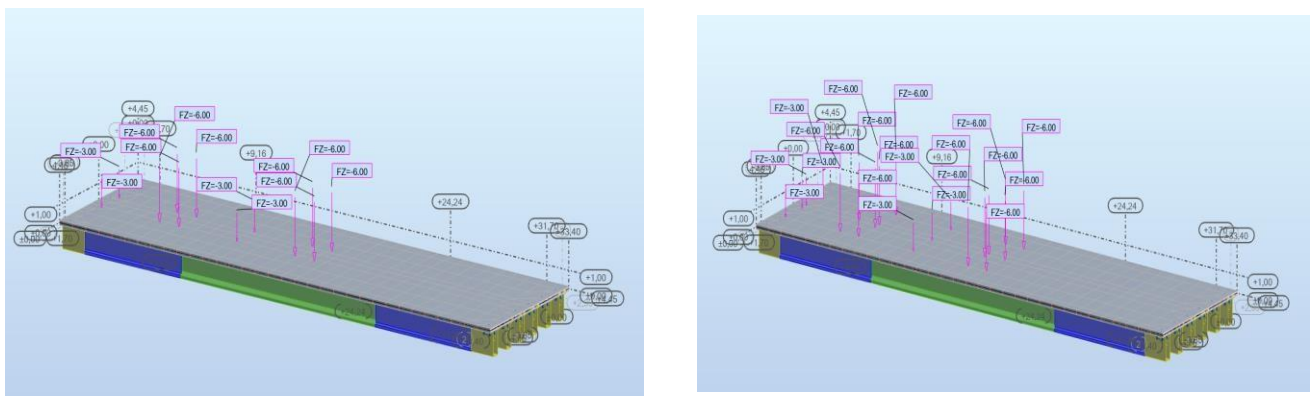


Figure V.22: Introduire la charge BC

c. Système de charge D240 :

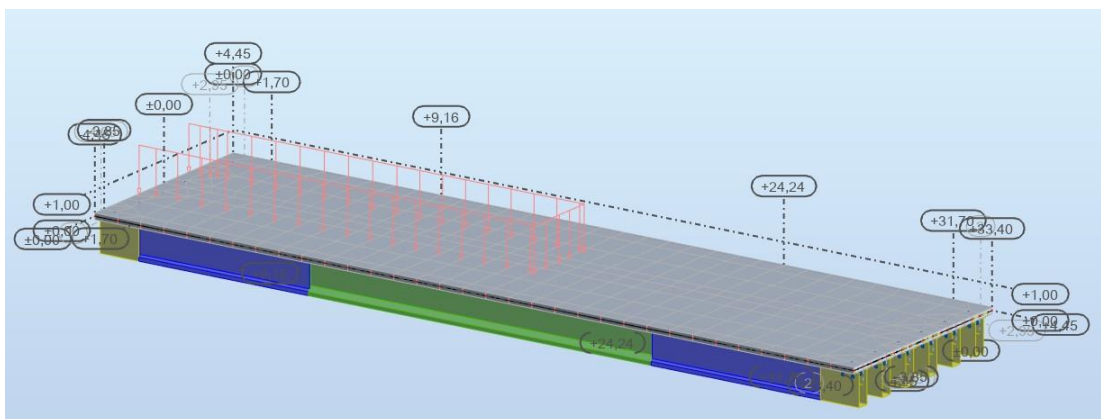


Figure V.23: Introduire la charge D240

d. Système MC120

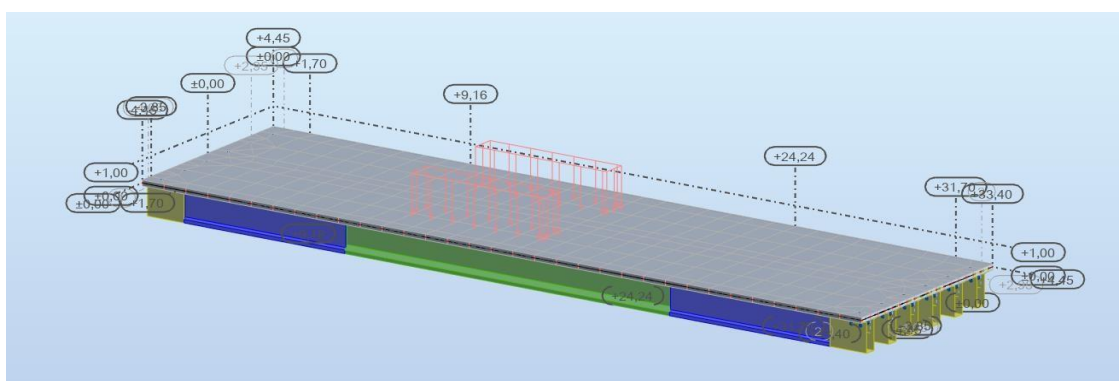


Figure V.24: Introduction de la charge Mc120

V.2.11. Définir des combinaisons d'action et lancement du calcul

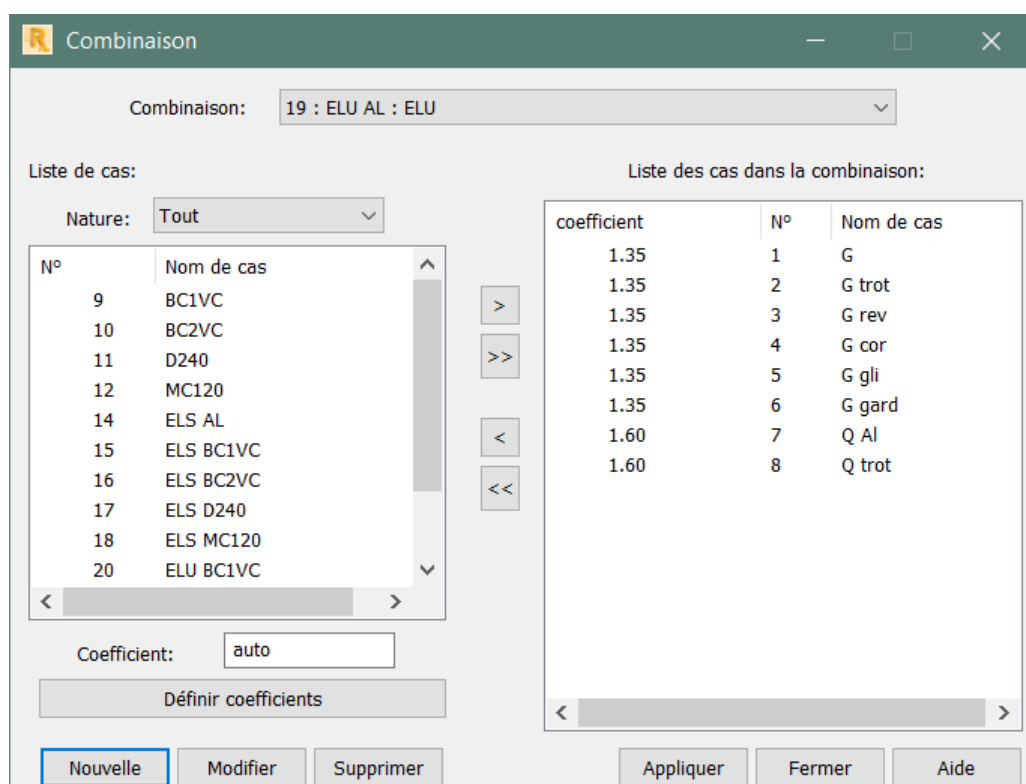


Figure V.25: Les combinaisons d'actions

Tableau V.7: Les différentes combinaisons selon le Fascicule 61

Action prépondérant	Combinaisons
ELU	$1,35G + 1,6(Q_t + AL)$
	$1,35G + 1,6(Q_t + B_c)$
	$1,35(G + Mc120)$
	$1,35(G + D240)$
ELS	$G + 1,2(Q_t + AL)$
	$G + 1,2(Q_t + B_c)$
	$G + D240$
	$G + Mc120$

V.2.12. Lancement du calcul

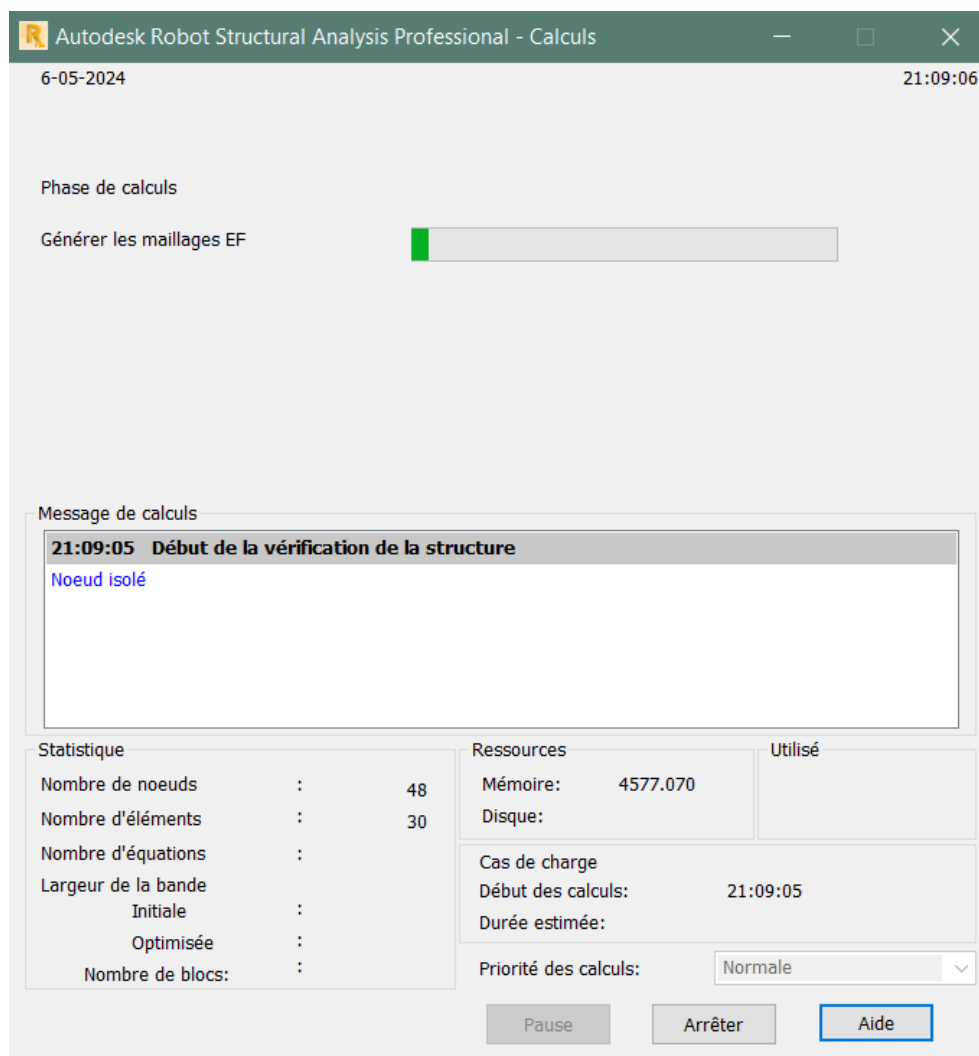


Figure V.26 : Lancement du calcul

V.2.13. Les efforts internes dans les poutres

Moment fléchissant

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable à L'ELU, 1,35(G + D240) et à L'ELS (G + D240).

Mmax= 500.08 T.m à L'ELU. Mmax= 370.43 T.m à L'ELS

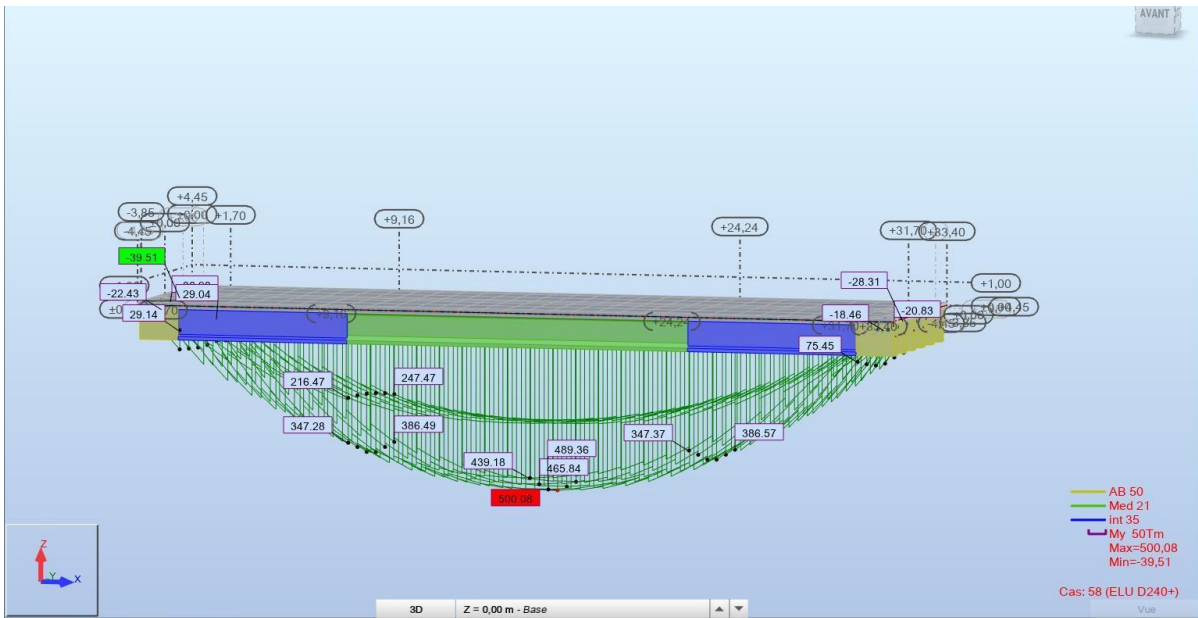


Figure V.27: Diagramme du moment fléchissant à L'ELU

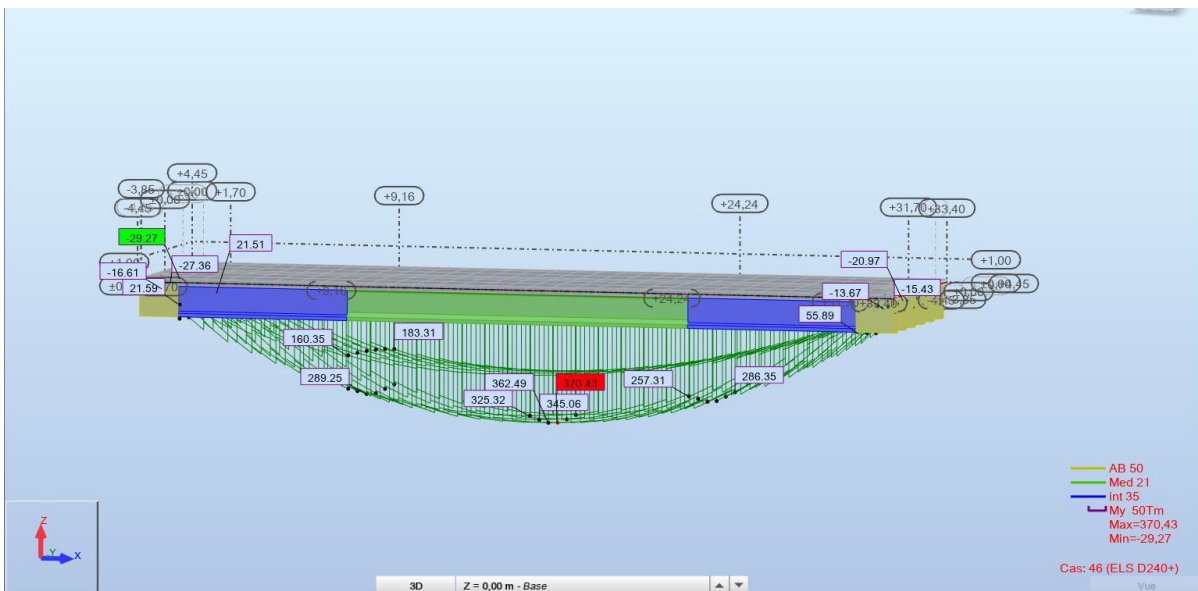


Figure V.28: Diagramme du moment fléchissant à L'ELS

V.3. Effort tranchant

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable à L'ELU1,35(G + D240) et a L'ELS (G + D240).

$T_{max} = 114.41 \text{ t}$ à l'ELU.

$T_{max} = 84.75 \text{ t}$ à l'ELS.

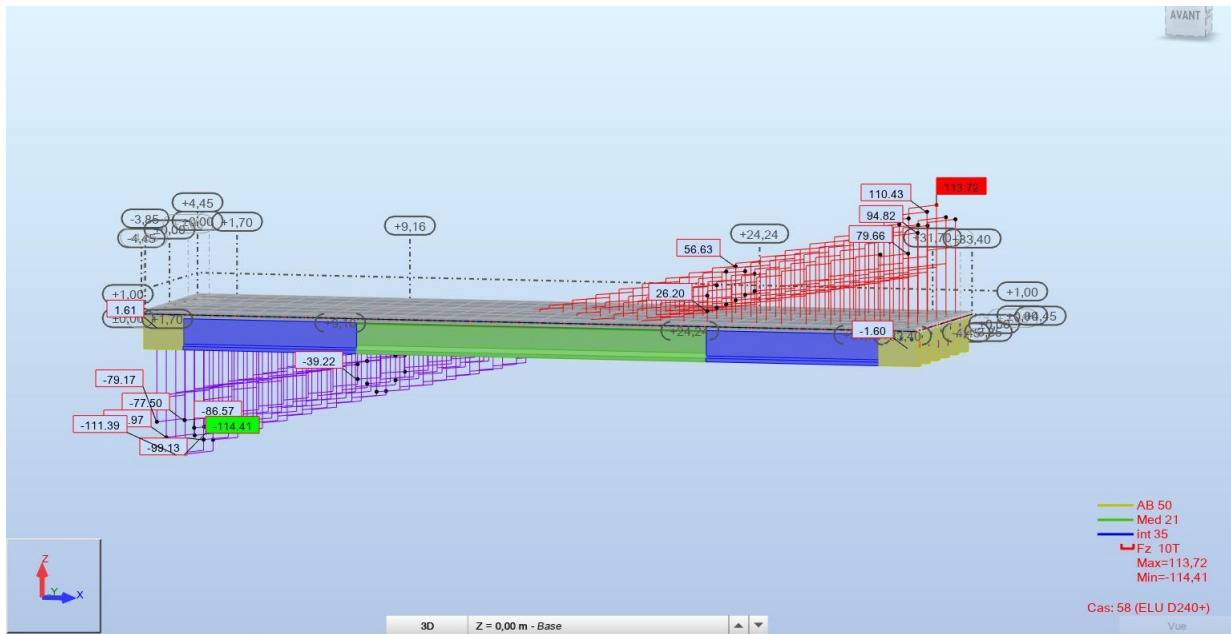


Figure V.29: Diagramme de l'effort tranchant s à L'ELU

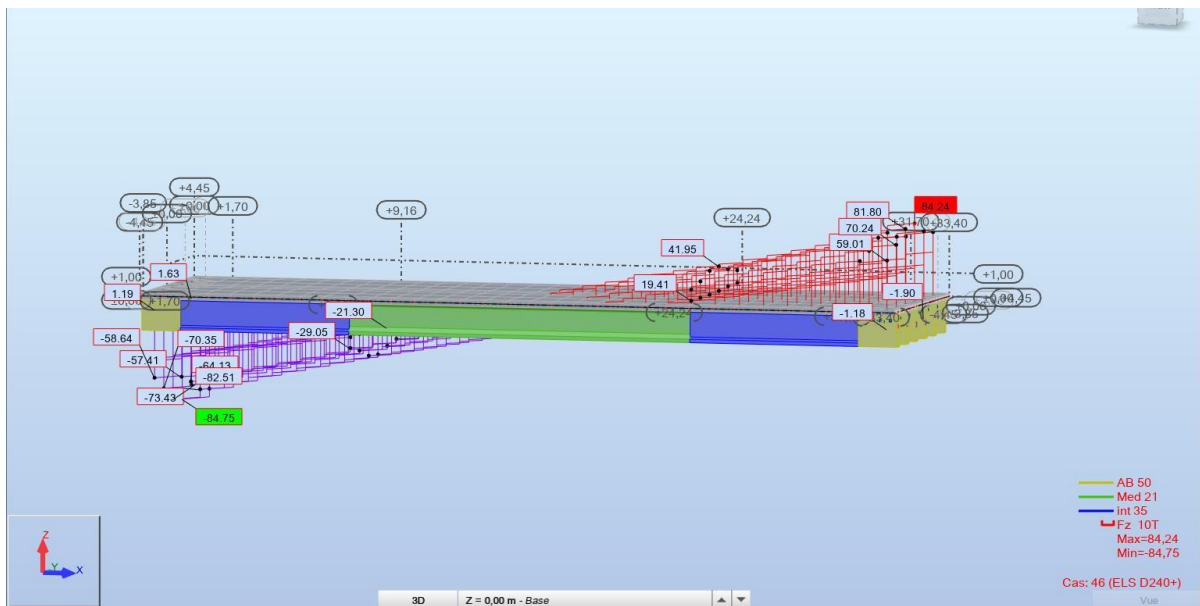


Figure V.30: Diagramme sous la combinaison la plus défavorable à L'ELS

V.3. Conclusion

En utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2021, nous avons déterminé les moments fléchissant et les efforts tranchants les plus critiques aux États Limites Ultimes (ELU) et de Service (ELS). À partir de ces données, nous pouvons désormais dimensionner le ferrailage des éléments structuraux.

Chapitres VI

Etude de platelage

VI.1. Ferrailage de la dalle

La dalle travaille en flexion simple, pour la ferrailer, on considère une bande de 1 m rectangulaire de hauteur h qui est égale à l'épaisseur de la dalle ($h = 25$ cm).

