

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

ⵜⴰⵎⴻⵔⴰⵏⵜ ⵏ ⵉⵎⵎⵓⵔ ⵏ ⵜⴰⵣⵣⵓⵔ ⵏ ⵜⴰⵣⵣⵓⵔ



Faculté de Génie de la Construction

Département des Travaux Publics

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrage d'Art

**Étude de la Superstructure d'un Pont à Poutres « OA 04 »
en Béton Précontraint par Post Tension
ZET "SIDI FREDJ & PALM BEACH"
(Du PK 1945+81 au PK 1996+31)**

Réalisé par :

M. OULD ALI Youcef

Composition du Jury:

Promotrice	Mme. O. HELLAL	MCB
Présidente	Mme. N. MILOUDI	MCB
Examineur	M. H. SAHOUI	MAA

Présenté et soutenu publiquement le : 30/06/2024 en UMMTO 2024

REMERCIEMENTS ET DEDICACES

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance envers toutes les personnes qui m'ont soutenu tout au long de ce projet. Leur aide, leurs encouragements et leur soutien ont été inestimables.

Tout d'abord, je remercie mes parents, mes sœurs, mon frère et sa femme pour leurs amours inconditionnels, leurs soutiens émotionnels, ainsi que leurs confiances en moi ont été des piliers essentiels tout au long de cette aventure. Vous êtes ma source d'inspiration et ma lumière dans les moments difficiles.

Je tiens également à remercier ma promotrice Madame Hellal, et les membres du jury Madame Miloudi, et Monsieur Sahoui pour leur temps, leur expertise et leurs précieux conseils. Leur dévouement et leurs observations constructives ont été essentiels à l'aboutissement de ce projet.

Je n'oublie pas mes collègues et amis, Moh said, Massi, Hacene, Chafik dont les encouragements et l'aide précieuse ont été une source de motivation constante. Et toute la promotion V.O.A que je souhaite beaucoup de réussites et de succès

Je souhaite rendre un hommage particulier à Yahia Sidhoumi, qui nous a quittés trop tôt. Sa sagesse, son amour, et son inspiration continuent de vivre en moi et dans ce travail. Sa mémoire reste une source de force et de motivation constante.

Enfin, à tous ceux qui croient en moi et en mes capacités, ce travail est le reflet de votre foi et de votre encouragement.

Merci à tous du fond du cœur.

Youcef Ould Ali

ASIREM



Résumé

Le présent travail porte sur l'étude d'un ouvrage d'art, en béton précontraint, dans la Zone d'Expansion Touristique (ZET) de Sidi Fredj et Palm Beach (Ouest d'Alger).

Le travail comporte la présentation du site de réalisation, les principales caractéristiques de l'ouvrage, le prédimensionnement, le calcul des éléments de la superstructure (poutres, hourdis, appareils d'appuis).

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse est effectué à l'aide du logiciel Autodesk Robot 2021. Les résultats obtenus sont ensuite expliqués sous forme de schémas représentant le ferrailage des principaux éléments composant la structure du pont.

Mots clés : Pont à poutres en béton précontraint - Post-tension -Tablier – superstructure- modélisation - ferrailage - Béton armé.

Agzul

Leqdic-a yerza tazrawt n yiwet n tmeşkiwt n tmeşkiwt, deg ubeṭun yettwasqedcen uqbel, deg Temnaḍt n Ussemṣer n Yimerrayen (ZET) n Sidi Fredj d Palm Beach (Agmuḍ n Lezzayer Tamaneyt).

Axeddim-a yella deg-s uskasi n umkan n lebni, tignatin tigejdanin n uxeddim, asenqes uqbel, aḥseb n yiferdisen n tmeşkiwt n tlemmast (tiybula, tifelwiyin, iḍarren).

Aseqdec n tmudemt d usnefli n tmacinin yettwaxdem s useqdec n usmel n Autodesk Robot 2021 Igmāḍ ay d-yettwasqedcen ttwasfehmen sakkin s talya n tfelwiyin ay d-yemmalen aseḡhed n yiferdisen igejdanen ay d-yesbedden tayult n tmezdiyin.