- **A P'E.L.U**

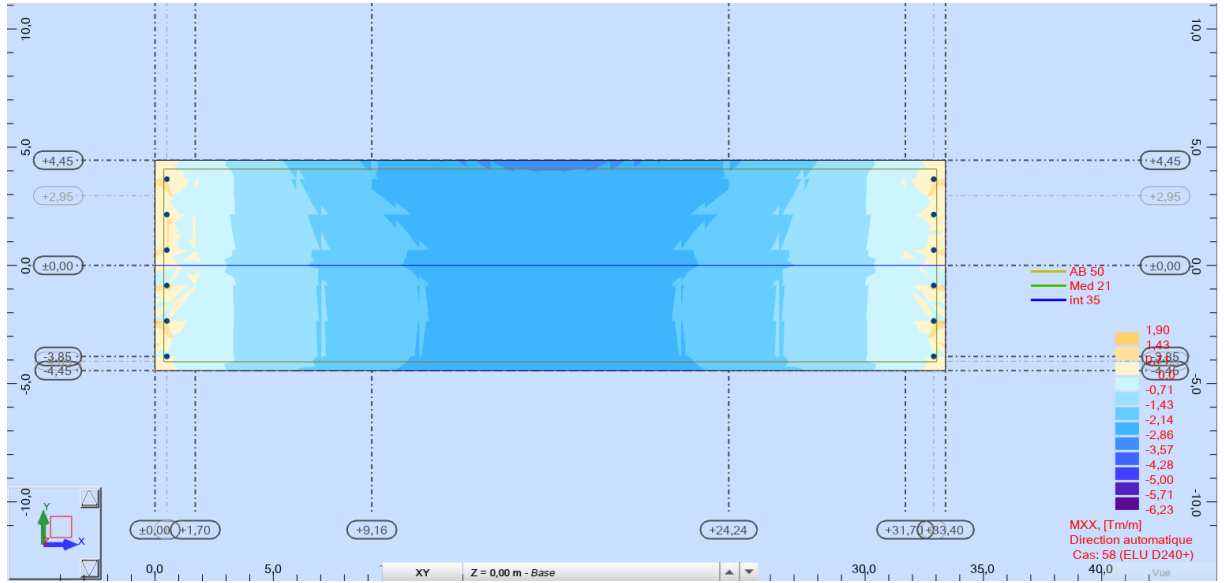


Figure VI.1: Moment maximum longitudinal

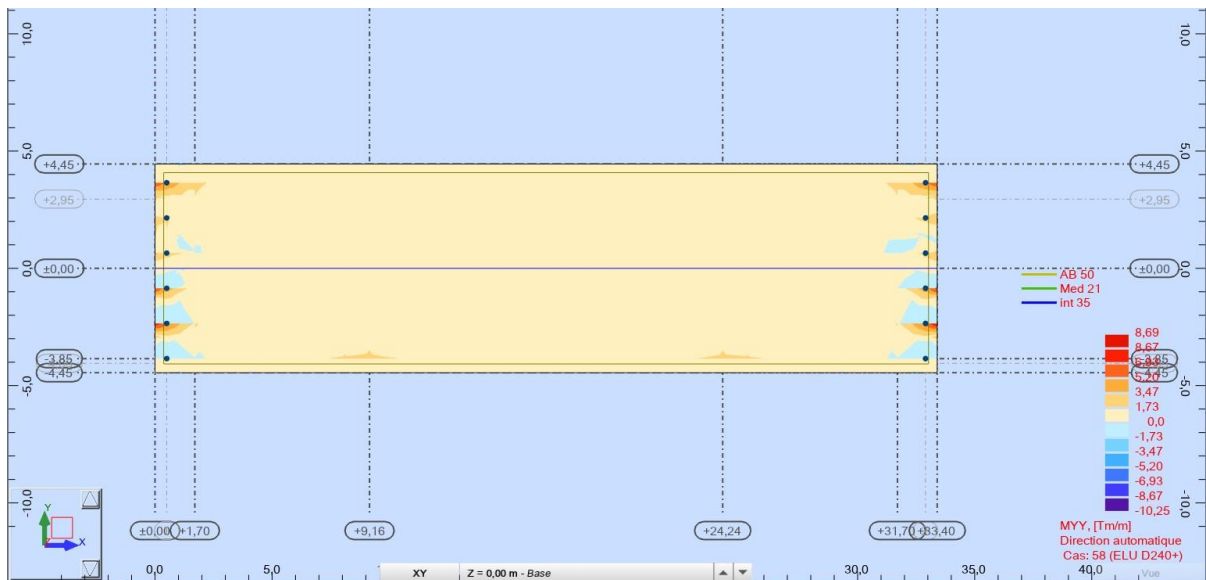


Figure VI.2: Moment maximum transversal

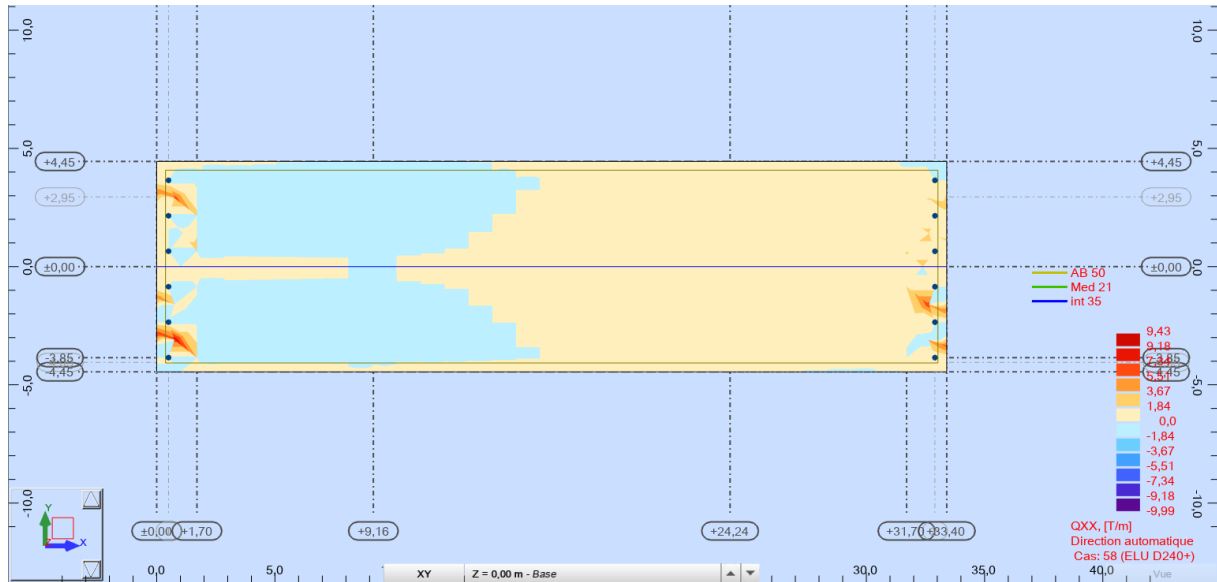


Figure VI.3: Effort tranchant longitudinal

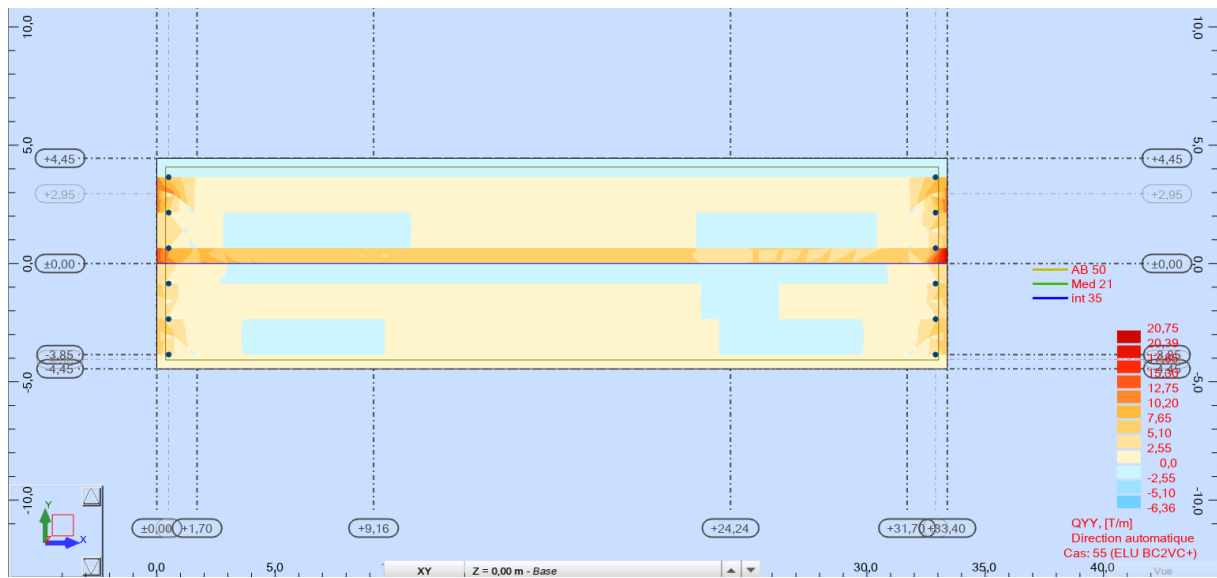


Figure VI.4: Effort tranchant transversal

• A L'ELS

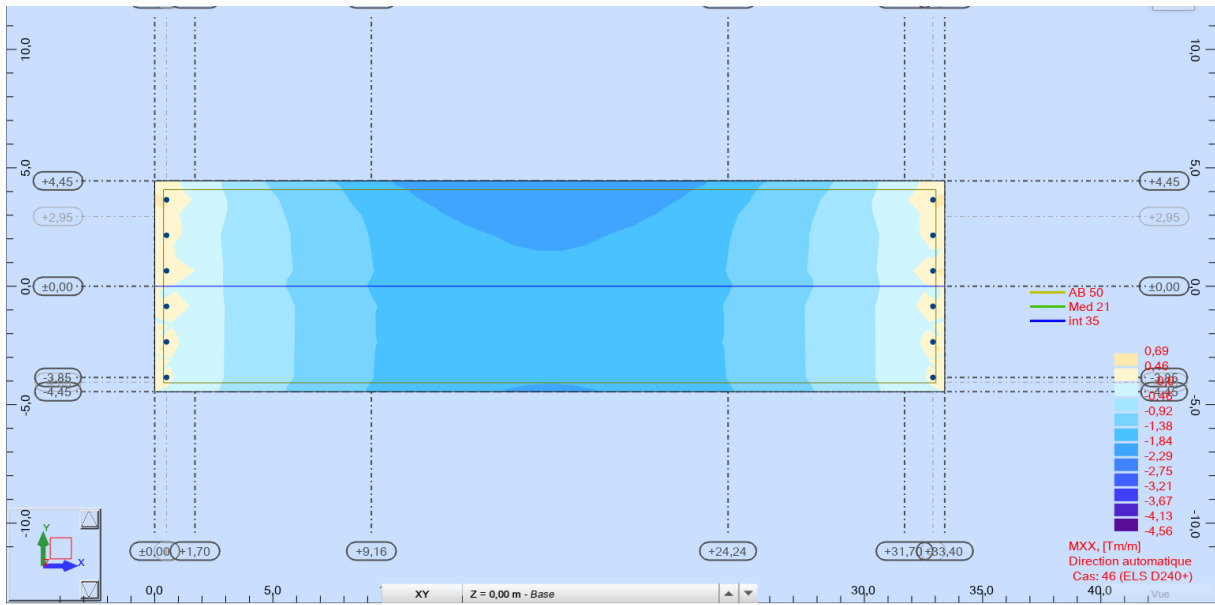


Figure VI.5: Moment maximum longitudinal

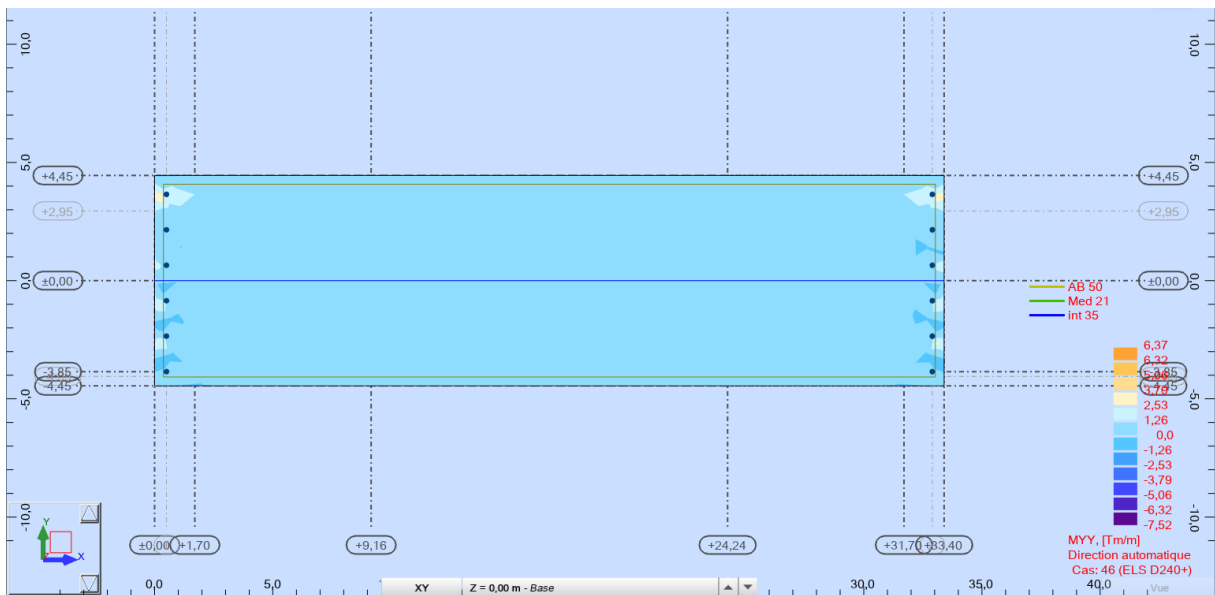


Figure VI.6: Moment maximum transversal

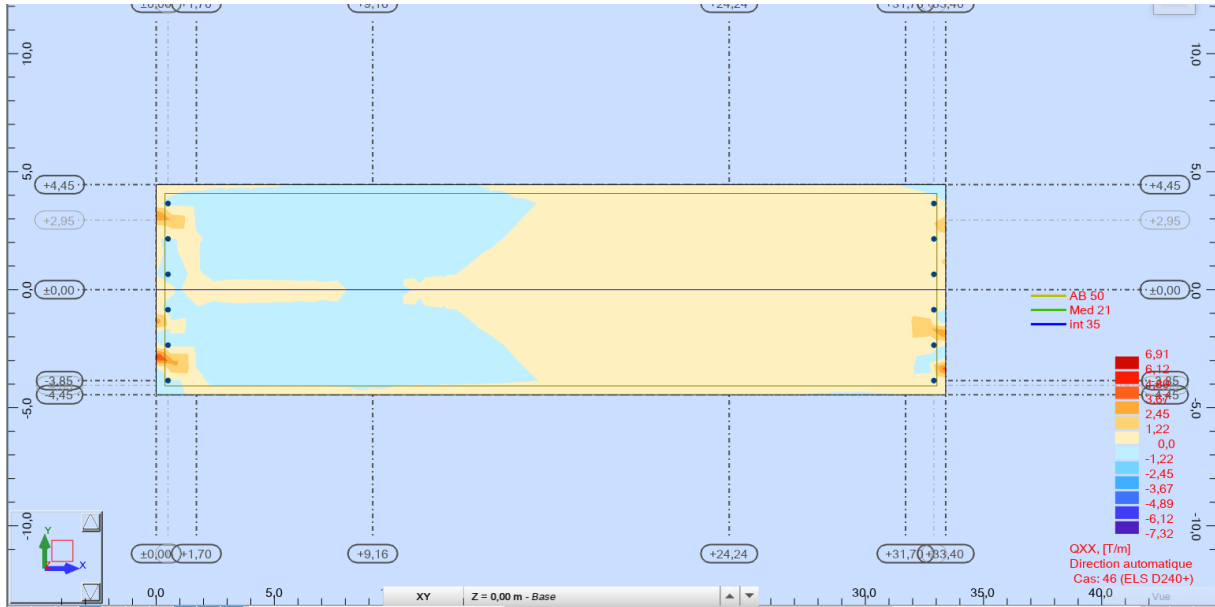


Figure VI.7: Effort tranchant longitudinal

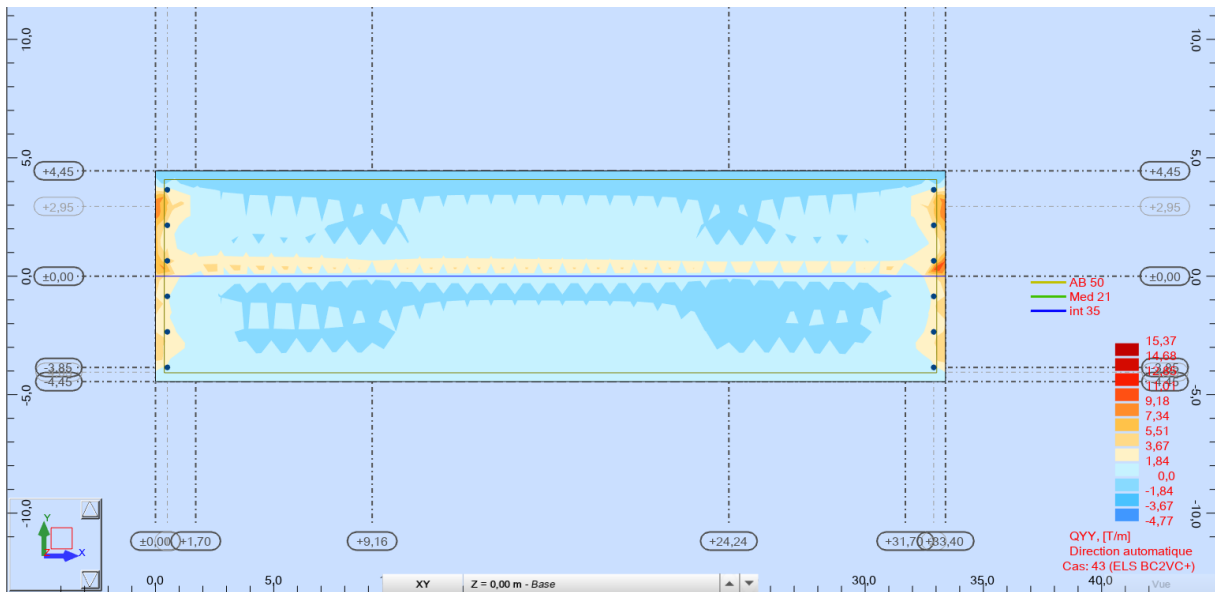


Figure VI.8: Effort tranchant transversal

VI.2. Ferrailage du platelage

La dalle sera calculée à la flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.2.1. Le sens transversal

a) En travée : armatures inferieurs

ELU

$M_u = 10.25 \text{ t.m}$

$C = 3 \text{ cm}$

$d = 0.9h = 0.9 \times 25 \rightarrow d = 22.5 \text{ cm}$

$$b=100\text{cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22.67 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{10,25 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.0893$$

$\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0893}) \rightarrow \alpha = 0.177$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.177) = 0.95$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,25 \times 10^4}{0.95 \times 22.5 \times 434.78} = 11,02 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_S = 7,52 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 240,99) = 240,99 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{7,52 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 240,99} = 0.0061$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0061}) \rightarrow \alpha = 0.0076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0099) = 0.996$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.996 = 21,735$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{7,52 \times 10^4}{21,735 \times 240,99} = 14,35 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max} (A_u, A_s)$

Donc : $A = \text{Max} (11,02 \text{ cm}^2 ; 14,35 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 14,35 \text{ cm}^2$

Soit 6HA20 = 18,85 cm²

- **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton**

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{3}{500}\right) \times 22,5 \times 100 = 3,105 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{\min} \quad A = 7,869 \text{ cm}^2 > 2,794 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

$$\tau_u = \frac{20,75 \times 10^2}{100 \times 22,5} = 0,922 < \min \left\{ 0,15 \frac{40}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa condition vérifiée}$$

- **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s = Coefficiente scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 20 = 376,8$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ (HA) .

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1,5 \times 3 = 9 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{20,75 \times 10^4}{0,9 \times 225 \times 376,8} = 2,71 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

b) Eux appui : armatures supérieures

ELU

$$M_u = 8.69 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22,67 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_\mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{8,69 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.075$$

$$\mu \leq 0.186 \text{ Donc : pivot A ;}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) \rightarrow \alpha = 0.097$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.097) = 0.961$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,69 \times 10^4}{0.961 \times 22.5 \times 434.78} = 9,24 \text{ cm}^2$$

• ELS :

$$M_S = 6.37 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 240,99) = 240,99 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6(\text{HA}) ; \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{6,37 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 240,99} = 0.0052$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0052}) \rightarrow \alpha = 0.0065$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0065) = 0.997$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.997 = 22.43$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{6,37 \times 10^4}{22.4775 \times 240,99} = 11,78 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(9,24 \text{ cm}^2 ; 11,78 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 11,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Béton vérification de non fragilité du béton**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{3}{500}\right) \times 22,5 \times 100 = 3,105 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{10.66 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.776 < \min\left\{0.15 \frac{40}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 4 \text{ MPa condition vérifiée}$$

- **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau_{se}} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s = \text{Coefficient de scellement relatif à une armature}$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 16 = 301,44$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ (HA) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 3 = 9 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,36 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 301,44} = 2.86 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

VI.2.2. Ferrailage longitudinal

- **En travée : armatures inférieures ELU :**

$$M_u = 6.23 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22,67 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6,23 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 22,67} = 0.054$$

$\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) \rightarrow \alpha = 0.069$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.069) = 0.972$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,23 \times 10^4}{0.972 \times 22.5 \times 434.78} = 6,55 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$M_s = 4,56 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 240,99) = 240,99 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ (HA) ; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{4,56 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 240,99} = 0.0037$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0037}) \rightarrow \alpha = 0.0046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0046) = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.998 = 22.45$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4,56 \times 10^4}{22.410 \times 240,99} = 8,42 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(6,55 \text{ cm}^2 ; 8,42 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 8,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

- **Béton vérification de non fragilité du béton**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{3}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 3,105 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{9,43 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0,42 < \min\left\{0.15 \frac{40}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 4 \text{ MPa condition vérifiée}$$

- **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \overline{\tau}_{se} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\Sigma u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\emptyset = 6 \times 3.14 \times 14 = 188,4$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ (HA) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 3 = 9 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,43 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 263,76} = 1.76 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

a) En appui ELU

$$M_u = 1.90 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 40}{1.5} = 22,67 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1,90 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 22,67} = 0.016$$

$\mu \leq 0.186$ Donc : pivot A ;

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A' = 0$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) \rightarrow \alpha = 0.020$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.020) = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,90 \times 10^4}{0.992 \times 22.5 \times 434.78} = 1.95 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$M_s = 0,69 \text{ t.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 240,99) = 240.99 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{0,69 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 240,99} = 0.0005$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0005}) \rightarrow \alpha = 0.0006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0006) = 0.999$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.999 = 22.47$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,69 \times 10^4}{22,455 \times 240,99} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures tendues $A = \text{Max}(A_u, A_s)$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(1,95 \text{ cm}^2; 1,27 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

- **Béton vérification de non fragilité du béton**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{3}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 3,105 \text{ cm}^2.$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 \text{ MPa}$$

$$A \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

$$\tau_u = \frac{9,99 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.444 < \min\left\{0.15 \frac{40}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 4 \text{ MPa condition vérifiée.}$$

- **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{\tau}_{se} = 2 \times \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum u = n\pi\phi$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\phi = 6\pi \times 12 = 226,08$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ (HA) ;

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 3 = 9\text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,99 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 226,08} = 2,18\text{MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

Tableau VI.2: récapitulatif de ferrailage

Nappe inférieure		Nappe supérieure	
travée	appui	Travée	appui
6HA20	6HA14	6HA16	6HA12

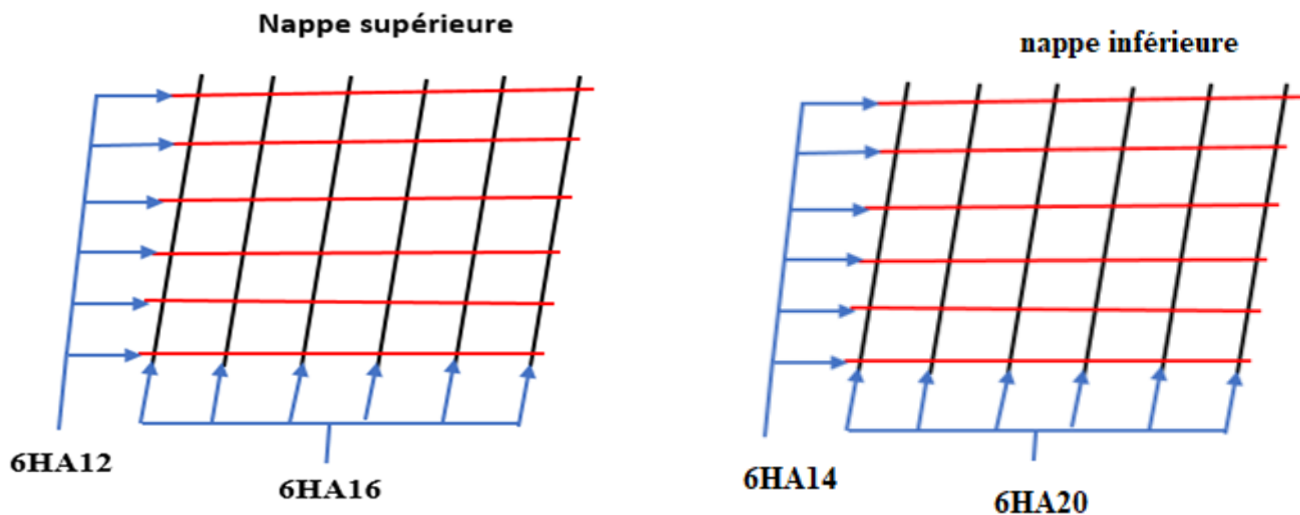


Figure VI.9: Vue en plan du ferrailage de la dalle

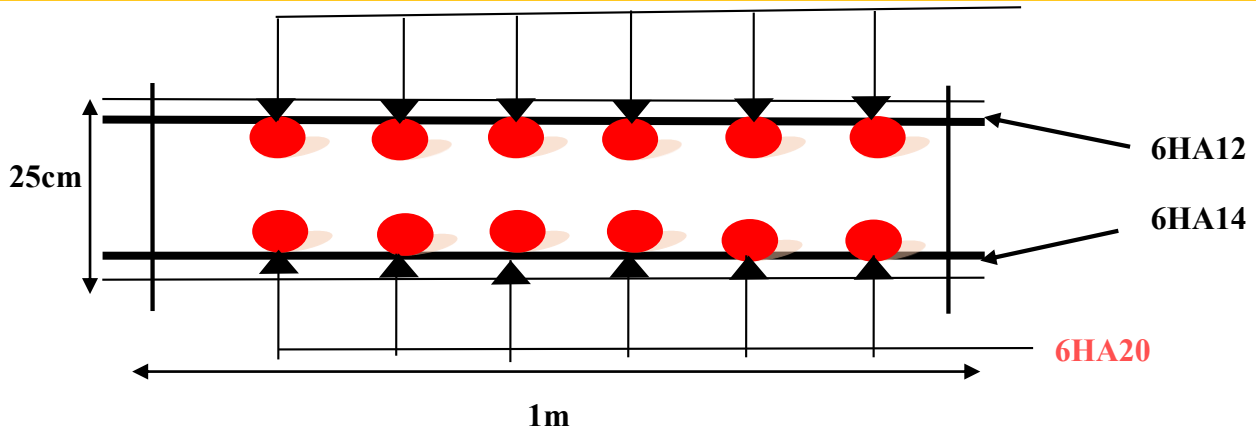


Figure VI.10: Ferrailage dans le sens transversal

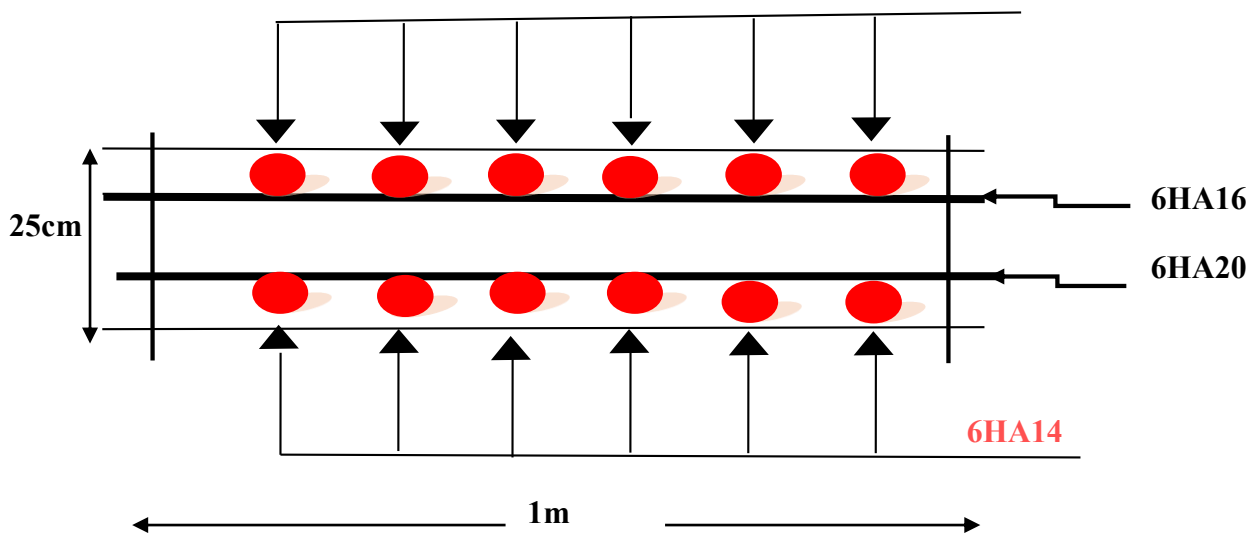


Figure VI. 11: Ferrailage dans le sens longitudinale

Chapitre VII

Etude de la précontrainte

VII.1 Introduction

La précontrainte est une technique ingénieuse et cruciale dans le domaine du génie civil et du bâtiment. Utilisée principalement dans les structures en béton, cette méthode consiste à appliquer une force de compression sur le béton avant qu'il ne soit mis en service, afin de compenser les forces de traction auxquelles il sera soumis lors de son utilisation. Ce procédé vise à améliorer la performance et la durabilité des structures en béton, en leur conférant une résistance accrue aux contraintes mécaniques.

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par posttension
- Précontrainte par pré-tension

Dans notre cas, on adopte la précontrainte par posttension.

a) Précontrainte par post-tension

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

VII.2 Etude de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse

VII.2.1 Précontrainte minimale

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale «**Pmin** » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule

$$P_{min} = \text{Max}(P1, P2)$$

Avec :

P1: Précontrainte minimale en section sous critique.

P2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

- Les moments développés dans la section médiane à l'ELU sont :

Mmax: Moment maximale sous l'effet de D240(en charge)

$$M_{\max} = 500.08 \text{ t.m}$$

M_{\min} : Moment minimale sous l'effet de G (à vide)

$$M_{\min} = 185.41 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 500.08 - 185.41 = 314.67 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 314.67 \text{ t.m.}$$

Tableau VII.1: caractéristiques de la section nette (Médiane)

	B(cm²)	I_G(cm⁴)	V(cm)	V'(cm)	ρ(%)	H(cm)
Poutre seule	5255	14306048.4	66.35	83.64	49.04	150
Poutre avec hourdi	9630	28108642	58.51	116.48	45.79	175

- La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = -3 \text{ Mpa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times (3) = -4,5 \text{ Mpa (hors de la section d'enrobage)}$$

- En sections sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts}).$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_{\max} + \rho \cdot V \cdot B \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{p}$$

- En sections sous critique

$$p_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot V + V' - d}$$

d : enrobage des armatures

$$d = h - 0.9h = 15 \text{ cm avec } (h = 150 \text{ cm}).$$

→ Application

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{ti} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

$$\bar{\sigma}_{ti} = \bar{\sigma}_{ts} \text{ et } (V + V') = h$$

$$P_1 = \frac{314,67}{0,49 \times 150} + \frac{5255}{150} \times [66,35 \times (-3 \times 10^{-1}) + 83,64 \times (-4,05 \times 10^{-1})]$$

$$P_1 = 2265,30 \text{ KN}$$

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot V + V \cdot d}$$

$$P_2 = \frac{500,08 \times 10^3 + 0,49 \times 5255 \times 66,35 \times (-3 \times 10^{-1})}{0,49 \times 66,35 + 83,64 - 15}$$

$$P_2 = 4437,16 \text{ KN}$$

$$P_1 = 2265,30 \text{ KN} < P_2 = 4437,16 \text{ KN}$$

Selon les résultats précédents, la section est sur critique :

$$P_{\min} = 2265,30 \text{ KN.}$$

La section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \text{Max}(P_1, P_2)$$

$$P_{\min} = \text{Max}(P_1 = 2265,30 \text{ KN}; P_2 = 4437,16 \text{ KN}).$$

Alors l'excentricité e_0

$$e_0 = -(V, -d) = -(83,64 - 15) = -68,64 \text{ cm}$$

VII.2.2 Calcul du nombre de câble

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle.

On a estimé les pertes de précontrainte à 32 % :

$$P_{\min} = 0,68 \times P_0$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,68} = \frac{2265,30}{0,68} = 6525,23 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$\Rightarrow n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15 de type FREYSSINET (classe 1770) :

- Diamètre normal du câble = 15,7 mm

- Diamètre extérieur de la gaine = 6 cm.
- Section nominal du câble = $150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$.
- $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$
- $f_{peg} = 1573 \text{ Mpa}$
- $E = 1.95 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{prg} = 0.8 \times 1770 = 1416 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{peg} = 0.9 \times 1573 = 1415,7 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1415,7 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1415,7 \times 1800 \times 10^{-3} = 2548,26 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{6525,23}{2548,26} = 2,56 \text{ soit } n = 3 \text{ cables de } 12T15$$

$$P_{\min} = 3 \times 2548,26 = 7644,78 \text{ KN.}$$

VII.2.3 Vérification des sections

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{Cl} \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \overline{\sigma}_{tl} \end{array} \right.$$

$\overline{\sigma}_{Cl}$ et $\overline{\sigma}_{cs}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\overline{\sigma}_{ts}$ Et $\overline{\sigma}_{tl}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

VII.4.4. Vérification des contraintes à la mise en tension

En construction, la mise en tension se fait au 14eme jour (50%).

➤ Contrainte limite

- En compression

$$\overline{\sigma}_{Cl} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{Cl} = \overline{\sigma}_{cs} = 20,51 \text{ Mpa}$$

- En traction

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.394 = -3.592 \text{ Mpa} & \text{(hors de la section d'enrobage)} \\ \overline{\sigma}_{tl} = -f_{t14} = -2.394 \text{ Mpa} & \text{(dans la section d'enrobage)} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76+0.83 \times 14} \times 40 = 34,19 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06 f_{c14} = 2.65 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94 P_{\min} = 0.94 \times 7644,78 = 7186,09 \text{ KN.}$$

a) Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{À la fibre supérieure}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(83,64 - 15) = -68,64 \text{ cm}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $G = 1,537 \text{ t/ml}$. (Dans le chapitre 03).

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.537 \times 33,4^2}{8} = 214,33 \text{ t.m} \Rightarrow 2143,3 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{7186,09}{5255} + 7186,09 \times \frac{(-68,64) \times 66,35}{14306048.4} + 2143,3 \times \frac{66.35 \times 10^2}{14306048.4} = 0,05 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = 0,05 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.592 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes en fibre inférieure

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20,51 \Rightarrow \text{A la fibre inférieure.}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{7186,09}{5255} - 2794,58 \times \frac{(-68,6) \times 83,64}{14306048.4} - 2143,3 \times \frac{83,64 \times 10^2}{14306048.4} = 2,99 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 29,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 29,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20,51 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc au 14-ème jour les contraintes vérifiées.

On ne peut pas disposer tous les câbles à l'about, la mise en tension se fera donc en deux familles :

- Deux câbles à l'about

- Un câble à l'extrados

VII.3 Trace des câbles

VII.3.1 Positionnement

On dispose de trois câbles à l'about et deux câbles à l'extrados.

VII.3.2 Principe

On introduit une force de précontrainte « N » avec une certaine excentricité « e » en vue de créer un équilibre entre le moment dû à la précontrainte et les moments extérieurs, ces derniers sont maximums et positifs au droit de la section médiane de la poutre et vont en s'annulant vers les appuis. La meilleure solution pour contrebalancer les moments extérieurs est de faire en sorte que le moment dû à la précontrainte soit maximum et négatif dans la section médiane et, diminue en allant vers les appuis.

- Les câbles de la 1ère famille sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de la précontrainte. L'angle de relevage des câbles de la 1ère famille est compris entre 2° et 20°.
- Le câble de la 2ème famille est ancré dans une encoche située en fibre supérieure des poutres. L'angle de relevage est important (25° environ), ce qui assure une bonne réduction d'effort tranchant tout en limitant la dimension longitudinale de l'encoche. Ce câble est ancré entre l'about et le quart ou le tiers de la portée de la poutre.

- Câble about :

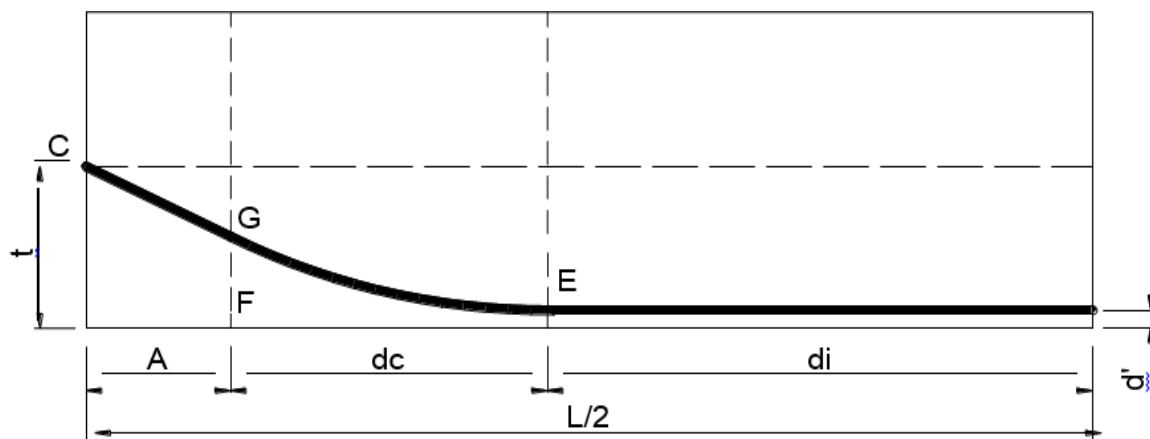


Figure VII.1 Trace d'un câble

E : point du début de relevage.

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $Y=a \cdot X^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y=a \cdot X^2$ pour $x=dc$

Donc :

$$Y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow a = \frac{\tan \alpha}{2 \times dc}$$

$$Gc = a \cdot dc^2 = t - d' - Gc \cdot \sin \alpha$$

$$A = Gc \cdot \cos \alpha \Rightarrow Gc = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow Gc \cdot \sin \alpha = A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow a \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha \Leftrightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \cdot dc^2 = t - d' - A \cdot \tan \alpha$$

$$\Rightarrow dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - A \cdot \tan \alpha)$$

A: est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit = 1m.

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d')$$

- **Câble émergent (extrados)**

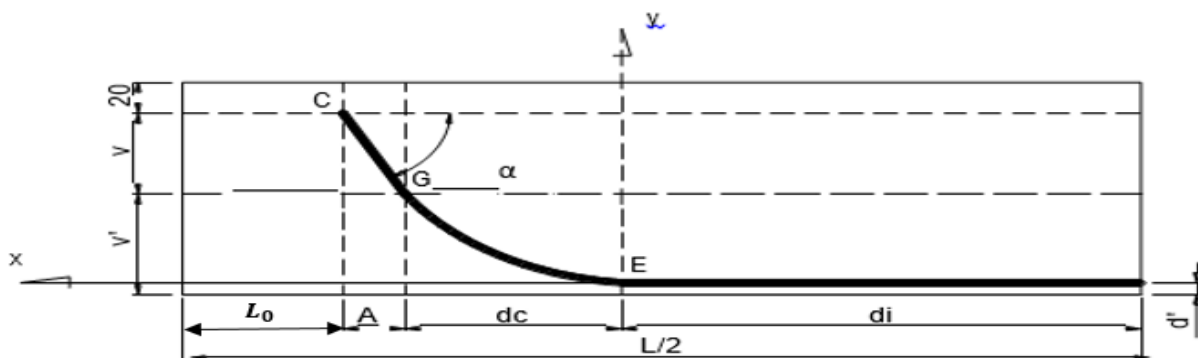


Figure VII.2 Trace de câble émergent

$$L_0 \leq \frac{L}{4} = \frac{33,4}{4} = 8,35\text{m}$$

On prend $L_0 = 3\text{m}$ pour le câble n°4 et $L_0 = 5\text{m}$ pour le câble n°5 EG : tronçon parabolique d'équation $Y = a \cdot X^2$

Pour : $x = dc \rightarrow Y = a \cdot c^2$ (1)

$$\rightarrow Y = v' - d' \quad (2)$$

$$Y(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \tan \alpha \Rightarrow \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} \text{ ----- (3)}$$

On remplace (3) dans (1) :

$$Y = \frac{\tan \alpha \cdot dc^2}{2 \cdot dc} \Rightarrow dc = \frac{2 \cdot y}{\tan \alpha} \text{ ----- (4)}$$

$$\text{On remplace (2) dans (4) : } dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\tan \alpha}$$

VI.3.3 Application au projet

- Câbles d'about (aux appuis)

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

Nous avons une seule file d'ancrage à l'about : deux câbles disposés verticalement. La force à l'ancrage lors de la mise en tension vaut 1486,4 KN.

L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10 \text{ cm}$

Compte tenu de la disposition :

$$Y_g = 0,75 \text{ m.}$$

$$\text{On fixe: } B = 0.60 \text{ m.}$$

$$Y_g = (A_1 + 0.6 + A_1) / 2 = 0,75 \text{ m.}$$

$$A_1 = 0.45 \text{ m.}$$

$$A_2 = 1.5 - (0.6 + 0.45) = 0.45 \text{ m.}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

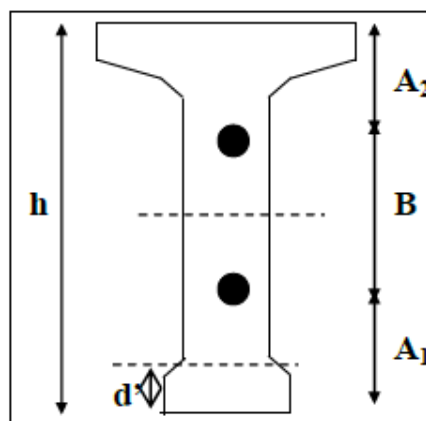


Figure VI. 1 : Disposition des câbles se précontrainte

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 6^\circ, \alpha_2 = 14^\circ$$

Exemple de calcul :

Câble d'about

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 6} (0.45 - \tan 6 - 0.15) = 3.70\text{m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 6}{2 \times 3.70} = 0.029$$

Câble émergeant (extrados) :

$$dc = \frac{2 \cdot (v' - d')}{\tan \alpha} = dc = \frac{2 \cdot (83.64 - 21)}{\tan 25} = 268.66\text{cm} = 2.7\text{m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 25}{2 \times 2.7} = 0.086$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Paramètres de calcul de la 1ere et 2eme famille de câbles

	N°câble	a(°)	$\tan \alpha$	t(m)	d'(m)	dc(m)	a
1ère famille	1	6	0.1051	0.45	0.15	3.70	0.01
	2	14	0.2493	1.05	0.15	5.22	0.02
2ème famille	3	25	0.4663	1.5	0.21	2.7	0.086

Pour la 2^{ème} famille $b = \frac{v}{\tan \alpha} = \frac{66.35}{\tan 25} = 1.4\text{m}$

VI.3.4 Tracé des câbles

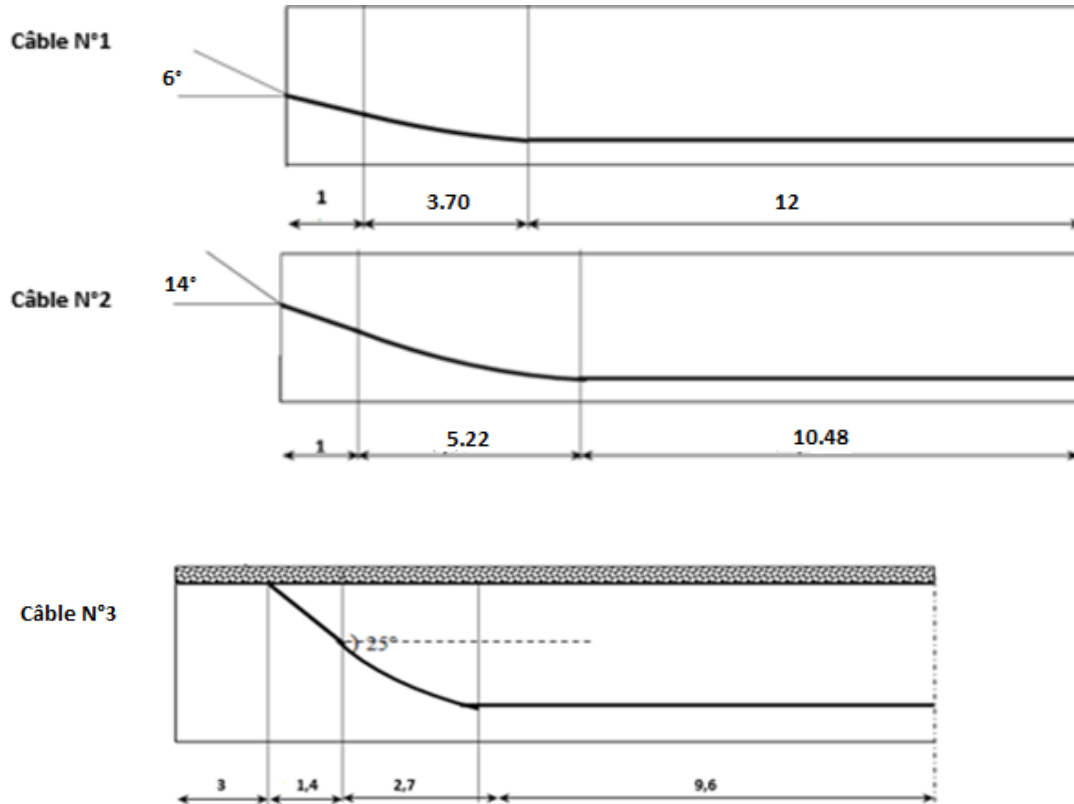


Figure VI. 2 : Tracé des câbles

- Longueur totale du câble

$$L_t = L_r + L_C + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne.

L_C : Longueur du tronçon parabolique.

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_C = \frac{1}{4a} \left[\ln \left(2 \cdot a \cdot dc + \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right) + 2 \cdot a \cdot dc \sqrt{1 + (2 \cdot a \cdot dc)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 1ere famille}$$

$$L_r = \frac{A}{\cos \alpha} \text{ pour les câbles de 2ème famille}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 5} = 1.50 \text{ pour les câbles de 1ere famille} \right.$$

$$L_r = \left\{ \frac{A}{\cos \alpha} = \frac{1.4}{\cos 25} = 1.54 \text{ pour les câbles de 2éme famille} \right.$$

$$L_c = \frac{1}{4 \times 0.017} \left[\ln \left(2 \times 0.017 \times 2.57 + \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 2.57)^2} \right) + 2 \times 0.017 \times 2.57 \sqrt{1 + (2 \times 0.017 \times 2.57)^2} \right] = 2.57 \text{m}$$

Tableau VI. 2 : Récapitulatif des longueurs des câbles

N° Câbles	Lr(m)	Lc(m)	Ld(m)	Lt	Lt x 2
1	1.51	3.7	12	17.21	34.42
2	1.55	5.26	10.48	17.29	34.58
3	1.58	5.36	10.43	17.37	34.74

VI.3.5 Câble moyen fictif

Dans tout élément en BP, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure. La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- Section d'about : $t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n}$
- Section à X_m de l'appui : $t_i = d' + a_i \cdot X_i^2$ avec $X_i = d_c + 1 - (X)$

Remarque :

À la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul

- **Section d'appui : 2 câbles**

Câble n° (1) : $t_1 = 0.45 \text{m}$

Câble n° (2) : $t_2 = 1.05 \text{m}$

- **Position du câble moyen à l'about**

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.45 + 1.05}{2} = 0.75 \text{m}$$

- **Section à 1m de l'appui**

$$t_i = d' + a_i \cdot X_i^2 \text{ avec } X_i = d_c + 1 - (X)$$

Câble n° (1) : $t_1 = 0.286$ m

Câble n° (2) : $t_2 = 0.694$ m

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.286 + 0.694}{2} = 0.490\text{m}$$

Tableau VI. 3 : câble moyen fictif

Section d'about			Section à 1 m de l'about			Section à 3 m de l'about					
Câble	Ti	t _{moy}	Câble	ti	T _{moy}	Sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
1	0.45	0.75	1	0.286	0.490	Câble	ti	t _{moy}	Câble	ti	T _{moy}
2	1.05		2	0.694		1	0.178		1	0.155	0.712
						2	0.375	0.268	2	0.481	
									3	1.5	

Section à 5 m de l'about						Section du câble équivalent à la section 0,5 L de l'about					
Sans câbles émergeant			Avec câbles émergeant			Sans câbles émergeant			avec câbles émergeant		
Câble	ti	T _{moy}	Câble	ti	t _{moy}	Câble	ti	t _{moy}	Câble	ti	t _{moy}
1	0.15	0.15	1	0.15	0.22	1	0.15	0.15	1	0.15	0.17
2	0.15		2	0.15		2	0.15				
			3	0.36				3	0.21		

VI.4 Caractéristiques géométriques des sections nettes

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat. Pour cela il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées. D'où en détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

- **Composante de la précontrainte à la section d'appui**

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :

$$\begin{cases} V = \sum p_i \cdot \sin \alpha_i = p \cdot \sum \sin \alpha \\ N = \sum p_i \cos \alpha_i = p \cdot \sum \cos \alpha \end{cases}$$



Figure VI. 3 : composantes de la force de précontrainte

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = t_i$).

$$P \cdot \sum Z_i \cdot \cos \alpha_i = N \cdot Z \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos \alpha_i$

- Section d'about (poutre seul)

Tableau VI. 4 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

N° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Z_i (m)	$Z_i \times \cos \alpha$	Z_i^2 (m ²)
1	6	0.106	0.995	0.45	0.448	0.2025
2	14	0.242	0.970	1.05	1.02	1.1025
Σ	/	/	1.965	1.5	1.468	1.305

$$Z = \frac{\sum Z_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{1.468}{1.965} = 0.7471 \text{ m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \cdot \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} \quad \text{Avec : } \phi_{\text{gaine}} = 6 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \phi_g^2}{4} \cdot \sum Z_i^2 n : \text{Nombre de câbles}$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 0.06^4}{64} + \frac{\pi \cdot 0.06^2}{4} \cdot 1.305 = 369107.292 \text{ cm}^4$$

$$\text{Section des gaines : } B_{\text{gaine}} = \frac{\pi \phi_{\text{gaine}}^2}{4} = \frac{\pi \times 6^2}{4} = 28.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans notre cas : } B_{\text{gaine}} = n \cdot 28.26 = 2 \times 28.26 = 56.52 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 74.71 \times 56.52 = 4222.61 \text{ cm}^3$$

Tableau VI. 5 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	8242	74.71	668209	71327157
Gaines	56.52		4222.61	369107.292
Section nette	8185.48		663986.39	70958049.71

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
81.12	68.88	17097075.63	37.38	-6.41

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{663986.39}{8185.48} = 81.12 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 150 - 81.12 = 68.88 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 70958049.71 - \frac{(663986.39)^2}{8185.48} = 17097075.63 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{17097075.63}{8185.48 \times 68.88 \times 81.12} \times 100 = 37.38 \%$$

$$e_p = Z - V' = 74.71 - 81.12 = -6.41 \text{ cm}$$

- **Section d'about (poutre + hourdis) :**

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VI. 6 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	12617	74.71	1379146	187082366
Gaines	56.52		4222.61	369107.292
Section nette	12560,48		1374923,39	186713258,7

V' (cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
109,46	65,54	36208315,56	40.18	-34.75

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1795424,92}{12560,48} = 142.94 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 175 - 142.94 = 32.06 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 271351870,7 - \frac{(1795424,92)^2}{12560,48} = 14709557,41 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B.V.V'} = \frac{14709557,41}{12560,48 \times 32.06 \times 142.94} \times 100 = 25.55 \%$$

$$e_p = Z - V' = 74.71 - 109.46 = -36.75 \text{ cm}$$

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI. 7 : récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

Section	Section d'about		Section à 1m de l'about	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B (cm²)	8185.48	12617	7857.22	10857.22
V' (cm)	81.12	109,46	81.55	103.23
V (cm)	68.88	65,54	68.45	66.77
I_G (cm⁴)	17097075.63	36208315,56	16506945.47	29974739.84
ρ (%)	37.38	40.18	37.63	40.05
e_p (cm)	-6.41	-34.75	-19.4	-41.08

Section	Section à 0.25L de l'about		Section à 0.5L de l'about.	
	Poutre seule	Poutre+ hourdis	Poutre seule	Poutre+ hourdis
B (cm²)	6505,48	10880,48	5198,48	9573,48
V' (cm)	82.57	114,71	83,74	119,73
V (cm)	67.43	60,29	66,26	55,27
I_G (cm⁴)	15265152,99	32204337,45	14247850,34	38127197,7
ρ (%)	42.15	42.80	49.40	60.19
e_p (cm)	-7.86	-40	-9.03	-45.02

VI.5 Calcul des pertes tensions

Introduction

D'une façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

Les pertes instantanées

Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux :

- Frottements.
- Recul des enclaves.
- Raccourcissement instantané du béton (non-simultanéité des différents câbles).