Awal agejdan: Tizi n tmezdiyin n beṭun yettwasqedcen uqbel - Asenqes n tmezdiyin - Tayeryert - lebni n tmezdiyin-aseṣres - aseḡhed - Beṭun yettwasfeḍen.

•XЖ•И

•X•ΛΛΞΓ. ς•ΟЖ. †•ЖО.Π† | ςΞΠ•† | †Γ•ΘϞΞΠ† | †Γ•ΘϞΞΠ†, Λ•X †Θ•E•I | †Γ•ЖΛΞςΞI, Λ•X †ΓI.Е† | †Θ•Θ•ΓЧ•О | †Γ•ООΞ† (ZET) | †ΞΛΞ ЖО•ΛI Λ Palm †•••Θ (•XΓ•E | ИΛЖ•ς•О †•C.и•Ч†).

•X•ΛΛΞΓ. ς•ИИ.Λ Λ•XΘ †ΘϞ.ΘΞ | †ΓϞ.и | И•ΘIΞ, †ΞXи.†ΞI †ΞX•IΛ.иΞI | †X•ΛΛΞΓ, •Θ•иZ•Λ †ZΘ•И, •XΘ•Θ | ςΞЖ•ОΛΞΘ•и | †Γ•ΘϞΞΠ† | †И•CΓ.Θ† (†ΞЧΘ•И•, †ΞЧΘ•И•, †ΞЧΘ•И•).

Modeling Λ automatisation ††Π.Ж•ΛΓ•и | †Θ•Θ•ZΛ••• | †Θ•Γ•И Autodesk Robot 2021 ΞXΓ.Е Ξ Λς•††Π.ΘZ•ΛΓ•и ††Π.Ж•ΘC•и | †•ϞϞΞI † †•ИЧ. | ςΞXО.Π•и Ξ Λς•CΓ.И•и •Θ•XΘ•Λ | ςΞЖ•ОΛΞΘ•и ΞX•IΛ.и•и Ξ Λς•ΘΘ•ΛΛ•и †•Ч•И† †•••ОΞϞ†.

•Π.и | †Γ•ЖОΞΠ†: †ΞЧО•C† | †Γ•ЖΛΞςΞI | †Θ•E•I | †Γ•ЖΛΞςΞI - •Θ•иZ•Θ | †Ч.ΠΘΞΠΞI - †•Ч•ОЧ•О† - И•ΘIΞ И•ΘIΞ.Θ•XΘ•Λ - •Θ•XΘ•Λ - †Θ•E•и ς•††Π.ΘΘ•ΛΛ•и.

Abstract

The present work concerns the study of a prestressed concrete structure in the Tourist Expansion Zone (ZET) of Sidi Fredj and Palm Beach (West of Algiers).

The work includes a presentation of the construction site, the main characteristics of the structure, pre-dimensioning and calculation of the superstructure elements (beams, concrete deck, bearings mechanism)

Digital modeling and analysis is performed using Autodesk Robot 2021 software. The results obtained are then explained in the form of diagrams showing the reinforcement of the main elements making up the bridge structure.

Keywords: Prestressed concrete girder bridge - Post-tensioning – superstructure -modeling - reinforcement - Reinforced concrete.

Table des matières

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

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :.....	2
I.2. Données fonctionnelles	2
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.2.1.1. Tracé en plan.....	2
I.2.1.2. Profil en long	3
I.2.1.3. Profil en travers	3
2.1. Géologie locale de l'ouvrage	4
2.2. Données sismiques.....	5
I.3. Conclusion	5

Chapitre II : Caractéristiques des Matériaux

II.1 Introduction	7
II.2 États limites	7
II.2.1 Etat limite ultime ELU	7
II.2.2 Etat limite de service ELS	8
II.3. Aciers.....	9
II.3.1. Aciers passifs.....	9
II.3.1.1. Diagramme des contraintes déformations	9
II.3.1.2. Contrainte de l'acier à l'ELU	9
II.3.1.3. Contrainte de l'acier à l'ELS.....	10
II.3.2. Aciers actifs.....	10
II.3.2.1. Caractéristiques des câbles (FREYSSINET) :	11
II.3.2.2. Caractères garantis	11
II.4. Béton.....	12
II.4.1. Résistance caractéristique à la compression.....	12
II.4.2. Résistance caractéristique à la traction.....	13
II.4.3. Module de déformation longitudinale de béton E.....	13
II.4.4. Coefficient de Poisson ν	13
II.4.5. Module de déformation transversale du béton G	14
II.5. Conclusion.....	14