Les pertes différées

Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Retrait de béton.
- Relaxation des aciers.
- Fluage du béton.

VI.5.1 Pertes instantanées

VI.5.1.1 Perte par frottement

Au moment de la mise en tension du câble, ce dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension à n'importe quel point d'abscisse x , après la mise en tension est :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}$$

Avec:

σ_{P_0} : Tension à l'origine $\sigma_{P_0} = 1415.7 \text{ MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire. $f : 0,18 \text{ rd}^{-1}$

α : Somme des angles du point étudié d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi : 2 \times 10^{-3} \text{m}^{-1}$

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_0} \cdot e^{(-f\alpha - \varphi x)}.$$

Tableau VI. 8 : Perte par frottement

Section	A	σ_{P_0}	X=0.00L		X=1m		X=0.25L		X=0.5L	
			X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$	X	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$
		MPA								
Câble1	6	1415.7	0.00	0.00	1	29,28	8.35	49,51	16.7	72.14
Câble2	14	1415.7	0.00	0.00	1	63,54	8.35	83,27	16.7	105.3
Câble3	25	1415.7					5.35	120,8	13.7	142.2
Valeur moy de 2 câbles				0.00		46,41		66.39		88.74
Valeur moy de 3 câbles								84.52		106.6

VI.5.1.2 Perte par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages.

Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé. Le tassement des câbles provoque un raccourcissement du

câble, c'est-à-dire une perte de tension. Cette perte ne prend effet que sur une distance « x » appelée longueur d'influence, au-delà de cette distance, le raccourcissement est empêché par les frottements des câbles au gaine.

- **Câble N°1 :**

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7 \text{ MPa}$

$\sigma_i = \sigma_{P_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$\sigma_B = 1415.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1412.87 \text{ MPa}$

$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.105 - 2 \times 10^{-3} \times 4.70) = 1375.64 \text{ MPa}$

$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.105 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1341.66 \text{ MPa}$

$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$

- **Calcul des aires**

$S_1 = (1415.7 - 1412.87) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa.m}$

$S_2 = (1412.87 - 1375.64) \times 1 = 37.23 \text{ MPa.m}$

$S_3 = (1412.87 - 1375.64) \times 3.70/2 = 68.88 \text{ MPa.m}$

$S_4 = (1375.64 - 1341.66) \times 4.70 = 159.71 \text{ MPa.m}$

$S_5 = (1375.64 - 1341.66) \times \frac{12}{2} = 203.88 \text{ MPa.m}$

$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 471.11 = 942.22 \text{ MPa.m}$

$g.Ep > S \rightarrow$ il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_M$

$g.Ep = S + \Delta\sigma_M \times AD$

$\Delta\sigma_M = (1140 - 942.22) / 16.7 = 11.84 \text{ MPa}$

$\Delta\sigma_M = 11.84 \text{ MPa}$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° 1

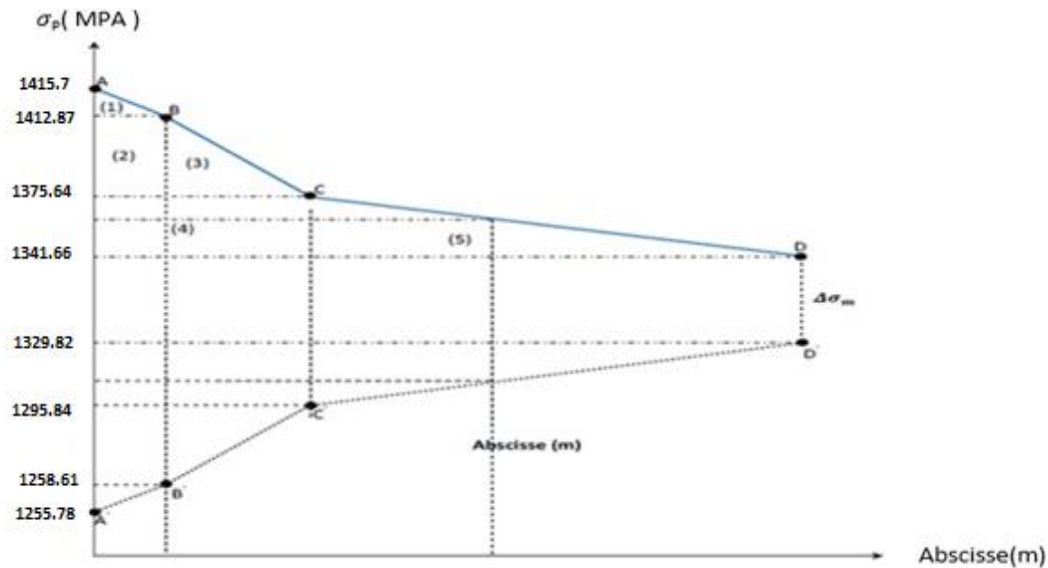


Figure VI. 4 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

- **Câble No2 :**

La tension à l'origine $\sigma_{P_0} = \sigma_A = 1415.7$ MPa

$\sigma_i = \sigma_{P_0} (1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1415.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1) = 1412.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.244 - 2 \times 10^{-3} \times 6.22) = 1335.91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.244 - 2 \times 10^{-3} \times 16.7) = 1306.23 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1415.7 - 1412.87) \times \frac{1}{2} = 1.415 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1412.87 - 1335.91) \times 1 = 76.96 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1412.87 - 1335.91) \times 5.22/2 = 200.86 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1335.91 - 1306.23) \times 6.22 = 184.61 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1335.91 - 1306.23) \times \frac{10.48}{2} = 155.52 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 619.365 = 1238.73 \text{ MPa.m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.Ep = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.415 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = 76.96 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = 200.86 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1335.91 - \sigma_M) \times 6.22$$

$$S_5 = (1335.91 - \sigma_M) \frac{(x - 6.22)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 279.235 + (1335.91 - \sigma_M) \left(6.22 + \frac{(x-6.22)}{2}\right).$$

$$S = 558.47 + (1335.91 - \sigma_M)(6.22 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1415.7 \times (1 - 0.18 \times 0.244 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1353.52 - 2.831 \cdot x$$

Donc :

$$S = 558.47 + (1335.91 - [1353.52 - 2.831 \cdot x])(6.22 + x)$$

$$S = 558.47 - 109.53 - 17.61 \cdot x + 17.61 \cdot x + 2.831 \cdot x^2$$

$$S = 2.831 \cdot x^2 + 448.94$$

$$2.831 \cdot x^2 - 691.06 = 0$$

$$X = 15.62\text{m}$$

$$\sigma_M = 1353.52 - 2.831 \cdot x$$

$$\sigma_M = 1309.3\text{MPa.m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :2

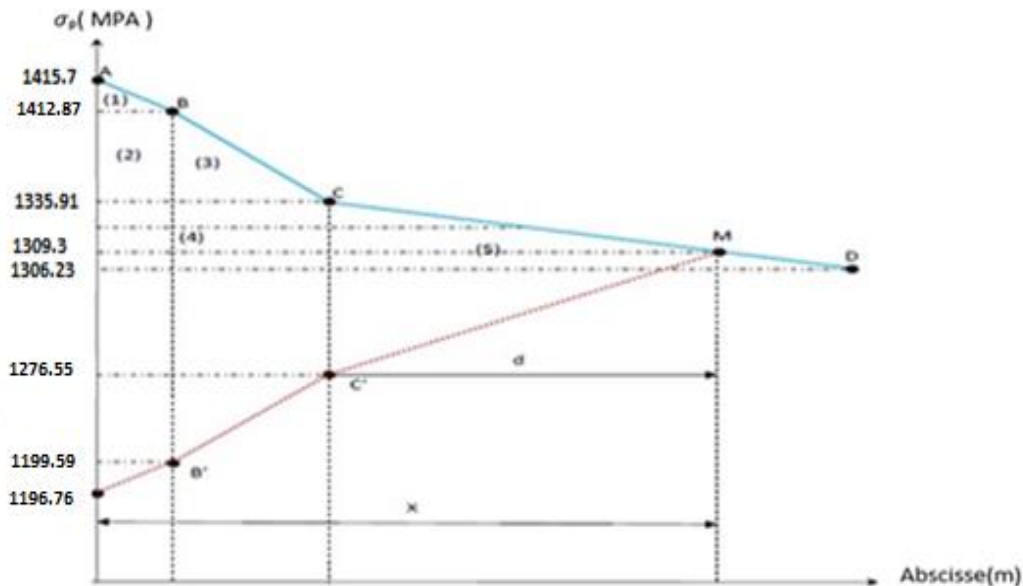


Figure VI. 5 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

- **Câble N03 :**

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1415.7$ MPa

$\sigma_i = \sigma_{p_0}(1 - f\alpha - \varphi x)$ avec $\alpha = 0$ (Tronçon rectiligne).

$$\sigma_B = 1415.7(1 - 0.18 \times 0 - 2 \times 10^{-3} \times 1.4) = 1411.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_C = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 4.1) = 1292.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_D = 1415.7(1 - 0.18 \times 0.436 - 2 \times 10^{-3} \times 13.7) = 1265.80 \text{ MPa}$$

$$g.Ep = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MPa.m}$$

- **Calcul des aires**

$$S_1 = (1415.7 - 1411.74) \times \frac{1}{2} = 1.98 \text{ MPa.m}$$

$$S_2 = (1411.74 - 1292.99) \times 1.4 = 166.25 \text{ MPa.m}$$

$$S_3 = (1411.74 - 1292.99) \times \frac{2.7}{2} = 160.31 \text{ MPa.m}$$

$$S_4 = (1292.99 - 1265.80) \times 4.1 = 111.48 \text{ MPa.m}$$

$$S_5 = (1292.99 - 1265.80) \times \frac{9.6}{2} = 130.512 \text{ MPa.m}$$

$$S = 2 \times \sum S_i = 2 \times 570.532 = 1141.064 \text{ MPa. m}$$

$S > g.Ep \rightarrow$ le point (M)n'appartient pas à BC.

Le point (M) appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence).

$$g.Ep = S \text{ air (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.98 \text{ MPa. m}$$

$$S_2 = 166.25 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 160.31 \text{ MPa. m}$$

$$S_4 = (1292.99 - \sigma_M) \times 4.1$$

$$S_5 = (1292.99 - \sigma_M) \frac{(x - 4.1)}{2}$$

$$\frac{1}{2}S = 328.54 + (1292.99 - \sigma_M) \left(4.1 + \frac{(x-4.1)}{2}\right).$$

$$S = 657.08 + (1292.99 - \sigma_M)(4.1 + x)$$

$$\sigma_M = \sigma_{Po} = (1 - f\alpha - \varphi x) = 1415.7 \times (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \cdot x)$$

$$\sigma_M = 1304.59 - 2.831 \cdot x$$

Donc :

$$S = 657.08 + (1292.99 - [1304.59 - 2.831 \cdot x])(4.1 + x)$$

$$S = 657.08 - 47.56 - 11.6 \cdot x + 11.6 \cdot x + 2.831 \cdot x^2$$

$$S = 2.831 \cdot x^2 + 609.52$$

$$2.831 \cdot x^2 - 530.48 = 0$$

$$X = 13.69 \text{ m}$$

$$\sigma_M = 1304.59 - 2.831 \cdot x$$

$$\sigma_M = 1265.83 \text{ MPa. m}$$

On voit ci-après :

Le diagramme de chute de tension avant et après blocage d'ancrage dans le câble n° :3

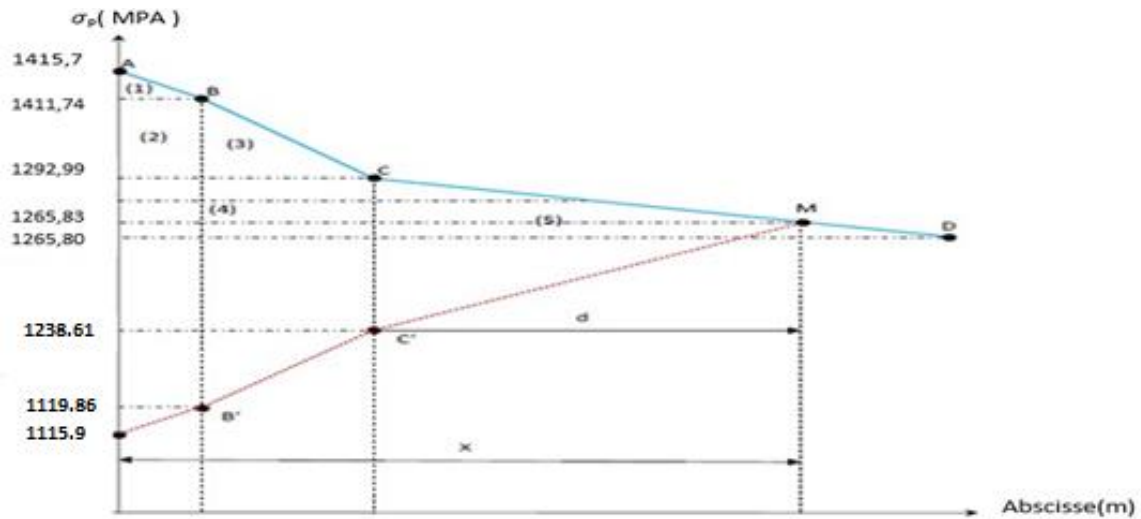


Figure VI. 6 : diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Pertes par recul d'ancrage :

- **Câble 1 :**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 11.84 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1365.30 - 1341.66) \times 2 + 11.84 = 59.12 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1412.87 - 1258.61) = 154.26 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1415.7 - 1255.78) = 159.92 \text{ MPa}$$

- **Câble 2 :**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1329.88 - 1309.3) \times 2 + 0 = 41.16 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 1 \text{ m}) = (1412.87 - 1199.59) = 213.28 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 0.00 \text{ m}) = (1415.7 - 1196.76) = 218.94 \text{ MPa}$$

- **Câble 3 :**

$$\Delta\sigma(x = 16.7 \text{ m}) = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma(x = 8.35 \text{ m}) = (1280.95 - 1265.83) \times 2 + 0.00 = 30.24 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 9 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage

Section	0.00L	0.299L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	0.00	1	8.35	16.7
Câble 1	159.92	154.26	59.12	11.84
Câble 2	218.94	213.28	41.16	0
Câble 3	/	/	30.24	0
Valeur moyenne des 2 Câbles	189.43	183.77	50.14	5.92
Valeur moyenne des 3 Câbles	/	/	43.5	3.95

VI.5.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation instantanée de celui-ci, en conséquence, les armatures de précontraintes vont aussi subir une déformation, donc une perte de tension.

La mise en tension des câbles se fera en une seule phase :

La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 2 câbles).

La deuxième famille sera tendue au 14^{ème} jour (n = 1 câbles).

La 1^{ère} famille de câbles :

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanété de la mise en tension. La perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \cdot \sigma_{bn}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles.

E_{bij} : Module instantané de déformation du béton

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$\sigma_{Pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute pertes déjà d.

n : Nombre de câble par familles.

E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.

I_G : Inertie de la poutre seule

$Mg(x)$: Moment dû au poids propre de la poutre seule à l'abscisse (x).

Après développement, la formule précédente s'écrit sous la forme :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3E_{bij}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_\varphi(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

Exemple de calcul :

- **Section d'about :**

$$B = 8185.48 \text{ cm}^2$$

$$F_{c14} = 34.19 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(14)} = 11000 \sqrt[3]{34.19} = 35701.99 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = -6.41$$

$$I_G = 17097075.63 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.537 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{q \cdot L}{2} \cdot X - \frac{q \cdot X^2}{2}; \text{ pour } x = 0 \rightarrow Mg = 0 \text{ N.m}$$

$$\sigma_{Pi}(0) = 0 + \frac{1.9 \times 10^5}{3 \times 35701.99} \cdot \frac{2 \cdot 1800 \cdot (1415.7 - 0 - 189.43)}{8185.48 \times 10^2} \cdot \left(1 + \frac{8185.48 \cdot (-6.41)^2}{17097075.63}\right) = 9.75 \text{ MPa.}$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 10 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille)

Câbles de la 1ère famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	9.75	37.4	42.22

La 2^{ème} famille de câbles

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après la mise en place des poutres et le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre + hourdis.

Perte subie par la 1^{ère} famille lors de la mise en tension de la 2^{ème} famille

La perte subie par chaque câble de la 1^{ère} famille est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{bn2}(x) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\Delta\sigma_{Pi}(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2^{ème} famille.

$$\sigma_{bn2}(x) = \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{Pi}(x)}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right).$$

$$E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$Mg(x)$: Moment dû au poids (hourdis + entretoises).

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta\sigma_{Pi}(x) = \frac{E_p}{E_{bi28}} \cdot \frac{Mg \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{E_{bi28}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{Po} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right).$$

Exemple de calcul :

section à $x=0.5L$

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B = 9573,48 \text{ cm}^2$$

$$F_{c28} = 40 \text{ MPA}$$

$$E_{bi(28)} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$e_p = 30.27$$

$$I_G = 38127197,7 \text{ cm}^4$$

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$q = 1.537 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{q \cdot x}{2} \cdot (L - X) ; \text{ pour } x = 16.7$$

$$Mg = \frac{1.537 \cdot 16.7}{2} \cdot (33.4 - 16.7) = 214.33 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_{Pi}(0.5L) = \frac{1.9 \times 10^5}{37619.47} \cdot \frac{214.33 \cdot (30.27)}{38127197.7} + \frac{1.9 \times 10^5}{37619.47} \cdot \frac{3 \cdot 1800 \cdot (1415.7 - 106.6 - 3.95)}{9573,48 \cdot 10^2} \cdot \left(1 + \frac{9573,48 \cdot (30.27)^2}{38127197.7}\right) = 45.75$$

Pour les différentes sections, les pertes par raccourcissement instantané du béton sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 11 : Pertes subies par la 1 ère famille lors de la mise en tension de la 2 ème famille

Câbles de la 2ème famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	0.00	45.91	45.75

Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_{\varphi}(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{Pi}(x)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 12 : Pertes instantanées totales à différentes sections (MPa)

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse(m)	0.00	8.35	16.7
Câble 1	169.66	146.03	126.2
Câble 2	228.69	161.67	109.52
Câble 3	/	196.95	187.95
Valeur moyenne de 02 câbles	199.18	153.85	117.86
Valeur moyenne de 03 câbles	/	168.22	141.22

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sont représentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VI. 13 : Tensions initiales PROBABLES « σ_{pi} (MPa) ».

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abscisse(m)	0.00	8.35	16.7
Câble 1	1246.04	1269.67	1289.5
Câble 2	1187.01	1254.03	1306.18
Câble 3	/	1218.75	1227.75
Valeur moyenne de 02 câbles	1216.52	1261.85	1297.84
Valeur moyenne de 03 câbles	/	1247.48	1274.48

VI.5.2 Pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers.

VI.5.2.1 Perte due au retrait du béton

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qu'à pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t_0)] \cdot E_p$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t}{t + 9r_m} : \text{Loi d'évolution. du retrait}$$

$$r_m = \frac{B}{U} : \text{Rayon de section} \quad r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre de section}}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien). « B.P.E.L 91Art2.1.51 »

Section d'about :

$$r_m = \frac{8185.48}{495.34} = 16.52 \text{ cm}$$

Section intermédiaire

$$r_m = \frac{6505.48}{510.93} = 12.73 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$r_m = \frac{5189.48}{519.97} = 9.98 \text{ cm}$$

Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille.

Section d'about :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 16.52} = 0.086$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.086] \times 1.9 \times 10^5 = 52.1$$

Section intermédiaire

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 12.73} = 0.109$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.109] \times 1.9 \times 10^5 = 50.78$$

Section médiane :

$$r(J_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{14}{14+9 \times 9.98} = 0.134$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.134] \times 1.9 \times 10^5 = 49.36$$

Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille.

Section intermédiaire

$$r(J_{28}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 12.73} = 0.196 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.196] \times 1.9 \times 10^5 = 45.83$$

Section médiane :

$$r(j_{14}) = \frac{t}{t+9r_m} = \frac{28}{28+9 \times 9.98} = 0.238 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r^1 = 3 \times 10^{-4} \times [1 - 0.238] \times 1.9 \times 10^5 = 43.43$$

Tableau VI. 14 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton

	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)	0.00L	0.25L	0.5L
la 1 ^{ère} famille	14 ^{ème} jour	52.1	50.78	49.36
la 2 ^{ème} famille	28 ^{ème} jour	/	45.83	43.43

La perte totale moyenne due au retrait du béton, pour l'ensemble des câbles à ($x = 0.5L$) est égale à :

$$\Delta_{\sigma r}^{moy} = \frac{2 \times 49.36 + 1 \times 43.43}{3} = 47.38 \text{ MPA.}$$

VI.5.2.2 Perte due à la relaxation des aciers « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes

supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

à relaxation normale, RN ;

à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta_{\sigma p} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

u_0 : 0.43 pour les armatures de très basse relation

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après toute perte instantanée

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{p0} = 1415.7 \text{ MPA.}$$

Perte dans les câbles de la 1^{ère} famille :

Exemple de calcul :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{1216.52}{1770} - 0.43 \right) \times 1216.52 = 46.95 \text{ MPa.}$$

Tableau VI. 15 : Pertes par relaxation dans les câbles de la 1^{ère} famille

Câbles de la 1 ^{ère} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1216.52	1261.85	1297.84
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	46.95	53.55	59.03

Tableau VI. 16 : Pertes par relaxation dans les câbles de la 2^{ème} famille

Câbles de la 2 ^{ème} famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1247.48	1274.48
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	51.42	55.45

VI.5.2.3 Perte dues au fluage

Le béton subit un raccourcissement progressif « fluage » lorsqu’il est soumis à une contrainte décompression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton et vont subir raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{bij}} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

Perte dans les câbles :

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane ($x = 0.5 L$) :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

On considère, à ce niveau, que le pont reçoit la totalité des charges qui lui sont revenues, donc :

$G = 1.537 \text{ t/ml}$ (poutre seule)

$$M_g = \frac{GL^2}{8} = \frac{1.537 \times 33.4^2}{8} = 214.32 \text{ t.m}$$

$B = 5189.48$

$I_G = 14247850,34$

$e_p = 66.26$

$E_p = 1.9 \times 10^5$

$AP = 1800 \text{ mm}^2$.

$\sigma_{pi} = 1297.84 \text{ MPa}$

Donc :

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$$\sigma_M(0.5L) = \frac{214.32 \times (66.26)10^4}{14247850,34} + 2 \times 1800 \times \frac{1297.84}{5189.48 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5189.48 \cdot (66.26)^2}{14247850,34}\right)$$

$\sigma_M(0.5L) = 33.36 \text{ MPa}$

D'après le B.P.E.L 91, [art3.3.24] la perte différée totale « Δd » est égale à :

$$\Delta_{\sigma d} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

$$\Delta_{\sigma d} = 49.36 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times 59.03$$

$$\Delta\sigma_d = 98.55 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + n \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_{pi}}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right)$$

$\sigma_{pi} - \Delta\sigma_d = \sigma_{p\infty}$: tension finale à la section médiane.

On remplace dans la formule (1) devient alors :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \sigma_M - n \cdot A_p \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (ep)^2}{I_G}\right) \right] \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 \times 33.36 - 2 \times 1800 \times \frac{(98.55 + \Delta\sigma_{fl})}{5189.48 \times 10^2} \times \left(1 + \frac{5189.48 \cdot (66.26^2)}{14247850,34}\right) \right]$$

$$\times \frac{1.9 \times 10^5}{37619.47}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = 152.34 \text{ MPA}$$

On procédera de la même manière pour les autres sections

Remarque : pour (x=0.25L)

$$M_g = \frac{3GL^2}{32} = \frac{3 \times 1.537 \times 33.4^2}{32} = 160.75 \text{ t.m.}$$

Tableau VI. 17 : Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 1^{ère} famille

Câbles de la 1 ^{ère} Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	91.23+ $\Delta\sigma_{fl}$	95.40+ $\Delta\sigma_{fl}$	98.55+ $\Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	160.75	214.32
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	1216.52	1261.85	1297.84
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	10.32	32.98	33.36
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	60.17	151.96	152.34

Perte dans les câbles de la 2^{ème} famille

De la même façon on calculera les pertes dans le câble la 2^{ème} famille, Seulement que le nombre de câbles change et la section résistante sera dans ce cas la poutre avec hourdis.

$$G = 1,537 + 0,75 = 2,287 \text{ t}$$

Tableau VI. 18 : Pertes par fluage " $\Delta\sigma_{fl}$ " dans les câbles de la 2^{ème} famille

Câbles de la 2 ^{ème} Famille	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	$88.68 + \Delta\sigma_{fl}$	$89.63 + \Delta\sigma_{fl}$
	Mg (t.m)	0.00	236.62	315.49
	$\sigma_{pi}(x)$ (Mpa)	/	1247.48	1274.48
	$\sigma_M(x)$ (Mpa)	/	37.43	39.26
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	212.58	219.16

- Pertes différés totales

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl}$

Remarque :

Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x,t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x).$$

Tableau VI. 19 : Pertes différées totales " $\Delta\sigma_d$ " dans les différentes sections

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00L	8.35	16.7
Câbles de la 1 ^{ère} Famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	52.1	50.78	49.36
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	46.95	53.55	59.03
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	60.17	151.96	152.34
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	151.39	247.36	251.13
Câbles de la 2 ^{ème} famille	$\Delta\sigma_r(x)$ (Mpa)	/	45.83	43.43
	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)	/	51.42	55.45
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (Mpa)	/	212.58	219.16
	$\Delta\sigma_d(x)$ (Mpa)	/	301.26	311.80

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n_1 \times \Delta\sigma_{diff} + n_2 \times \Delta\sigma_{diff}}{n_1 + n_2}$$

Avec :

n_1 : nombre de câble de la première famille.

n_2 : nombre de câble de la deuxième famille.