Chapitre III : Prédimensionnement du Tablier

III. 1. Introduction	15
III. 2. Pré-dimensionnement de la poutre	15
III. 2.1. Hauteur de la poutre « h_p »	15
III. 2.2. Entre axe des poutres « λ »	16
III. 2.3. Nombre de poutre « N ».....	16
III. 2.4. Épaisseur de l'âme « b_0 ».....	16
III. 2.5. Dimensions du talon	17
III. 2.6. Dimensions du gousset	17
III. 2.7. Table de compression	18
III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre.....	18
III.4 Caractéristique géométrique des sections brutes.....	19
III.4.1. Poutre sans hourdis	19
III.4.1.1 Section about.....	19
III.4.1.2 Section médiane	20
III.4.1.3 Section intermédiaire	21
III.4.2. Poutres avec hourdis	22
III.4.2.1. Poutre intermédiaire.....	22
III.4.2.2. Poutre de rive	23
III.5. Sections géométriques des sections nettes	23
III.6. Conclusion.....	24

Chapitre IV : Calcul des Charges et Surcharges

IV .1. Introduction	25
IV.2. Caractéristiques du pont.....	25
IV.2.1. Largeur roulable « L_r ».....	25
IV.2.2. Largeur chargeable « L_c »	25
IV.2.3. Classe du pont.....	25
IV.2.4. Nombre de voies « N »	26
IV.2.5. Largeur d'une voie « L_v ».....	26

IV.3. Evaluation des charges	26
IV.3.1. Actions permanentes	26
IV.3.1.1. Charges permanentes (CP).....	26
IV.3.1.1.1. Poids propre de la poutre	26
IV.3.1.1.2. Calcul du poids de la dalle (hourdis)	28
IV.4. Calcul du complément des charges permanentes (CCP)	29
IV.4.1. Poids du revêtement.....	29
IV.4.2. Poids de l'étanchéité	29
IV.4.3. Poids de la corniche	30
IV.4.4. Poids propre de la glissière de sécurité.....	30
IV.4.5. Le poids propre du garde-corps	30
IV.4.6. Trottoir	30
IV.4.7. Le poids des éléments non porteurs.....	30
IV.5. Poids total des actions permanentes.....	31
IV.6. Actions dues au Traffic	31
IV.6.1. Système de charge A	31
IV.6.2. Systèmes de charge B	32
IV.6.2.1. Système de charge Bc.....	32
IV.6.2.2. Système de charge Bt.....	34
IV.6.2.3. Système de charge Br	35
IV.6.3. Système de charge militaire Mc120	36
IV.6.4. Convoi exceptionnel D240	37
IV.7. Autres charges.....	38
IV.7.1. Surcharge sur trottoir	38
IV.7.2. Charge sur les garde-corps.....	38
IV.7.3. Charge du vent.....	39
IV.7.4. Charge thermique.....	39
IV.8. Conclusion	39

Chapitre V : Modélisation du Tablier

V.1. Introduction	40
V.2. Présentation du logiciel	40
V.3. Etapes de modélisation	40
V.3.1. Etape 1 : Définition des éléments	40
V.3.2. Etape 2 : Affectation des charges et surcharges	41
V.3.3. Etape 3 : Définition des combinaisons de charges	44
V.4 Résultats des moments et efforts tranchants.....	44
V.4.1. Moment et effort tranchant à l'ELU.....	44
V.4.2. Moment et effort tranchant à L'ELS	45
V.5 Conclusion.....	46

Chapitre VI : Etude du platelage

VI.1. Introduction	47
VI.2 Ferrailage de la dalle	47
VI.3 Flexion dans le sens longitudinal.....	47
VI.4 Flexion dans le sens transversal.....	49
VI.5. Ferrailage transversale du platelage	51
VI.5.1. Ferrailage a En travée	51
VI.5.1.1. Ferrailage a ELU.....	51
VI.5.1.2. Ferrailage a ELS	52
VI.5.2. Ferrailage Aux appuis.....	53
VI.5.2.1. Ferrailage a ELU.....	53
VI.5.2.2. Ferrailage à ELS	54
VI.6. Ferrailage longitudinale du platelage	56
VI.6.1. Ferrailage en mi-travée	56
VI.6.1.1. Ferrailage a ELU.....	56
VI.6.1.1. Ferrailage à ELS	56
VI.6.2. Ferrailage Aux appuis.....	58
VI.6.2.1. Ferrailage a ELU.....	58
VI.6.2.2. Ferrailage à ELS	58
VI.6.3. Dessin du ferrailage	60

Chapitre VII : Etude de la Précontrainte

VII.1. Introduction :	63
VII.2. Modalités de la précontrainte d'une structure	63
VII.2.1. Précontrainte par pré-tension	63
VII.2.2. La précontrainte par post-tension	65
VII.3. Présentation des pertes de la précontrainte :	66
VII.3.1. Pertes instantanées :	66
VII.3.2. Pertes différées :	67
VII.4. Etude de la précontrainte	67
VII.4.1. Précontrainte minimale	67
VII.4.2. Moments développés dans la section médiane à l'ELS	67
VII.4.3. Déterminations de nombres de câbles	69
VII.4.4. Vérification des contraintes à la mise en tension	70
VII.5. Positionnement des câbles	71
VII.6. Application au projet	73
VII.6.1. Câbles d'about (aux appuis)	73
VII.7. Calcul des pertes tensions	75
VII.7.1. Pertes instantanées	75
VII.7.1.1 Perte par frottement	75
VII.7.1.2. Pertes à la mise en charge de l'ancrage (rentrée d'ancrage)	76
VII.7.1.3. Pertes de non-simultanéité	78
VII.7.1.4. Récapitulatif des pertes instantanées	80
VII.7.2. Pertes différées	80
VII.7.2.1. Pertes par retrait	80
VII.7.2.2. Pertes par fluage	81
VII.7.2.3. Pertes par relaxation des aciers	82
VII.7.2.4. Récapitulatif des pertes différées	83
VII.8. Conclusion	84

Chapitre VIII : Etude de l'appareil d'appui

VIII.1. Introduction	85
VIII.2. Appareils d'appui en élastomère fretté de type B	85
VIII.3 Prédimensionnement de l'appareil d'appui	86
VIII.3.1 Surface de l'appareil d'appui	86
VIII.3.1.1. Surface totale en plan de l'appareil	86
VIII.3.1.2. Surface réduite en plan de l'appareil	87
VIII.3.1.3. Épaisseur nominale totale de l'élastomère te	87
VIII.3.1.4. Épaisseur des frettes	87
VIII.4. Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions	88
VIII.4.1. Action statique (Efforts dus aux déformations)	88
VIII.4.2. Déplacement dû au retrait	89
VIII.4.3. Déplacement dû au fluage	89
VIII.4.4. Déplacement dû à la variation de température	89
VIII.5. Action dynamique	90
VIII.5.1. Effort de freinage	90
VIII.5.2 Chargement A(l) :	90
VIII.5.3. Chargement Bc :	90
VIII.6. Effort dû au vent	91
VIII.7. Critères de stabilité	91
VIII.7.1. Stabilité à la rotation	91
VIII.7.2. Stabilité au flambement	92
VIII.7.3. Condition de non-glissement	92
VIII.8. Etudes des dés d'appuis	94
VIII.8.1. Dimensionnement des dés d'appuis	94
VIII.8.2. Ferrailage des dés d'appui	95
VIII. Conclusion	96
Conclusion Generale	97