σ_{diff} : moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

Tableau VI. 20 : moyenne de pertes différées dans les différentes sections

Section	0.00L	0.25L	0.5L
$\Delta\sigma_{diff}$ (Mpa)	151.39	265.3	271.3

VI.6 Tension finale probable

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

$$\sigma_{p0} = 1415.7 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 21 : pourcentage des pertes

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Abcisse	0.00	8.35	16.7
$\sigma_{pi_{moy}}$ (MPA)	1216.52	1247.48	1274.48
$\Delta\sigma_{diff}$ (MPA)	151.39	265.3	271.3
$\sigma_{p\infty}$ (MPA)	1065.13	982.18	1003.18
% de perte	24.76	30.62	29.13
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.7. Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 24.76 et % 30.62 % de 29.13%, et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 32 % .

Chapitre VIII

Etude de la culée

Introduction :

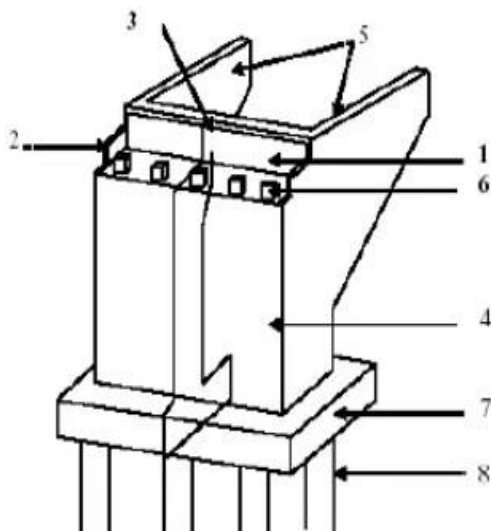
La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- **Culée à mur de front (Remblai).**
- **Culée enterrée.**

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage



1. Mur garde grève.
2. Muret cache.
3. Corbeau arrière.
4. Mur de front ou frontal.
5. Mur en retour (mur en aile).
6. Des d'appui.
7. Semelle.
8. Pieu.

Figure 1 éléments constitutifs de la culée (setra)

Prédimensionnement des culées :

Le prédimensionnement de la culée est fait selon le règlement S.E.T.R.A. La figure représente les principales dimensions de la culée

➤ **Mur de garde-grève**

La hauteur du mur garde-grève $h=2,06$ m

L'épaisseur du mur $=0,30$ m

La longueur du mur garde grève est celle de tablier : 8..90m

➤ **Dalle de transition**

La longueur de la dalle $L = \min(6\text{m}; \max(3\text{m}; 0.6H^2)) = \min(6\text{m}; \max(3\text{m}; 0.6 \times 11.03))$

$L = 5\text{m}$

L'épaisseur de la dalle de transition $e = 0,30\text{ m}$

La largeur de la dalle $L_r = 8.90\text{ m}$

➤ **Semelle**

L'épaisseur de la semelle $e = 2\text{ m}$

Longueur de la semelle $L = 8.90\text{ m}$

La largeur de la semelle $L_r = 9.60\text{m}$

➤ **Mur en retour**

L'épaisseur de mur $e = 0.30\text{ m}$

La hauteur de mur $h = 9.63\text{ m}$

Longueur de mur $L = 4.13\text{ m}$

➤ **Mur de front**

L'épaisseur de mur frontale $e = 1.30\text{m}$

La longueur de mur frontal $L = 8.90\text{m}$

La hauteur de mur frontal $h = 7.65\text{m}$

➤ **Corbeau**

La largeur de corbeau = longueur du mur garde grève - 2(épaisseurs du mur en retour)

$L = 8.90 - (2 \times 0,30) = 7.90\text{ m}$

Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 2,50m, une petite base de 1,90m et une hauteur de 0,60m

VII.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée

$$\lambda = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du remblai

$\alpha = 0$: Angle d'inclinaison du talus.

$\beta = 0$: Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai-culée.

$\theta = 0$: angle entre la direction du séisme et la verticale.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPOA) on a :

$$\theta = \arctan \frac{\varepsilon_h}{(1 \pm \varepsilon_v)}$$

$$k = \sqrt{\varepsilon_h^2 + (1 \pm \varepsilon_v)^2}$$

TABLEAU VII. 1 : CATEGORIES D'IMPORTANCE DES PONTS

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

TABLEAU VII. 2 : COEFFICIENTS D'ACCELERATION SELON LA ZONE

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

Par conséquent, les accélérations assignées par la norme algérienne, pour ce projet dans la Wilaya d'ALGER (zone III) sont 0,30 pour le Groupe 2 (pont important).

$\varepsilon_h=0.30$ Coefficient sismique horizontale ; $\varepsilon_v=0.09$ Coefficient sismique verticale

TABLEAU VII. 3 : VALEURS DES PARAMETRES λ_{ah}, K, θ .

Action de séisme	'	ε_v	k	θ	λ_{ah}
C.N	0	0	1	0	0.333
C.S	0.30	0.09	1.130	0.268	0.785
C.S	0.30	0.09	0.958	0.318	0.826

Désignation	N(t)	H(t)	zv	zH	Ms	Mr
Mur garde grève	13,75	/	8,53	0,85	117,29	11,6875
Mur de front	221,276	/	3,83	1,45	847,49	320,85
Mur en retour	29,828	/	4,82	3,38	143,77	100,819
Corbeau	26,07	/	7,15	1,6	186,4	41,712
dalle de transition	33,38	/	8,55	3,45	285,4	115,161
Semelle	427,2	/	0	0	0	0
Poids des terres	822,78	/	4,82	2,725	3965,8	2242,08
la poussée des terres	/	45,58	4,82	2,725	219,7	124,206
Totale	1574,284	45,58	42,52	16,18	5765,8	2956,51

➤ **Poids des Poussée des terres**

$$P_s = \frac{1}{2}(k_a \times v \times \gamma)$$

γ : densité duremblais. $\gamma = 2 \text{ t}$

K_a : coefficient des poussées. $K_a = 0.333$

V : le volume des poussées.

VII.5 Vérification de la stabilité de la culée

N: est l'effort normal vertical(entonne)

H: est la force horizontale(entonne)

Z: est le bras de levier entre la position de l'application de la force et le centre de rotation O(en mètre)

Ms : est le moment qui engendre la rotation qui résiste au mouvement dans le cas de renversement (le moment stabilisant)

Mr: le moment qui engendre le renversement du mur(le moment renversant)

➤ **Vérification au glissement**

$$\frac{H}{N} = \frac{45,58}{1574,284} = 0.0289 < 0.4 \Rightarrow C.V$$

➤ **Vérification au renversement**

$$\frac{\Sigma Ms}{\Sigma Mr} = \frac{5765.8}{2956.51} = 1.95 > 1.5 \Rightarrow C.V$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$\frac{M}{N} = \left| \frac{\Sigma Ms - \Sigma Mr}{N} \right| = \frac{5765.8 - 2956.51}{1574.284} = 1.8 > \frac{B}{6} = \frac{9.60}{6} = 1.6 \Rightarrow C.V.$$

Remarque : B est la largeur de la semelle

VII.6

Etude des éléments de la culée :

VII.6.1 Dalle de transition

La dalle de transition a deux rôles : elle limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers

VII.6.1.1 Evaluation des efforts

a) Charge permanentes

Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,7 \times 0,30 \times 1 = 0,81 \text{ t/ml} \Rightarrow$ avec 2.7 : *densité du béton*

Poids du remblai sur la dalle : $g_2 = 2 \times 1 \times 0,80 = 1,6 \text{ t/ml} \Rightarrow$ avec 2 : *densité duremblais*

Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,2 \times 1 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/ml}$

Poids total : $g_t = g_1 + g_2 + g_3 = 0,81 + 1,6 + 0,176 = 2,586 \text{ t/ml}$

Surcharges : 1 t/m.

On utilise la combinaison d'action !!!!

à L'E.LU sachant que $M = 1.35M_G + 1.6M_Q$.

$$M_G = \frac{PL^2}{8} = \frac{2,586 \times 5^2}{8} = 8,08 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{1 \times 5^2}{8} = 3,125 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 8,08 + 1.6 \times 3,125 = 15,90 \text{ t.m} \\ M_{SER} = M_G + 1.2M_Q = 8,08 + 1.2 \times 3,125 = 11,83 \text{ t.m} \end{cases}$$

VII.6.1.2 Ferrailage de la dalle de transition

a) Ferrailage verticale

Le ferrailage se fait à l'ELU selon les règles de BAEL99.

$$M_u = 15,90 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 11,83 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,90}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,90 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15,3 \times 10^2} = 0,14 < 0,39.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 27}{0,15} = 15,3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14}}{0,8} = 0,189$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,189) = 0,249 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{15.90 \times 10^6}{24.9 \times 434 \times 10^2} = 14.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.71 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de transition, nous prenons :

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend :

$A_s \Rightarrow [6\text{HA}20]$ pour une section $[18.85 \text{ cm}^2]$, pour un espacement de 15 cm

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{500} = 2.76 \text{ cm}^2 < 14.71 \text{ cm}^2 ; \quad \text{Condition}$$

vérifier.

b) Les armatures de répartition

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{18.85}{3} = 6.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend : } 6\text{HA}12 \Rightarrow 6.79 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement de 15 cm.}$$

6.2 Mur garde-grève

VII.6.2.1 Evaluation des efforts

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.

a) Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante : $P_t = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2 \times l$ (Théorie de COULOMB)

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule : $M_t = p \frac{h}{3} = \frac{1}{6} k_a \cdot \gamma \cdot h^3$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$k_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 2.06 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol

$$M_t = \frac{1}{6} \times 0.3333 \times 1.8 \times 2.03^3 \times 1 = 0.87 \text{ t.ml}$$

D'où : $M_t = 0.87 t.ml$

$M_{tu} = 1.35 \times 0.87 = 1.178 t.ml$

$M_{ts} = 1 \times 0.87 = 0.87 t.ml$

b) Poussée des charges locales

D'après les documents de SETRA, la sollicitation la plus critique pour le mur garde-grève est générée par les camions de type BC (poussée des charges locales). L'effort nominal est produit par les deux roues arrière de 6 tonnes chacune des camions, placées de manière à ce que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde-grève. Pour simplifier, les charges réelles (deux roues de 6 tonnes espacées de 0,5 mètres) sont remplacées par une roue équivalente uniformément répartie de 12 tonnes sur un rectangle de dimensions 0,25 m × 0,75 m. La pression sur ce rectangle d'impact se répartira à 45° latéralement et vers l'arrière du mur.:

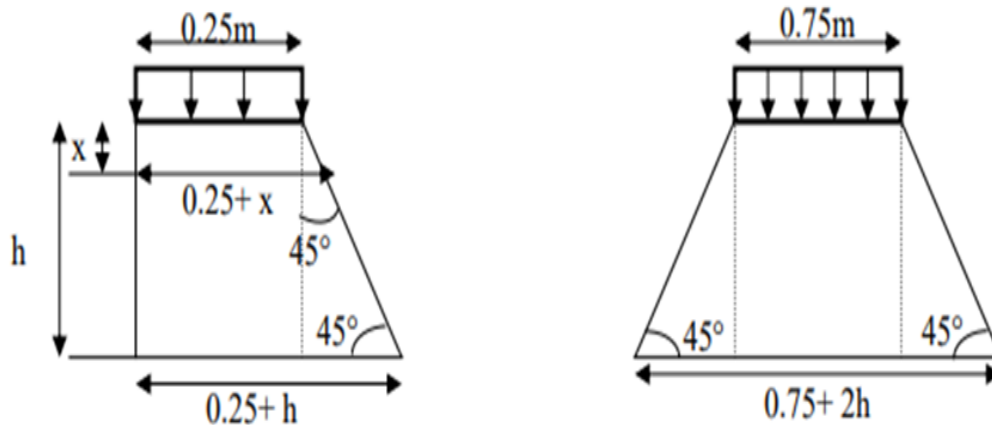


FIGURE VII. 1 : POUSSÉE DE LA CHARGE LOCALE SITUÉE EN ARRIÈRE DU MUR

Avec :

$b_c = 1.1$ (Coefficient de pondération du système Bc.

$\Delta = 1.077$ (Coefficient de majoration dynamique)

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1,6$ à L'E.L.U, $\gamma = 1,2$ à L'E.L.S)

$$k = k_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c \begin{cases} 0.333 \times 1.6 \times 1.077 \times 1.1 = 0.631 & \text{L'E. L. U} \\ 0.333 \times 1.2 \times 1.077 \times 1.1 = 0.473 & \text{L'E. L. S} \end{cases}$$

D'après l'équation (I):

$$M_p = \frac{12.k}{0.75+2H} [-x + (h+0.25). \ln (0.25+x)]_0^{2.06}$$

$$M_p = \begin{cases} 4.78 t. m & \text{L'E. L. U} \\ 3.18 t. m & \text{L'E. L. S} \end{cases}$$

c) Force de freinage :

On concéder un essieu lourd on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière. Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6H}{0.25+2H} \times \gamma = 2.83 \gamma$$

$$M_f = \begin{cases} 4.528 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \\ 3.396 \text{ t.m} & \text{L'E. L. U} \end{cases}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_t + 1.6 (M_p + M_f) = 1.35(1.178) + 1.6(4.78 + 4.528) = 16.48 \text{ t.m /ml} \\ M_{ser} = M_t + 1.2 (M_p + M_f) = 0.87 + 1.2 (3.55 + 3.38) = 8.76 \text{ t.m /m} \end{cases}$$

VII.6.2.2 Ferrailage

a) Ferrailage vertical

Le moment maximal : M ELU = 16.48 t. m.

Enrobage = 5 cm.

h = 30 cm.

b = 100 cm.

Dimension (0.30 x 1 m²).

f_{c28} = 27 MPa.

d = 0.9h = 0.9 x 0,30 = 0,270 m.

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.48}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.48 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.14 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}}{0.8} = 0.189.$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,189) = 0,249 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_{sup} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{16.48 \times 10^6}{24.9 \times 434 \times 10^2} = 15.25 \text{ cm}^2$$

Soit : [6 HA 20] pour [18.85 cm²] avec un espacement de 20 cm.

➤ Condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.22}{500} = 2.75 \text{ cm}^2 < A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

b) Ferrailage horizontal

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{18.85}{3} = 6.28 \text{ cm}^2. \text{ 6 HA 12}$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend [5HA14] pour une section [7.70 cm² /ml], avec un espacement de 20 cm.

Mur en retour**VII.6.3.1 Evaluation des charges**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

a) Efforts horizontaux :

$$\text{Poussée des terres : } p_t = \frac{1}{2}[0,333 \times 1,8 \times (9,63)^2] = 27,79 \text{ t}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } p_{sr} = 1 \cdot k \cdot L \cdot h = (1 \times 4,13 \times 0,333 \times 9,63) = 13,244 \text{ t}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (2t) : } p_s = 2 \times 1 = 2 \text{ t.}$$

➤ Moments :

$$\text{Poussée des terres : } M_T = 27,79 \times \frac{1}{3}(9,63) = 89,21 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{SR} = 13,244 \times \frac{1}{3}(9,63) = 42,513 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée : } M_S = 2 \times 9,63 = 19,26 \text{ t.m.}$$

➤ Combinaisons**à l'ELU**

$$M_{ELU} = 1,35M_t + 1,6(M_{sr} + M_{sc}) = 1,35(89,21) + 1,6(42,513 + 19,26) = 219,27 \text{ t.m}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = M_t + 1,2(M_{sr} + P_{sr}) = 89,21 + 1,2(42,513 + 13,244) = 156,12 \text{ t.m}$$

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (9.63 m).

$$M_{ELU} = \frac{219,27}{9,63} = \mathbf{22,77 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = \frac{156,12}{9,63} = \mathbf{16,21 \text{ t.m/ml}}$$

b) Efforts verticaux

$$\text{Poids propre du mur : } P_G = 29,828 \text{ t} \Rightarrow \text{dans le tableau 3}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } P_{sc} = 4 \times 1 = 4 \text{ t}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure : } P_{su} = 0,333 \text{ t/ml}$$

➤ Moments

$$\text{Poids propre du mur : } M_G = 29,828 \times \frac{1}{2}(9,63) = 143,62 \text{ t.m}$$

Poids propre de la superstructure : $M_{su} = 0.3333 \times 0.5 = 0,1665 \text{ t. m}$

Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4 \times 9.63 = 38.52 \text{ t. m}$

➤ **Combinaisons**

à l'ELU

$$M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 1.35 (143.62 + 0.1665) + 1.6 \times 38.52 = 255.74 \text{ t. m}$$

à l'ELS

$$M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = (143.62 + 0.1665) + 1.2 \times 38.52 = 190.01 \text{ t. m}$$

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de longueur on va diviser par la longueur de mur égale à (9.63 m).

$$M_{ELU} = \frac{255.74}{9.63} = \mathbf{26.556 \text{ t. m/ml}}$$

$$M_{ELS} = \frac{190.01}{9.63} = \mathbf{19.73 \text{ t. m/ml}}$$

VII.6.3.2 Ferrailage du mur en retour

a) Ferrailage horizontal

La section est soumise à la flexion simple

➤ **A l'ELU**

$$M_u = 22.77 \text{ t. m/ml}$$

L'enrobage = 5 cm

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0,30 = 0.27 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.03 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Béton = 27 MPa ; Acier : Fe = 500 MPa

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.77}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.77 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.20 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.199}}{0.8} = 0.28$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0.28) = 0.239 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{22.77 \times 10^6}{23.9 \times 434 \times 10^2} = 21.95 \text{ cm}^2$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_{ELS} = 16.21 \text{ t. m/ml}$$

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 0.27}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.0283 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0.27 \times \left(1 - \frac{0.0283}{3}\right) = 0.28 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 0.28 = 2.268 \text{ MN.m} = 226.8 \text{ t.m}$$

$$M_u = 15.71 \text{ t.m/ml} < M_1 = 22.68 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{23.25}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{16.21 \times 10^6}{45 \times 207.31 \times 10^2} = 17.37 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage vertical

La section est soumise à la flexion simple

➤ A'ELU

$$M_u = 26.556 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.03 \text{ m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Acier : Fe} = 500 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.556}{100 \times 27^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.556 \times 10^6}{100 \times 27^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.23 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.23}}{0.8} = 0.331$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.331) = 0.234 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{26.556 \times 10^6}{23.4 \times 434 \times 10^2} = 26.15 \text{ cm}^2$$

➤ A'ELS:

$$M_{ELS} = 19.73 \text{ t.m/ml}$$

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st})} = \frac{1.5 \times 16.2 \times 0.27}{1.5 \times 16.2 + 207.31} = 0.028 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 0.27 \times \left(1 - \frac{0.028}{3}\right) = 0.267 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 16.2 \times 0.267 = 2.1627 \text{ MN.m} = 216.27 \text{ t.m}$$

$$M_u = 19.73 \text{ t.m/ml} < M_1 = 21.627 \text{ t.m/ml} \Rightarrow \text{Armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{19.73}{z_2 \times \sigma_{st}} = \frac{18.65 \times 10^6}{21.627 \times 207.31 \times 10^2} = 44.005 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.22}{500} = 4.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Les armatures horizontales a l'ELS

On opte pour des 6HA25/ml, [29.45 cm²] avec un espacement de 15cm

Les armatures verticales a l'ELS

On opte pour des 6HA32/ml, [48.25 cm²] avec un espacement de 15cm

Corbeau

Evaluation des charges et des surcharges

Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = q \cdot L/2 = (0,3 \times 5 \times 2,5 \times 1) / 2 = 1.875 \text{ t/ml}$.

Réaction des poids des terres sur la dalle de transition : $R_2 = q \cdot L / 2 = (1.90 \times 5 \times 1.8 \times 1) / 2 = 8.55 \text{ t/ml}$.

Réaction due au revêtement : $R_3 = q \cdot L / 2 = (0,07 \times 5 \times 2,2 \times 1) / 2 = 0.385 \text{ t/ml}$.

Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = q \cdot L = \left(\frac{2.50+1.90}{2} \times 0.6\right) \times 2.5 \times 1 = 3.3 \text{ t/ml}$.

Réaction due aux surcharges sur remblai $Q=1\text{t/m}^2$: $R_5 = q \cdot L/2 = (5 \times 1) / 2 = 2.5 \text{ t/ml}$.

Combinaison d'action :

➤ Réactions :3

$$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5)$$

$$R_{ELU} = 1.35(1.875 + 8.55 + 0.385 + 3.3) + 1.6(2.5) = 23.048$$

$$R_{ELS} = 1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)$$

$$R_{ELS} = 1(1.875 + 8.55 + 0.385 + 3.3) + 1.2(2.5) = 17.11$$

➤ Moments :

$$M_{ELU} = [1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6(R_5)] \times 0.2 = 4,609 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = [1(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2(R_5)] \times 0.2 = 3.422 \text{ t.m}$$

VII.6.4.2 Ferrailage du corbeau

a) Ferrailage vertical

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$M_u = 4,609 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

Dimension

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.60 = 0.54 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,609}{100 \times 54^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,609 \times 10^6}{100 \times 54^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.0103 < 0.39.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0103}}{0.8} = 0.0129$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.54 \times (1 - 0.4 \times 0.0129) = 0.537 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s} = \frac{4.609 \times 10^6}{53.7 \times 434 \times 10^2} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Soit [5HA8] pour $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.22}{500} = 5.51 \text{ cm}^2 > 2.51 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée donc on prend :

$A_s = 5.51 \text{ cm}^2$, soit **5HA14** pour $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 14 cm

b) Ferrailage horizontal

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{5.51}{3} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Soit [**5HA10**]($3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$) avec un espacement de 20 cm .

D'après le document **SETRA** le ferrailage de corbeau d'appui est réalisé aussi par des barres de fixation de [**HA25**] tous les 1 m .

5 Mur frontale

VII.6.5.1 Évaluation des efforts

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

a) Forces verticales

Réaction du tablier dû à la charge permanente.

Réaction de la surcharge D240.

Poids propre du corbeau et de mur garde grève.

Leur poids propre.

b) Forces horizontales

Poussée des terres.

Force sismique dont la valeur est égale à $0,3$ du poids propre de tablier.

Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable.

➤ **Tableau des sollicitations**

Désignation	cotes	p(t)	Kh*p	(1+Kv)*p	H	V	Ms	Mr
tablier	C.N	313,555	0	313,555	0,65	8,53	203,811	0
	C.S		94,0665	341,775			222,154	802,3872
Mur garde grève	C.N	13,75	0	13,75	1,45	8,68	19,9375	0
	C.S	13,75	4,125	14,9875			21,7319	35,805
mer de frontal	C.N	221,276	0	221,276	0,65	3,83	143,829	0
	C.S	221,276	66,3828	241,1908			156,774	43,14882
Mur en retour	C.N	29,82	0	29,82	3,38	4,82	100,792	0
	C.S	29,82	8,946	32,5038			109,863	30,23748
dalle de transition	C.N	33,38	0	33,38	3,45	8,55	115,161	0
	C.S	33,38	10,014	36,3842			125,525	34,5483
corbeau	C.N	29,37	0	29,37	1,6	7,15	46,992	0
	C.S	29,37	8,811	32,0133			51,2213	14,0976
poids des terres sur DDT	C.N	40,05	0	40,05	3,38	8,55	135,369	0
	C.S	40,05	32,007	43,6545			147,552	108,1837
poussée des terres mur garde grève +mur frontale	C.N	/	251,486	251,486	0,8	0	201,189	201,1888
	C.S		592,84	592,84			474,272	474,272
Totale	C.N	735,292	251,486	619,132	/	/	967,08	201,1888
	C.S		723,1258	993,5741			1309,09	1068,408

➤ **Vérification au flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec } l_f = 0.707 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.707 \times 7.65$$

$$\Rightarrow l_f = 5.408$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \text{ avec } B = 1.3 \times 7.65 = 9.945 m^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.3 \times 7.65^3}{12} = 48.50 m^4$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = i = \sqrt{\frac{48.50}{9.945}} = 2.20 m$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{5.408}{2.20} = 2.458 < \bar{\lambda} = 50$$

$$\bar{\lambda} = \max[50; \min\left(\left(\frac{67e_0}{D}\right); 100\right)] = 50$$

$$e_0 = M/N$$

Pas de risque au flambement.

VII.6.5.2 Récapitulatif des efforts

a) Condition normale

Effort normal : $\Sigma (1 + \nu) P = 619.132 t$

$$ELS : N = \frac{\Sigma (1 + \nu) P}{b} = \frac{619.132}{8.90} = 69.56 t$$

$$ELU : N = 1.35 \times 69.56 = 93.91 t$$

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 967.08 - 201.1888 = 765.8912 t.m.$

$$ELS: M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{765.8912}{8.90} = 86.055 t.m$$

$$ELU: M = 1.35 \times 86.055 = 116.17 t.m$$

b) Condition sismique

Effort normal : $\Sigma (1 + \nu) P = 993.5741 t$

$$ELS : N = 111.63 t$$

$$ELU : N = 1.35 \times 111.63 = 150.71 t/ml.$$

Moment: $M = \Sigma M_s - \Sigma M_r = 1309.1068 - 692.4168 = 616.69 t.m$

$$ELS: M = \frac{\Sigma M_s - \Sigma M_r}{b} = \frac{616.69}{8.90} = 69.29 t.m$$

$$ELU: M = 1.35 \times 69.29 = 93.54 t.m$$

	à L'ELU		à L'ELS	
	C.N	C.S	C.N	C.S
M(t.m)	116,17	36,5	86,055	27,044
N(t)	93,91	150,71	69,56	111,044

Ferrailage du mur frontal

a) Ferrailages verticaux

La section est soumise à la flexion composée.

D'après le B.A.E.L le ferrailage en flexion composée se fait comme suit :

$$N_u = 150.71 \text{ t}$$

$$M_u = 36.5 \text{ t.m}$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Dimension (1x 1.3 m}^2) \text{ et } d = 0.9 h = 1.17 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36.5}{100 \times 117^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36.5 \times 10^6}{100 \times 117^2 \times 15.3 \times 10^2} = 0.017 < \mu_{bc} = 0.493$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \times \frac{130}{117} \left(1 - 0.4 \frac{130}{117} \right) = 0.493 \text{ b0}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 1.17 \times (1 - 0.6 \times 0.0883) = 1.05 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{36.5 \times 10^6}{105 \times 434 \times 10^2} = 8.009 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

➤ Armatures en flexion composée

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} ; \text{avec } (N_u < 0, \text{traction}) \Rightarrow N_u = 150.71 \text{ t}$$

$$A = 48.64 + \frac{150.71 \times 10^4}{434 \times 10^2} = 42.735 \text{ cm}^2$$

On prend [6HA32] pour une section d'armatures (48.25 cm²) avec un espacement de 12 cm.

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0.23 \times \frac{2.22}{500} 100 \times 117 = 11.948 \text{ cm}^2 < 48.25 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

b) Armatures de répartition

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{48.25}{3} = 16.08 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [6HA20] pour une section A_s = 18.85 cm², avec un espacement de 15 cm.

c) Ferrailage horizontal

$$A_s = \frac{As}{4} = \frac{48.25}{4} = 12.06 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [6HA20] pour une section $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

Etude et ferrailage de la semelle

VII.7.1 Caractéristiques de la semelle

Longueur : $L = 8.90 \text{ m}$

Largeur : $B = 9.60 \text{ m}$

Epaisseur : $E = 2 \text{ m}$

VII.7.1.1 Le moment max et l'effort max

a) Condition normale

$$N_{\max} = 1574.284 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 5765 - 2956.51 = 2809.29 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique

$$N_{\max} = 1574.284 \times (1 + \nu) = 1574.284 \times 1.09 = 1715.969 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 2809.29 \times (1 + \nu) = 2809.29 \times 1.09 = 3062.1261 \text{ t.m}$$

c) Détermination nombre des pieux

$$\text{Effort normal maximal : } N_{\max} = 1574.284 \text{ t}$$

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 300 t. Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{1574.284}{300} = 5.24$$

D'après ce calcul ; on peut prendre un nombre de pieux égal à 6 .

On prend 6 pieux

➤ Efforts revenant à chaque pieu.

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \sum y_i^2}$$

Avec :

n : Nombre total des pieux sous semelle $n = 6$

y_i : Distance entre le centre de gravité et les filles des pieux.

Avec les hypothèses suivantes :

Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Semelle infiniment rigide

Pieux identiques.

a) Condition normale

$$N_1 = \frac{1574.284}{6} + \frac{2809.29 \times 1.8}{6 \cdot (3.60)^2} = 327.41t$$

$$N_1 = \frac{1574.284}{6} - \frac{2809.29 \times 1.8}{6 \cdot (3.60)^2} = 197.350t$$

a) Condition sismique

$$N_2 = \frac{1715.969}{6} + \frac{3062.1261 \times 1.8}{6 \cdot (3.6)^2} = 356.877 t$$

$$N_2 = \frac{1715.969}{6} - \frac{3062.1261 \times 1.8}{6 \cdot (3.6)^2} = 215.112 t$$

VII.7.2 Ferrailage de la semelle

VII.7.2.1 Nappe inferieur

a) Nappe inferieur transversal

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$As = \frac{R_{max}}{\sigma_s} \left[\frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \right]$$

La condition de la méthode : $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$ et $H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

$$\text{tga} = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.3}{4}} = 1.36 \Rightarrow \alpha = 46^\circ \Rightarrow 45^\circ \leq 46^\circ \leq 55^\circ \text{ condition vérifier.}$$

Avec :

$$R_{MAX} = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times y_i}{n \cdot \sum y_i^2}$$

➤ **Condition normal**

$L = 3.6 m.$

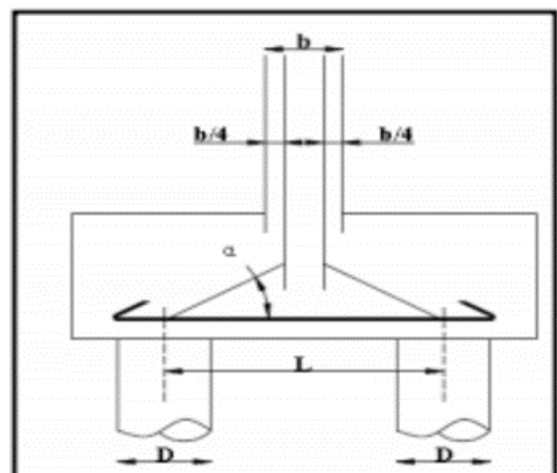
$b = 1.3 m.$

$h = 2 m$

$R_{max} = 327.41t$

Fe500

$$\bar{\sigma}_s = 2 \cdot \frac{Fe}{3} \Rightarrow 333.33 MPa = 333.33 \times 10^2 t/m^2$$



D'où on aura :

$$A_s = \frac{327.41}{33333.33} \left[\frac{3.6 \cdot 1.3}{2 \cdot 4} \right] \Rightarrow A_s = 0.00724 \text{ m}^2 = 72.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_s = Fe500 \Rightarrow 500 \text{ MPa} = 500 \times 10^2 \text{ t/m}^2$$

$$R_{max} = 356.877 \text{ t}$$

D'où on aura :

$$A_s = \frac{356.877}{50000} \left[\frac{3.6 \cdot 1.3}{2 \cdot 4} \right] \Rightarrow A_s = 0.00526 \text{ m}^2 = 52.6 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable est la Condition normale, alors la section adoptée est

$A_s = 72.40 \text{ cm}^2$, on prendra des armatures [**16HA25**] **Espacement :**

n : Nombre de barre = 16 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1.2 m.

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{16 - 1} = 0.21 \text{ m}$$

Avec un espacement **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

b) Nappe inférieure longitudinale.

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section est :

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{72.40}{3} = 24.13 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans le sens longitudinal seront prises en [**6HA20**] avec **$A_s = 18.85 \text{ cm}^2$** avec un espacement de :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.05}{6 - 1} = 0.53 \text{ m}$$

D'où **$S_t = 53 \text{ cm}$** .

VII.7.2.2 Nappe supérieure

a) Armatures transversales

Les armatures transversales sont à disposer dans le sens de largeur de la semelle. Leur section par mètre de longueur est :

$$A_s = \frac{A_s}{10} = \frac{72.40}{10} = 7.24 \text{ cm}^2$$

On prendra des armatures en [**6HA16/ml**] avec **$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$** et avec un espacement de **20 cm** .

b) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont à disposer dans le sens de longueur de la semelle. Leur section par mètre de largeur est :

$$A_s = \frac{A_s}{10} = \frac{24.13}{10} = 2.413 \text{ cm}^2$$

Les armatures dans l'autre sens seront prises en [5HA14/ml] avec $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm**.

a) Armatures latérales

$$A_{s\text{lat}} = A_s = \frac{A_s}{10} = \frac{72.40}{10} = 7.24 \text{ cm}^2$$

On prendra des armatures en [6HA26/ml] avec $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ et avec un espacement de **20cm**. Pour chaque côte.

Etude des pieux

Introduction

Les fondations sur pieux sont utilisées lorsque le sol de surface n'a pas une bonne capacité portante, ce qui nécessite une pénétration profonde dans un bon sol (substrat). La disposition des pieux dépend des exigences suivantes : disposition symétrique pour éviter un tassement irrégulier, centré sous l'effort pour assurer une répartition directe de la charge.

VII.8.1.1 Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $a = \sqrt{\frac{4EI}{c_u b}}$

α : Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul

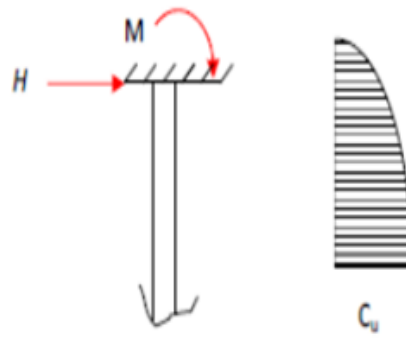


FIGURE VII. 2 : SYSTEME STATIQUE DES PIEUX

➤ Calcul de :

$$b = \varnothing \text{ pieu} = 1,20\text{m}$$

$$C_U = 3.5\text{kg/m}^3$$

$$E = 11000\sqrt{27} = 33000 \text{ kg/cm}^2 \text{ Module d'élasticité du béton.}$$

I : Moment d'inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{35 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.236 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$$\text{D'où } \lambda L = 0.206 \times 8.90 = 1.83 \text{ m}$$

Avec : L= la longueur de pieu L=8.90 m

VII.8.1.2 Effort tranchant en tête de pieu**a) Condition normale :**

Freinage : 30t

Poussées des terres: 251.4864t

Surcharges : D₂₄₀

$$\text{D'où } H = 251.486 + 30 + 240 \times \varepsilon_h = 521.486 \times 0.3 = 353.486 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{adm} = \frac{H}{6} = \frac{353.486}{6} = 58.91 \text{ t/pieu}$$

b) Condition sismique :

$$H = (N + H)\varepsilon_h \Rightarrow (1574.284 + 251.486 + 30) \times 0.3 = 556.731 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{adm} = \frac{H}{6} = \frac{556.731}{6} = 92.7885 \text{ t/pieu}$$

VII.8.1.3 Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{P_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M_{(z)} = X_{\theta M} \times M_{adm} + \frac{P_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

M_{adm} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{a}$

$X_{\theta M} X_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de L .

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$\begin{cases} \lambda l = 3 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.16 ; & X_{\theta M} = 1.48 \\ \lambda l = 4 \Rightarrow X_{\theta p} = 1.26 & ; X_{\theta M} = 1.54 \end{cases}$$

$$\lambda L = 0.236 \times 8.90 = 2.1004 \text{ m}$$

On utilise la méthode de l'interpolation linéaire on trouve :

$$\lambda L = 2.1004 \text{ m} \Rightarrow X_{\theta p} = 1.21 \quad ; \quad X_{\theta M} = 1.51$$

a) Condition normale :

$$P_{adm} = \frac{H}{6} = \frac{353.486}{6} = 58.91 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = \frac{P_{adm} \cdot X_{\theta p}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{58.91 \times 1.21}{0.236 \times 1.51} = 200.02 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique :

$$P_{adm} = \frac{H}{6} = \frac{556.731}{6} = 92.788 \text{ t/pieu} \Rightarrow M_{adm} = \frac{P_{adm} \cdot X_{\theta p}}{\lambda \cdot X_{\theta M}} = \frac{92.788 \times 1.21}{0.236 \times 1.51} = 315.056 \text{ t.m}$$

VII.8.2 Ferrailage des pieux

a) Ferrailage longitudinal

➤ L'abaque de walther

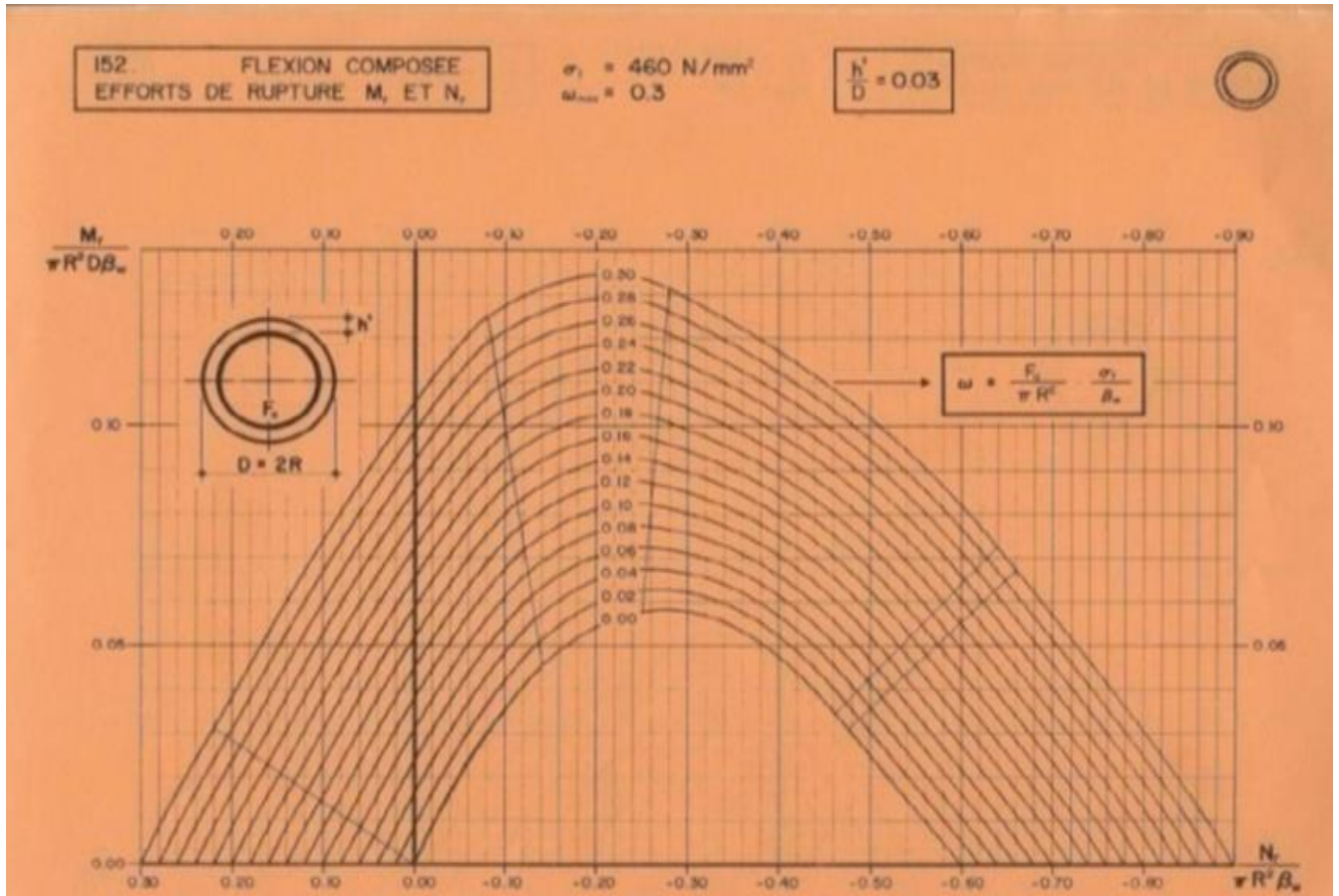


FIGURE VII. 3 : ABAQUE DE WALTHER

$$M_{\max} = 315.056 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 197.350 \text{ t.m}$$

➤ Détermination de la section d'armature :

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{315.40}{3.14(0.6)^2 \times 1.2 \times 2500} = 0.093$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{197.350}{3.14(0.6)^2 \times 2500} = 0.0581$$

Où :

β_w : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours (W = 25 MPa=2500 t/m2).

R : rayon du pieu.

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.22$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\Rightarrow F_a = 0.22 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.22 \frac{3.14(0.6)^2 \times 25}{500} = 0.0124 \text{ m}^2 = 124 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend [17HA32] ($A_s = 136.7 \text{ cm}^2$).

➤ L'espacement :

$$s_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 60}{17} = 22.16 \text{ cm}.$$

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$

b) Ferrailage transversal

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule : $\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ cm}^2$

Donc, on prendra des cercles de [HA12] espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

Chapitre IX

Etude de pile

VIII.1 Introduction

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, trois futs et d'une semelle. La pile est soumise à des charges horizontales telles que le (Freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du Tablier).

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particulier :

- La profondeur de la brèche à franchir.
- Le type de tablier a porté.
- Résistance mécanique et robustesse.
- Facteur d'esthétique.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

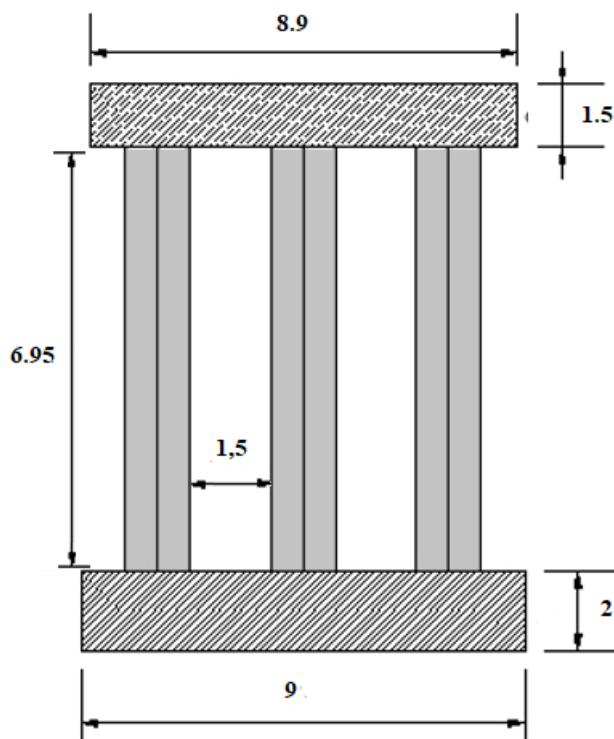


figure VIII. 1 : les dimensions de la pile en mètre

VIII.2 Etude de la pile

VIII.2.1 Dimensions de la pile et calcul des charges appliquées

a) Calcul du chevêtre

➤ Dimensions du chevêtre.

$H = 1,50 \text{ m}$; H : la hauteur du chevêtre.

$L = 8,9 \text{ m}$; L : la longueur du chevêtre.

$D = 3 \text{ m}$; D : la largeur du chevêtre.

➤ Poids propre du chevêtre

➤ Volumes du chevêtre :

Le volume total du chevêtre est : $V_T = \left[(1,5 \times 3) + \left[\frac{1}{2} \times (3 + 2) \times 0,5 \right] \right] \times 8,9 = 51,175 \text{ m}^3$

➤ Poids propre chevêtre :

Le poids propre du chevêtre est : $P_{rp} = 51,175 \times 2,5 = 127,94 \text{ t}$

b) Calcul des futs

➤ Dimensions des futs.

$H = 6,95 \text{ m}$; H : la hauteur des futs.

$D = 1,5 \text{ m}$; D : Diamètre des futs .

➤ Volume des futs :

Le volume d'un seul fut est : $V = 6,95 \times \pi \times \left(\frac{1,5}{2}\right)^2 = 12,28 \text{ m}^3$

Le volume total est : $V_T = 12,28 \times 3 = 36,84 \text{ m}^3$

➤ Poids propre des futs :

Le poids propre des futs est : $P_{rp} = 36,84 \times 2,5 = 92,1 \text{ t}$

c) Calcul de la semelle

➤ Dimensions de la semelle :

$H = 2 \text{ m}$; H : la hauteur de la semelle

$L = 9 \text{ m}$; L : la longueur de la semelle

$D = 6 \text{ m}$; D : la largeur de la semelle

➤ Volume de la semelle :

Le volume de la semelle: $V = 2 \times 9 \times 6 = 108 \text{ m}^3$

➤ Poids propre de la semelle :

Le poids propre de la semelle : $P_{rp} = 108 \times 2,5 = 270 \text{ t}$

VIII.3 Evaluation des charges et surcharges

Charge permanente : poids propre du tablier : $P_{pt} = 627,12 \text{ t}$

Charge verticale : chevêtre + fut = $127,94 + 92,1 = 220,04 \text{ t}$

Charge du vent : $W = 0.2 \text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation : D_{240}

Charge horizontale : force de freinage : $F_F = 30 \text{ t}$

Séisme :

$G = \text{PP tablier} + \text{PP pile} = 627.12 + 220.04 = 874.16 \text{ t}$

$G = 874.16 \text{ t}$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ex : La composante verticale du séisme suivant l'axe x.} \\ \text{Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y} \\ \text{Ez : La composante horizontale du séisme suivant l'axe .} \end{array} \right.$

➤ **Effort transmise par la surcharge D_{240}**

$Q_{D240} = 12.903 \text{ t/m}$

$P_{D240/\text{poutre}} = \frac{R}{n} \times K\alpha_{\max}$

$K\alpha_{\max}$: a été calculer par GYOMASSOUNET

$R_{D240} = 12.903 \times (1 + 0.721) \times 9.3 = 206.468 \text{ t}$

$P_{D240/\text{poutre}} = \frac{206.468}{6} = 34.4 \text{ t/poutre}$

➤ **Les combinaisons :**

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte et les plus défavorables sont :

$ELS = G + V + W + F_F$

$ELU = 1.35 (G + V) + 1.6 (W + F_F)$

$ELA = \begin{cases} G + V + E_x \\ G + V + E_y \\ G + V + E_z \end{cases}$

VIII.4 Modélisation de la pile

Nous utiliserons le logiciel **ROBOT 2021** pour modéliser la pile et nous introduirons les charges permanente ainsi que la surcharge la plus défavorable de notre ouvrage et les combinaisons **ELU, ELS, ELA**

➤ **Etude de séisme.**

Le séisme a été introduit selon les conditions indique dans le **REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIENNE R.P.O.A** suivant un spectre de repense sachons que la zone sismique de notre ouvrage est **(II-a)**

➤ **Les étapes a suivre pour introduit le séisme sur logiciel robot**

Etape une : ouvrir la fenêtre analyse \Rightarrow type d'analyse \Rightarrow nouveau \Rightarrow cocher modale \Rightarrow OK.

Etape deux : on choisit le nombre de mode \Rightarrow cocher vérification de strume \Rightarrow paramètre simplifier \Rightarrow choisie l'amortissement selon RPOA sa dépend de votre structure \Rightarrow OK.

3eme étape : nouveau \Rightarrow sismique \Rightarrow OK \Rightarrow sélectionner la zone ; l'usage et le site de la structure \Rightarrow définir l'excentrement \Rightarrow valeurs relative \Rightarrow cocher direction x et direction y est donner la valeur 0.05% chaqu'un \Rightarrow OK \Rightarrow ferme.

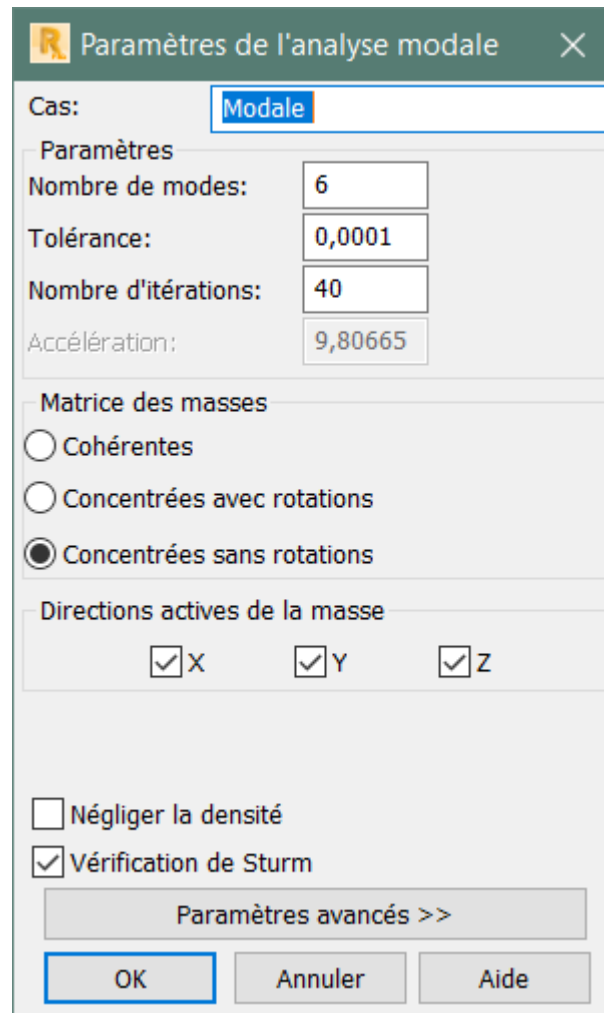


figure VIII. 1 : les étapes du séisme

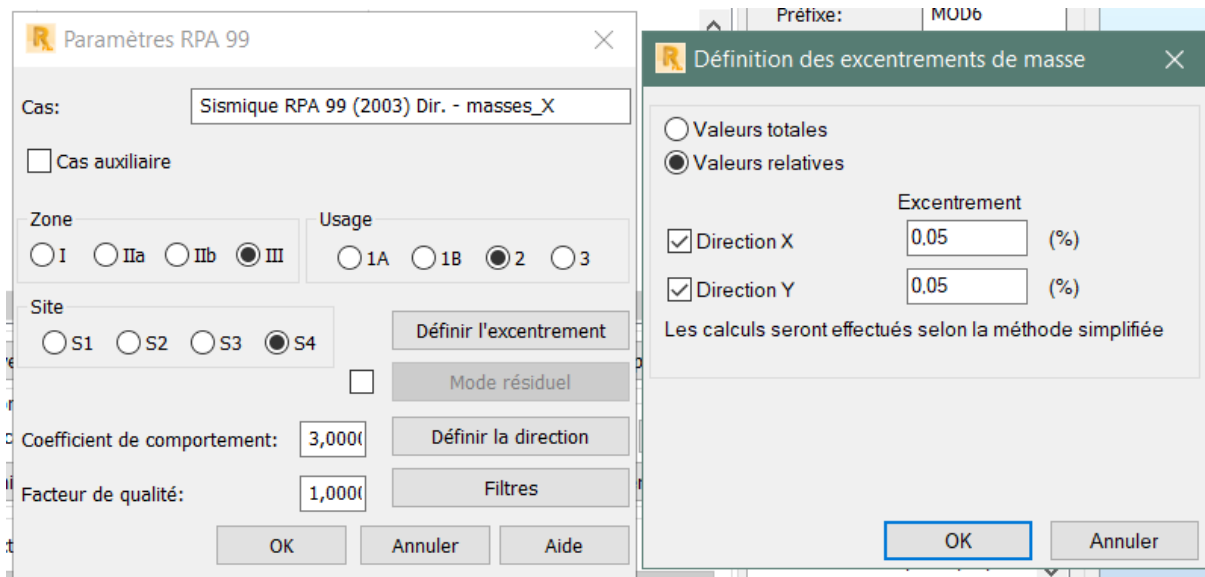


figure VIII. 2 : les étapes du séisme

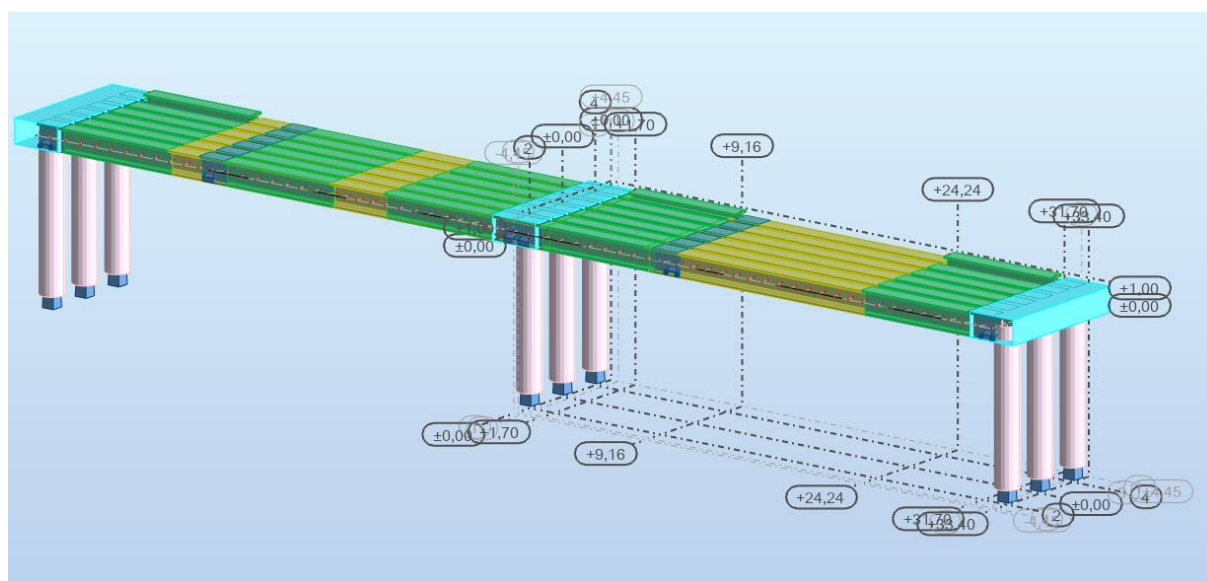


figure VIII. 3: modélisation du la structure

REMARQUE : puisque le logiciel robot n'est pas programmé pour prendre le tablier et la pile pour le calculer a la fois donc on vas séparer la structure pour introduire les charges et les surcharge linéairement sur la pile uniquement.

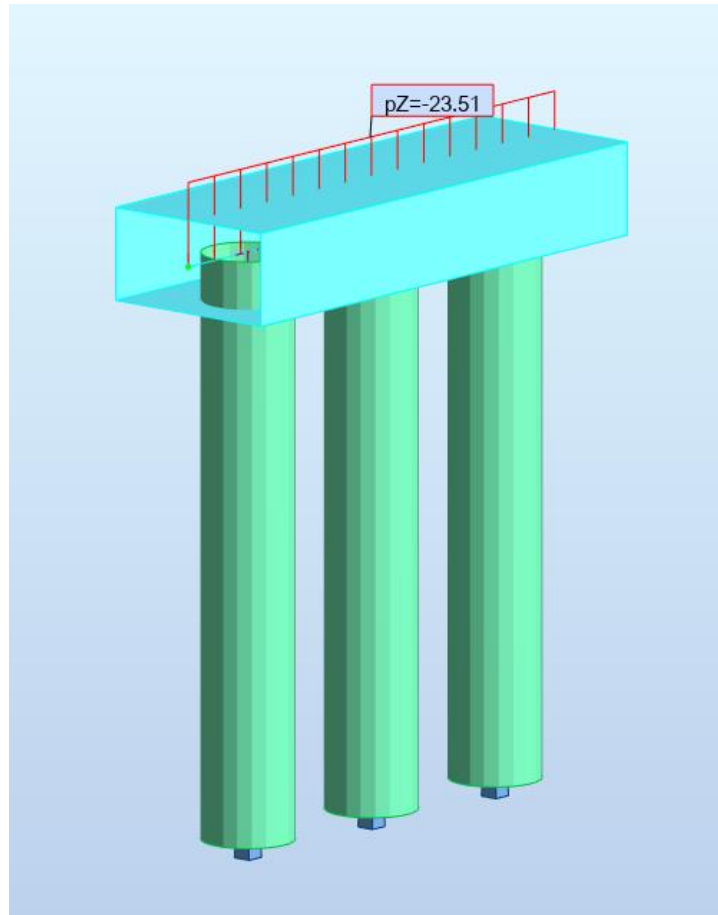


figure VIII. 4 : exemple charge applique sur la pile

VIII.5 Etude du chevêtre

D'après la modélisation on adopte les moments fléchissant et efforts tranchants

➤ Efforts tranchants du chevêtre a l'ELU

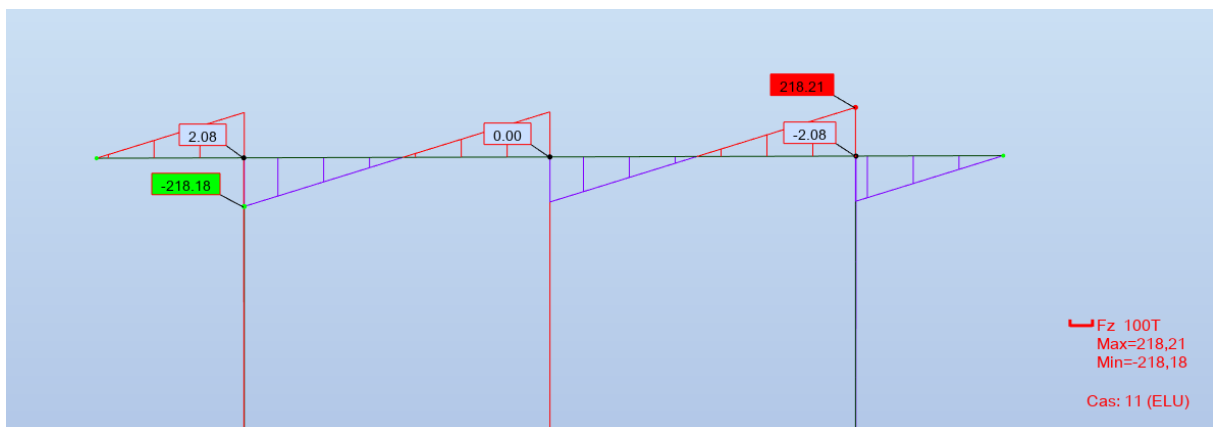


figure VIII. 5 : Efforts tranchants du chevêtre a l'elu

➤ Moments fléchissant du chevêtre a l'ELU

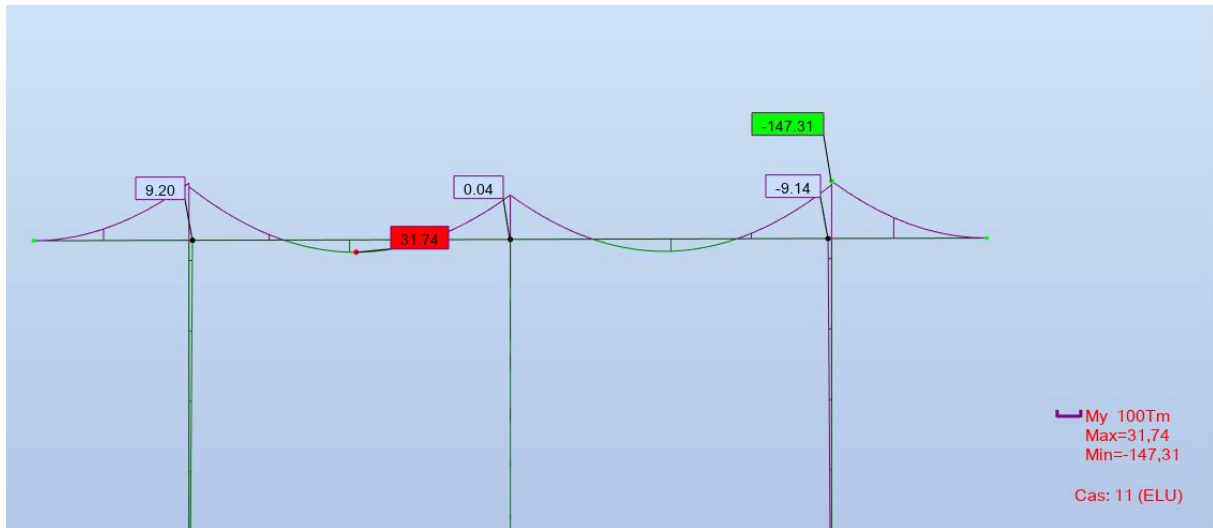


figure VIII. 6: Moments fléchissant du chevêtre a l'elu

➤ Efforts tranchants du chevêtre a l'ELS

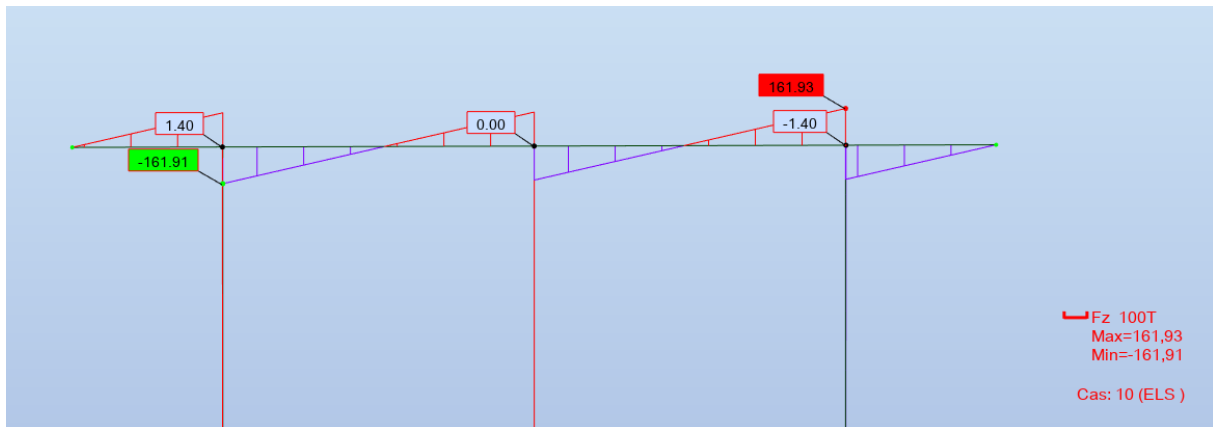


figure VIII. 7 : Efforts tranchants du chevêtre a l'els

➤ Moments fléchissant du chevêtre a ELS

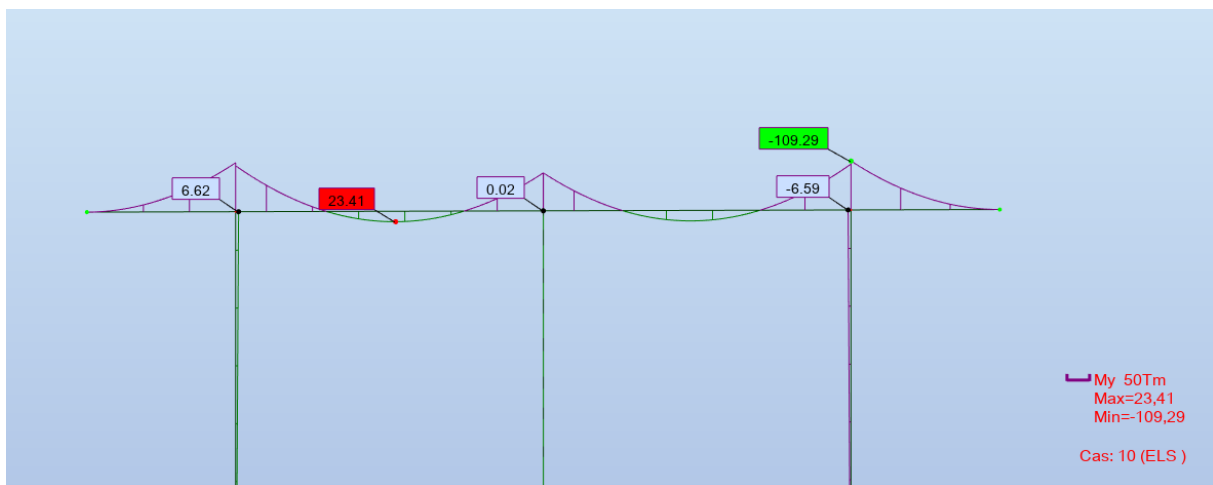


figure VIII. 8 : Moments fléchissant du chevêtre a l'els

➤ Efforts tranchants du chevêtre a l'ELA

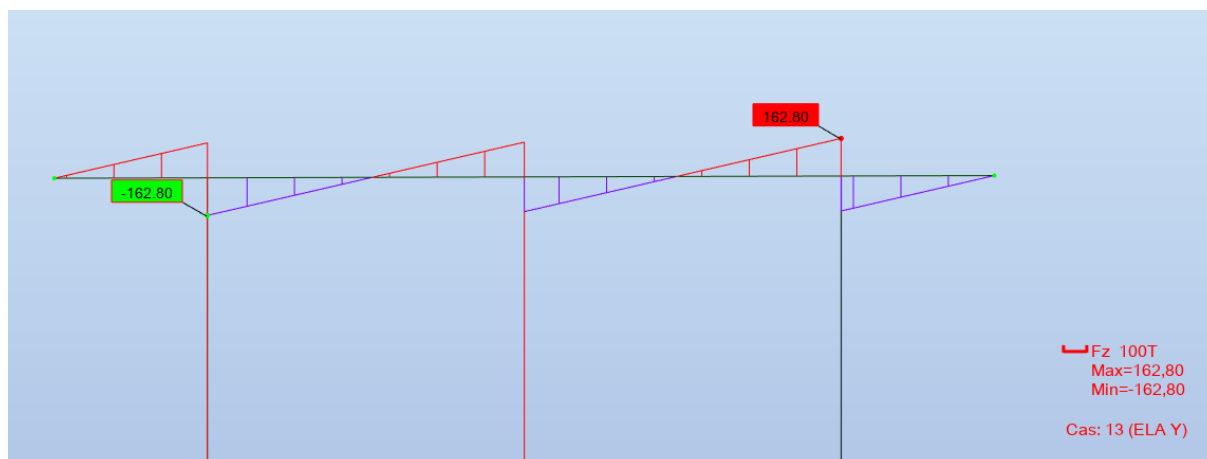


figure VIII. 9 : Efforts tranchants du chevêtre a l'ela

➤ Moments fléchissant du chevêtre a ELA

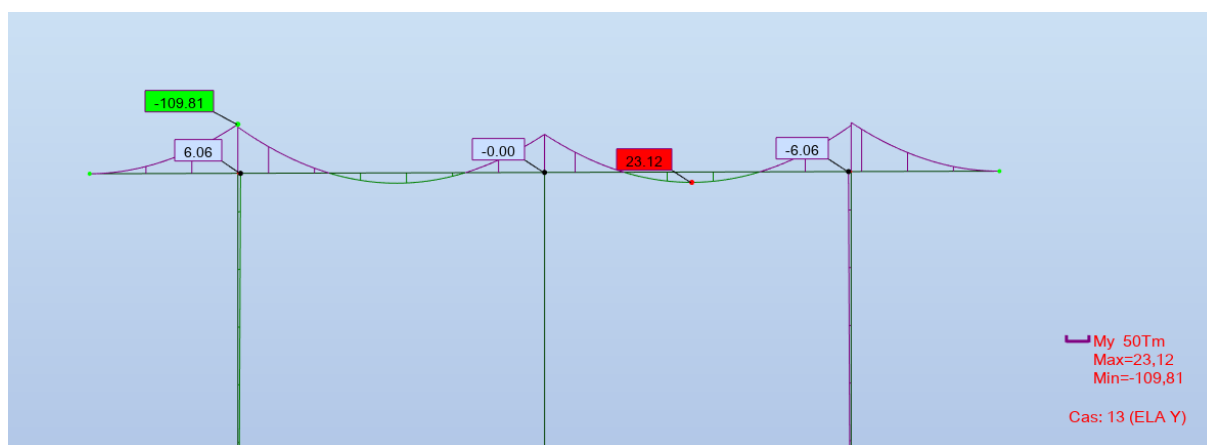


figure VIII. 10 : Moments fléchissant du chevêtre a l'ela

➤ Le tableau résume les résultats les plus défavorable :

Tableau VIII. 1 : moment et les efforts du chevêtre

	ELU		ELS		ELA	
	Aux appuis	A mi- travée	Aux appuis	A mi- travée	Aux appuis	A mi- travée
Moment (T.m/ml)	147.31	31.74	109.29	23.41	109.81	23.12
Effort (T/ml)	218.21	0	161.93	0	162.80	0

Remarque : Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appui sur deux fûts.

VIII.5.1 Ferrailage du chevêtre

a) Ferrailage longitudinal

Le ferrailage de la section du chevêtre se fait en flexion simple.

Acier FeE500 Béton

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$H = 1.50 \text{ m}, d = 0.9h = 1.35 \text{ m}, b_0 = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage se fait pour une bonde de 1m

➤ **A'ELU :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.74 \times 10^6}{100 \times 135^2 \times 14.17 \times 10^2} = 0.012$$

$$\mu_b = 0.012 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc : la section est simplement armée}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}}{0.8} = 0.015$$

$$z_1 = d(1 - 4\alpha) = 1.35(1 - 0.4 \times 0.015) = 1.26 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{31.74 \times 10^6}{126 \times 435 \times 10^2} = 5.76 \text{ cm}^2$$

➤ **A'ELS:**

$$X = \frac{1.5 \times \sigma_{bc} \times d}{(1.5 \times \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{st})} = \frac{1.5 \times 15 \times 1.35}{1.5 \times 15 + 201.63} = 0.14 \text{ m}$$

$$z_2 = d \left(1 - \frac{X}{3}\right) = 1.35 \times \left(1 - \frac{0.14}{3}\right) = 1.29 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times \sigma_{bc} \times z_2$$

$$M_1 = 0.5 \times 1 \times 15 \times 1.29 = 9.675 \text{ MN.m} = 967.5 \text{ t.m}$$

$$M_u = 109.29 \text{ t.m} < M_1 = 967.5 \text{ t.m} \Rightarrow \text{armatures tendues}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{109.29 \times 10^6}{129 \times 201.63 \times 10^2} = 42.02 \text{ cm}^2$$

➤ A'ELA :

la méthode de calcul se fait comme l'ELS avec $\overline{\sigma}_{st} = f_e = 500 \text{ MPa}$ pour les condition sismique

Tableau VIII. 2 : section des armatures

ELU			ELS		
	M_t	M_a		M_t	M_a
$M_u \text{ (t.m)}$	31.74	147.31	$M_u \text{ (t.m)}$	23.41	109.29
μ_{bu}	0.012	0.067	$X(m)$	0.14	0.14
α	0.015	0.087	$Z_2(m)$	1.29	1.29
$Z_1(m)$	1.26	0.87	$M_1(t.m)$	967.5	967.5
$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	5.76	45.64	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	9	42.02

b) Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{135 \times 100 \times 0.23 \times 2.1}{500} = 13.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.N.V$$

Donc on prend $A_s = 13.04 \text{ cm}^2$

Conclusion

En travée: ($A_s = 13.04 \text{ cm}^2$) soit [12HA12/ml] pour $A_s = 13.57 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 10 \text{ cm}^2$

À l'appui : ($A_s = 13.04 \text{ cm}^2$) soit [12HA12/ml] pour $A_s = 13.57 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 10 \text{ cm}^2$

➤ Ferrailage horizontal

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{13.57}{4} = 3.39 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit [8HA8] pour une section $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 12.5 cm.

➤ Ferrailage transversale (les cadres)

$$\tau_\mu = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{218.21}{1 \times 1.35} = 161.64 \text{ T/m}^2 = 1.62 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_μ : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

Dans le cas au la fissuration est préjudiciable et $f_{cj} < 40 \text{ MPa}$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4MPa\right) = 2.5 MPa \text{ Avec : } f_{c28} = 25 MPa.$$

$\gamma_B = 1.5$ en situation durable

$$\tau_{\mu} = 1.62 MPa < \tau_{adm} = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après les documents (SETRA P.P 73 1.3.2).

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} \geq \frac{\tau_{\mu} - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b_0$$

Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq \frac{\tau_{\mu} - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b \times S_t$$

$$A_{t1} \geq 3.8 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$\% \text{ min} = \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.4$$

$$A_{t \text{ min}} \geq 0.4 \times 100 \times \frac{15}{500} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t1} = 3.8 \text{ cm}^2 \geq A_{t \text{ min}} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lon}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{1500}{35}; 12; \frac{3000}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

Pour les armatures de cadre on prend des [1HA12] tous les 20 cm .

➤ Justification de la bielle de béton

$$\tau_{\mu} = 1.62 MPa < \frac{f_{c28}}{6} = 4.17 MPa \Rightarrow C.V$$

VII.5.2 Ferrailage de chevêtre a la torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires. Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

Selon l'article 7.6.3 de (B.P.E.L 91) adoptent une épaisseur fictive de la paroi

$$b_n = \frac{D}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Avec

D : Diamètre du plus grand cercle dans la section du chevêtre

Le cas le plus défavorable pour la justification du chevêtre à la torsion, se présente en exploitation lors du passage du convoi D240.

➤ **Calcul du moment de torsion**

$$M_{tu} = 1,35 \times [(RG + RD240) a - RG \times a]$$

Dans notre cas le $RG = 0$ et : $a = 0.55$ m

$$M_{tu} = 1,35 \times [RD240 \times a] = 1.35 \times 206.7 \times 0.55 \Rightarrow M_{tu} = 153.47 \text{ t.m}$$

➤ **Justification du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_{\mu}^2(V_u) + \tau_{\mu}^2(M_t) \leq \overline{\tau_{\mu}^2} = \tau_{uadm}^2 = 7.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$\tau_{\mu}(V_u)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_{\mu}(M_t)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_{\mu}(V_u) = \frac{V_u}{b.d} = \frac{218.21}{1 \times 1.35} = 161.64 \text{ t/m}^2 = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\Omega = (b_0 - b_n)(h - b_n) = (1 - 0.25)(1.5 - 0.25) = 0.94 \text{ m}$$

$$\tau_{\mu}(M_t) = \frac{M_{tu}}{2.\Omega b} = \tau_{\mu}^2(M_t) = \frac{153.47}{2 \times 0.94 \times 1} = 81.63 \text{ t/m}^2 = 0.82 \text{ MPa}$$

$$(1.29)^2 + (0.82)^2 = 2.34 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{\mu}^2} = \tau_{uadm}^2 = 7.29 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.5.2.1 Armature de torsion

a) **Armatures longitudinales**

$$A_{t1} = \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Omega = (b - b_n)(h - b_n) = (3 - 0.25)(1.5 - 0.25) = 2.68 \text{ m}$$

Avec U : le périmètre de l'extérieur

$$U = (3 + 1.5) \times 2 = 9 \text{ m}$$

$$A_{t1} = \frac{153.47 \times 9 \times 10^2}{2 \times 2.68 \times \frac{500}{1.15}} = 59.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit [13HA25] pour une section de (63.81 cm}^2\text{)}$$

b) **Armature transversale**

$$A_{t2} = \frac{M_{tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec S_t : l'espacement des armatures $\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{t2} = \frac{153.47 \times 0.15 \times 10^2}{2 \times 2.68 \times \frac{500}{1.15}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2} \Rightarrow$ selon SETRA (P. P 73 1.3.2)

$$A_{t1} \geq 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.74 + 0.98 = 6.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit des [6HA12] tout 15 cm.}$$

• Les armatures du chevêtre

$A_{Sappuis} = 13.57 \text{ cm}^2$ soit [12HA12]

$A_{Stravée} = 1357 \text{ cm}^2$ soit [12HA12]

$A_{Stransversal} = 3.8 \text{ cm}^2$ soit [HA12] \Rightarrow (les cadres)

$A_{Storsion} = 63.81 \text{ cm}^2$ soit [13HA25] \Rightarrow (13 barres pour les deux cotée)

$A_{Stor.transv} = 6.63 \text{ cm}^2$ soit [6HA12]

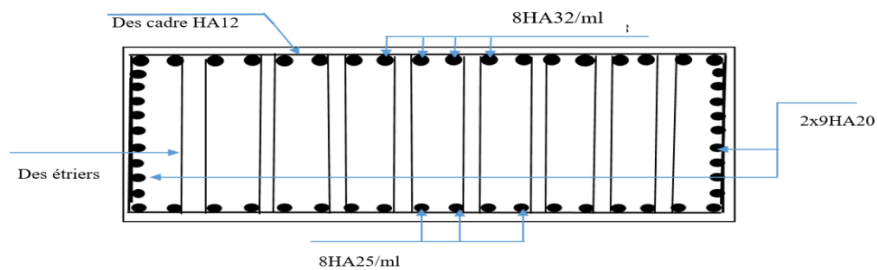


figure VIII. 11 : ferrailage transversal du chevêtre

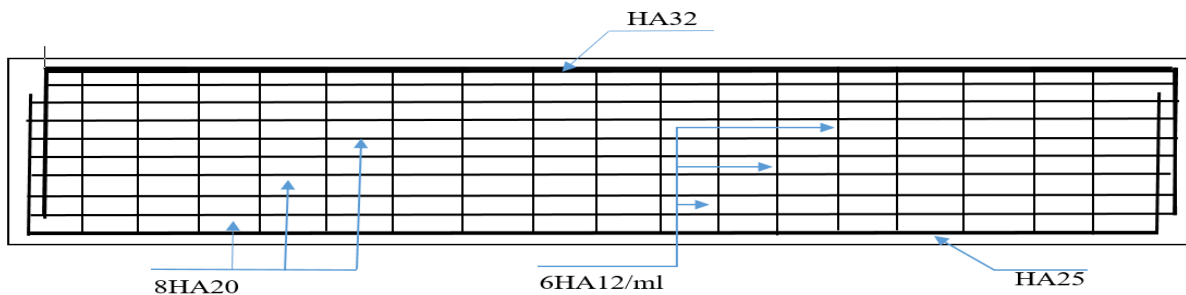


figure VIII. 12 : ferrailage de chevêtre

VIII.7 Etude des futs

La pile de l'ouvrage est constituée de deux fût circulaire de diamètre (1.5m) et d'une hauteur de $h = 6.95\text{m}$ encastre à la base et a la partie supérieure. Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier les engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

D'après la modélisation de l'ouvrage sur robot on a obtenu les moments fléchissant et les effort normale et tranchant des futs le tableau donnée les composantes les plus défavorables

➤ Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELU :

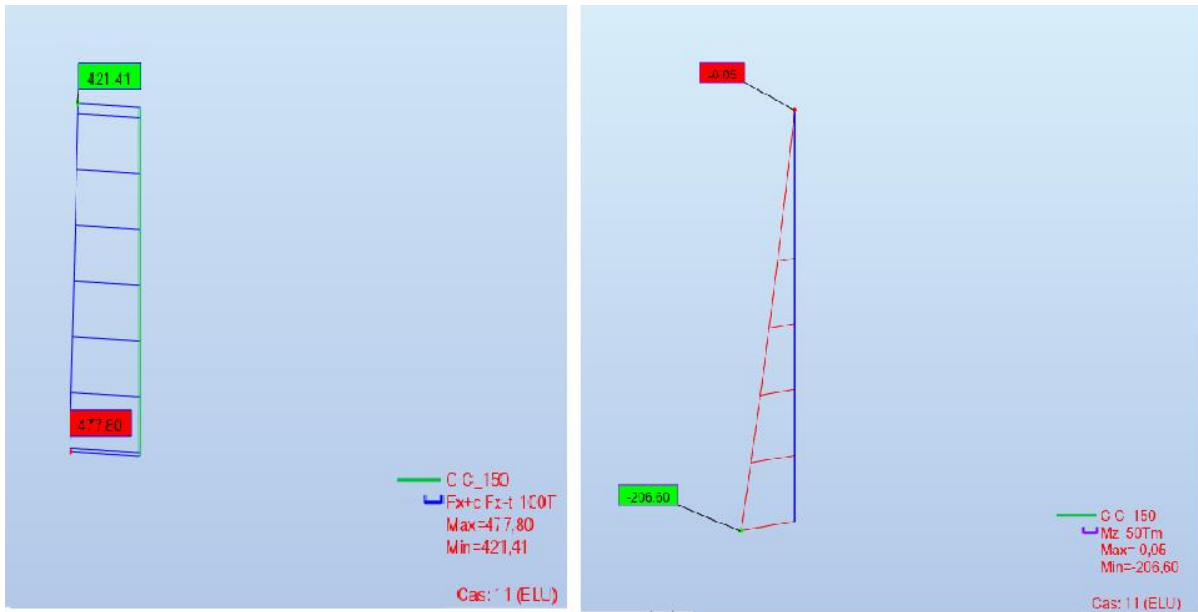


figure VIII. 13 : Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'elu

➤ Efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'ELS :

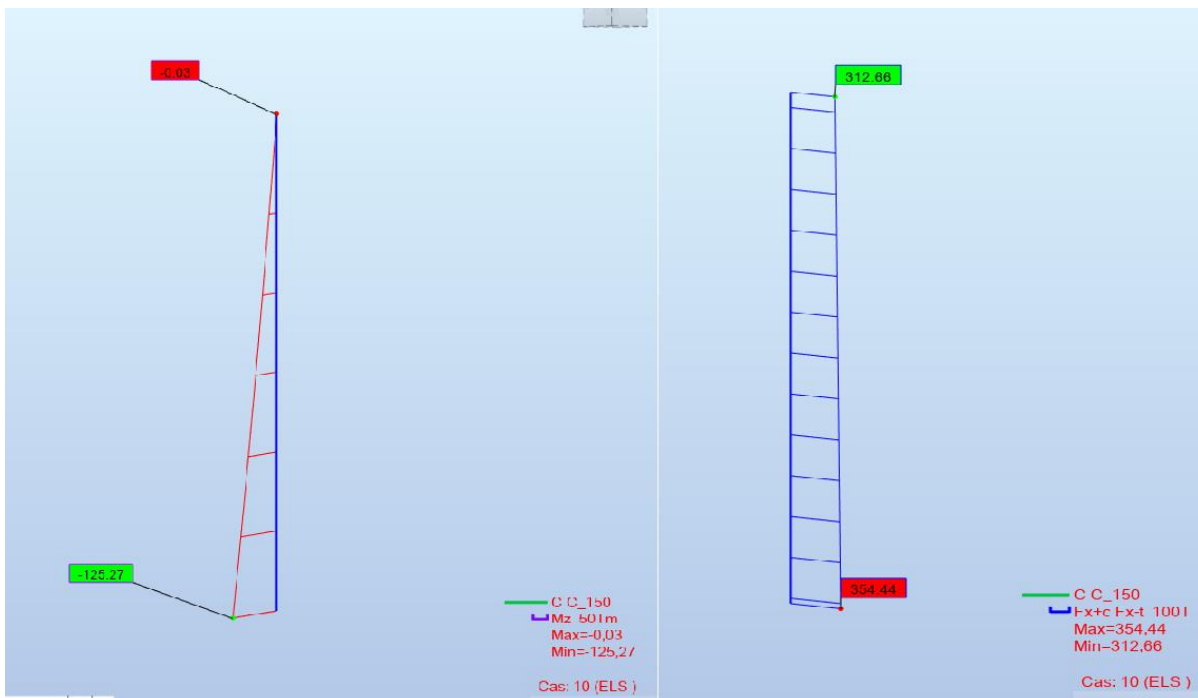


figure VIII. 14 : Les efforts normaux et les moments fléchissant des futs a l'els

➤ Efforts normaux et moments fléchissant des futs a l'ELA :

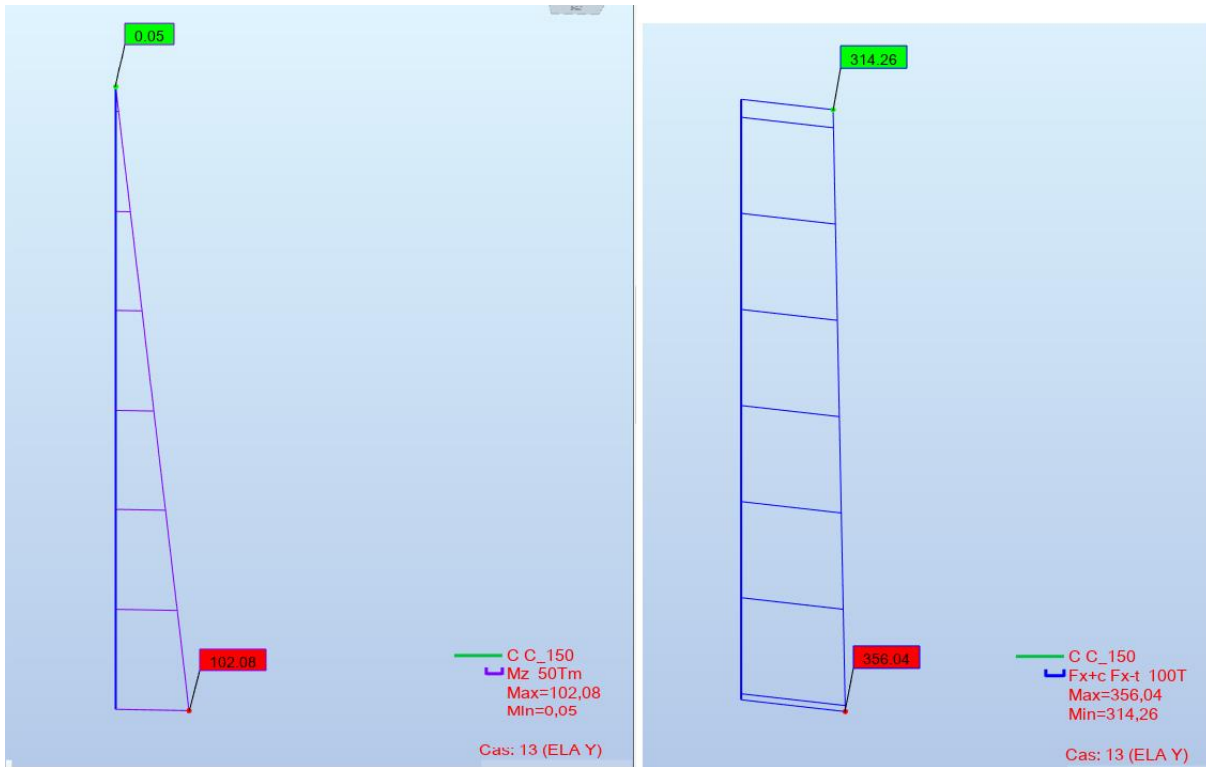


figure VIII. 15 : Les efforts normaux et les moments fléchissant des futs al'ela

Tableau VIII. 3 : valeur des moments et les efforts des futs

	ELU	ELS	ELA
N (t/ml)	477.80	354.45	356.04
T (t/ml)	25.62	15.34	10.81
M (t.m/ml)	206.60	125.27	102.08

VIII.8 Ferrailage des futs

a) Ferrailage longitudinal

➤ L'abaque de walther

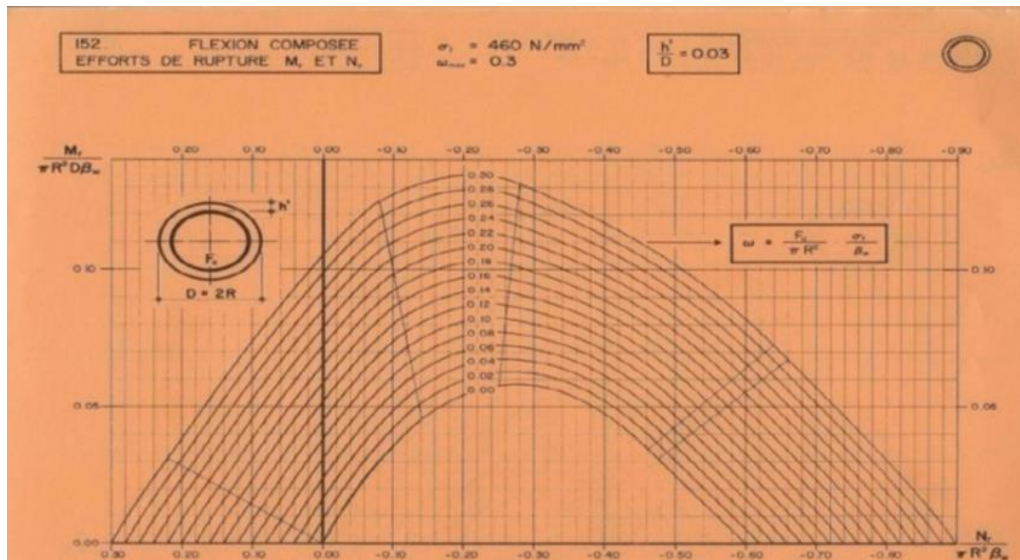


FIGURE VIII. 16 : ABAQUE DE WALTHER

$$M_{max} = 206.60 t.m$$

$$N_{min} = 477.80 t.m$$

➤ Détermination de la section d'armature :

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.5} = 0.03$$

D : diamètre du pieu

h' : l'enrobage de l'acier

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{206.60}{3.14(0.75)^2 \times 1.5 \times 2500} = 0.03$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{477.80}{3.14(0.75)^2 \times 2500} = 0.108$$

Où : β_w : résistance caractéristique du béton sur cube à 28 jours ($W = 25 \text{ MPa} = 2500 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

On a d'après l'abaque : $\omega = 0.08$

ω : Degré mécanique des armatures totales.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$\Rightarrow F_a = 0.08 \frac{\pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} = 0.08 \frac{3.14(0.75)^2 \times 25}{500} = 0.00707 \text{ m}^2 = 70.7 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend [15HA25] ($A_S = 73.63 \text{ cm}^2$).

➤ L'espacement :

$$s_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 \times 3.14 \times 75}{15} = 31.42 \text{ cm}.$$

On prend : $s_t = 31 \text{ cm}$

b) Ferrailage transversal

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de [HA14] espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

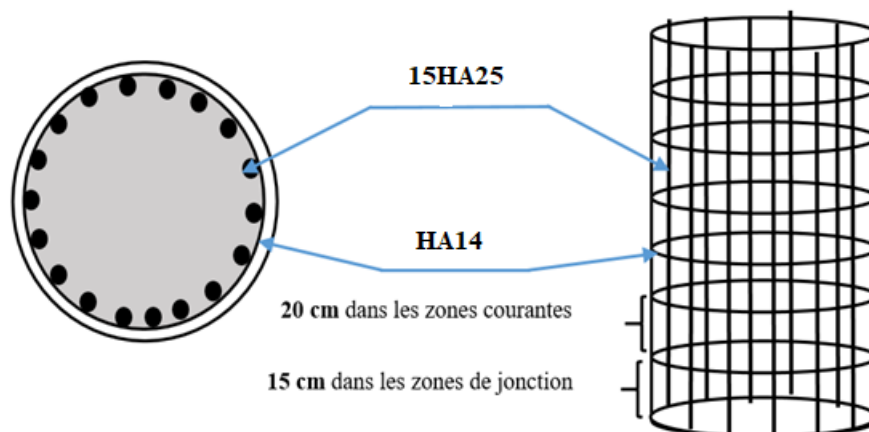


Figure VIII. 17 : ferrailage des fu

Conclusion général

Conclusion générale

Un projet de fin d'études représente une étape cruciale dans la formation d'un ingénieur en génie civil, mettant en lumière ses aptitudes et connaissances acquises. Notre étude a permis d'appliquer concrètement les enseignements reçus durant notre cursus à l'UMMTO, tout en les enrichissant de nouvelles théories et pratiques.

Notre travail s'est concentré sur l'analyse, la conception et le dimensionnement d'un pont à poutres en béton précontraint par posttensions situé à la ZET PALM BEACH ZERALDA franchissant un carrefour. Nous avons examiné en détail les différentes composantes de l'ouvrage, notamment le tablier, les appuis (piles et culés) et les fondations (semelles), en respectant scrupuleusement les normes et réglementations en vigueur telles que le BAEL, le BPEL, le RPOA et les recommandations SETRA.

Notre démarche s'est appuyée sur les données topographiques, géotechniques préalablement établies lors de l'avant-projet sommaire par l'entreprise ENGOA. Le calcul de la précontrainte a abouti à l'utilisation de deux types de câbles : Deux ancrés à l'about et un à l'extrados, soit un total de trois câbles 12T15 mis en tension par post-tension. Les pertes de tension, initialement estimées à 32%, se sont avérées inférieures après calcul.

Pour l'étude de la structure, nous avons eu recours au logiciel ROBOT Structural Analysis 2019, qui nous a fourni les efforts nécessaires au dimensionnement et au ferrailage des divers éléments.

Cette expérience s'est révélée extrêmement formatrice et enrichissante, nous offrant un premier contact avec le monde professionnel et ses défis concrets. Elle nous a permis de comprendre les enjeux auxquels un ingénieur est confronté dans la pratique.

En conclusion, nous espérons que notre travail pourra servir de référence pour de futures études sur la conception et le calcul de ponts à poutres en béton précontraint par post-tension.

Références bibliographiques

- **BAEL 91. (1991)** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **BPEL 91. (Révisé 99)** : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres 1.
- **RCPR (2008)** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **RPOA (2008)** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **SETRA 2000** : Appareil d'appui en élastomère frette.
- **EUROCODE II** : Application aux ponts-routes en béton : Guide méthodologique, 2008.
- **Aurelio Muttoni** « Conception et dimensionnement de la précontrainte » Ecole Polytechnique FEDERALE de LAUSANNE.
- **Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY** « Conception des ponts », technique d'ingénieur, 1994.
- **Robert CHAUSSIN**, « Béton précontraint », **Technique de l'ingénieur, 1990**
- **LAOUBI Madani**, PFE, Etude d'un Pont à poutres en béton précontrainte sur la pénétrente de TIZI OUZOU, Juillet 2019.
- **LARIBI Abdeslam, KESSOUAR Takfarinas**, PFE, Etude d'un Pont à Poutres Multiples en Béton Précontraint par Post-Tension relie FREHA-AGHRIBS-AZEFFOUN sur 28km, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2022.
- **BENTAHA Lina, MANSOURI Meriem**, PFE, Etude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension Situer dans la déviation RN25 commune souk Tlata, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2022.
- **GHEMIRED Mohamed Aymen BOUACHERIA Mohamed**, PFE, Etude d'un pont à poutres multiples en Béton Précontraint par post-tension reliant Ras El Hamra à Oued Begrat, Annaba, École Nationale Polytechnique 2021.
- **Abderrahmane DERGUINI**, PFE, Étude de la Superstructure d'un Pont à Poutres par Post Tension à Sidi-Aich, École Nationale Polytechnique 2021.
- **CHAUSSIN (R.) MAHUT(B.) et LEBLANC (J.-Y.)**, Guide d'emploi du BPEL83. SETRA (1985)
- **SAHOUI (H.)**, Cours « Dimensionnements avancé des ponts », Master II.
- **MILOUDI (N.)**, Cours « Dimensionnements des ponts », Master I
- **BELHOCINE (M.)**, Cours « Béton Armé », Licence- Master I.

Références bibliographiques

- **GHANEM (F.)**, Cours « Béton Précontraint », Master I.
- **Pascal Charles et Florent Imberty**, Cours « Béton précontraint ».

Annexes

Annexe 1 : Sections réelles d'armature

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Annexe 2 : Tableau des caractéristiques mécaniques des unités agréées BPEL91

Unité	4 T 13	7 T 13	12 T 13 (*)	19 T 13	25 T 13	31 T 13	4 T 15 (*)	7 T 15 (*)	12 T 15 (*)	19 T 15 (*)
Section (mm ²).....	372	651	1 116	1 767	2 325	2 883	556	973	1 668	2 641
Constitution du câble (Ø en mm)	4 tor. de Ø 12,4	7 tor. de Ø 12,4	12 tor. de Ø 12,4	19 tor. de Ø 12,4	25 tor. de Ø 12,4	31 tor. de Ø 12,4	4 tor. de Ø 15,2	7 tor. de Ø 15,2	12 tor. de Ø 15,2	19 tor. de Ø 15,2
Force maximale sous l'ancrage à la mise en tension kN (t).....	585 (59,7)	1 024 (104,4)	1 756 (179,0)	2 780 (283,4)	3 559 (362,9)	4 413 (449,9)	857 (87,4)	1 500 (153,0)	2 572 (262,2)	3 928 (400,4)
Contrainte initiale max. correspondante hectobar (kg/mm ²)...	157,3 (160,4)	157,3 (160,4)	157,3 (160,4)	157,3 (160,4)	153,1 (156,1)	153,1 (156,1)	154,2 (157,2)	154,2 (157,2)	154,2 (157,2)	148,7 (151,6)
Effort de rupture nominal de l'unité munie de ses ancrages : kN (t)	694 (70,8)	1 215 (123,9)	2 083 (212,4)	3 298 (336,3)	4 340 (442,5)	5 382 (548,7)	1 008 (102,8)	1 765 (179,9)	3 025 (308,4)	4 790 (488,3)
Contrainte de rupture correspondante hectobar (kg/mm ²)...	186,7 (190,3)	186,7 (190,3)	186,7 (190,3)	186,7 (190,3)	186,7 (190,3)	186,7 (190,3)	181,4 (184,9)	181,4 (184,9)	181,4 (184,9)	181,4 (184,9)

(*) Les unités couramment employées sont 12 T 13, 4 T 15, 7 T 15 et 12 T 15 pour les ouvrages d'art, et 19 T 15 pour le génie nucléaire. Les autres unités sont d'un emploi moins fréquent.

Annexe 3 : Tableau des caractéristiques des aciers usuels pour les câbles de précontrainte.

Tableau 6.4. Caractéristiques des aciers usuels pour câbles

Nature de l'armature	Diamètre nominal (mm)	Section nominale (mm ²)	Poids nominal (kg/m)	Caractères garantis	Classe		
FILS	7	38,5	0,302	f_{pe2} (MPa) = f_{pe3} (MPa) =	tréfilé à froid classe 1570 1 403 1 570	tréfilé à froid classe 1670 1 481 1 670	trempe et revenu classe 1570 1 377 1 570
	8	50,3	0,395	f_{pe2} (MPa) = f_{pe3} (MPa) =	tréfilé à froid classe 1570 1 412 1 570	tréfilé à froid classe 1670 1 491 1 670	trempe et revenu classe 1570 1 392 1 570
TORONS 7 fils « standard »	12,5 (0,5 pouce) T 13	93	0,730	f_{pe2} (MPa) = f_{pe3} (MPa) =	—	classe 1770 1 570 1 770	classe 1860 1 656 1 860
	15,2 (0,6 pouce) T 15	139	1,091	f_{pe2} (MPa) = f_{pe3} (MPa) =	classe 1670 1 489 1 670	classe 1770 1 583 1 770	—
TORONS 7 fils « super »	12,9	100	0,785	f_{pe2} (MPa) = f_{pe3} (MPa) =	—	—	classe 1860 1 660 1 860
	15,7	150	1,178	f_{pe2} (MPa) = f_{pe3} (MPa) =	—	classe 1770 1 573 1 770	—

Toutes les relaxations ρ_{1000} à 1 000 heures et à 0,7 f_{pe2} valent 2,5% pour les aciers TBR et 8% pour les aciers RN (fils ou torons).