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

<i>Figure I-1 : Tracée en plan.....</i>	<i>2</i>
<i>Figure I-2 : Profil en long</i>	<i>3</i>
<i>Figure I-3 : Profil en travers</i>	<i>3</i>
<i>Figure I-4 : Classement des zones de sismicité en Algérie par ordre croissant.....</i>	<i>5</i>
<i>Figure I-5 : Carte de zonage sismique en Algérie.</i>	<i>5</i>
<i>Figure II-1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.....</i>	<i>8</i>
<i>Figure II-2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier passif</i>	<i>9</i>
<i>Figure II-3 : Situation durable et situation accidentelles.....</i>	<i>10</i>
<i>Figure III-1: Elément d'une poutre</i>	<i>15</i>
<i>Figure III-2 : Caractéristique géométrique de la poutre</i>	<i>19</i>
<i>Figure III-3 : Section d'about</i>	<i>19</i>
<i>Figure III-4: Section médiane</i>	<i>20</i>
<i>Figure III-5: Section intermédiaire.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure IV-1 : Variation de surface des sections de la poutre</i>	<i>26</i>
<i>Figure VI-2 : Poutre intermédiaire et poutre de rive.....</i>	<i>28</i>
<i>Figure VI-3 : Système de charges Bc.</i>	<i>32</i>
<i>Figure VI-4: Système Bt.....</i>	<i>35</i>
<i>Figure VI-5: Système de charge Br.</i>	<i>36</i>
<i>Figure VI-6: Système de charge Mc120.....</i>	<i>37</i>
<i>Figure IV-7: Convoi D240</i>	<i>38</i>
<i>Figure IV-8 : Charge sur le garde-corps.....</i>	<i>39</i>
<i>Figure V-1 : Définition des poutres, dalle, appuis.</i>	<i>40</i>
<i>Figure V-2 : Affectation des charge permanentes CP.....</i>	<i>41</i>
<i>Figure V-3 : Charges A(l).....</i>	<i>41</i>
<i>Figure V-4 : Charge BC2VC</i>	<i>42</i>
<i>Figure V-5 : Charge BC3VC</i>	<i>42</i>
<i>Figure V-6 : Charge D240.</i>	<i>43</i>
<i>Figure V-7 : Charge Mc120.....</i>	<i>43</i>
<i>Figure V-8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sous charge Al</i>	<i>44</i>
<i>Figure V-9 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU sous charge D240.</i>	<i>45</i>
<i>Figure V-10 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS sous charge Al.</i>	<i>45</i>

<i>Figure V-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sous charge D240+</i>	46
<i>Figure VI-1 : Section de l'hourdis</i>	47
<i>Figure VI-2: Moment maximum longitudinal ELU BC3VC+</i>	47
<i>Figure VI-3 : Moment maximum longitudinal ELS BC3VC+</i>	48
<i>Figure VI-4 : Effort tranchant longitudinal ELU BC3VC+</i>	48
<i>Figure VI-5: Effort tranchant longitudinal ELS BC3VC+</i>	49
<i>Figure VI-6 : Moment maximum transversal ELU D240+</i>	49
<i>Figure VI-7 : Moment maximum transversal ELS D240+</i>	50
<i>Figure VI-8 : Effort tranchant transversal ELU BC3VC+</i>	50
<i>Figure VI-9 : Effort tranchant transversal ELS BC3VC+</i>	51
<i>Figure VI-10 : Ferrailage Nappes (superieur et inferieur)</i>	60
<i>Figure VI-11 : Ferrailage dans le sens longitudinal</i>	61
<i>Figure VI-12 : Ferrailage dans le sens transversal</i>	61
<i>Figure VII-1 : Représentation schématique de la précontrainte par pré-tension</i>	64
<i>Figure VII-2: Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension</i>	66
<i>Figure VII-3 : Trace d'un câble</i>	72
<i>Figure VII-4 : Disposition des câbles à l'about</i>	73
<i>Figure VII-5 Tracés des câbles</i>	74
<i>Figure VII-6 Tension le long du câble</i>	77
<i>Figure VII-7 Variation de la contrainte du béton au niveau d'un câble</i>	81
<i>Figure VIII- 1: Constitutions d'un appareil d'appui (S.E.T.R.A.2000)</i>	86
<i>Figure VIII- 2: Dimensions de l'appareil d'appui</i>	88
<i>Figure VIII - 3: Dimension de Dés d'appuis</i>	94
<i>Figure VIII-4 : Ferrailage des dés d'appui</i>	96

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau II-1 : Contraintes à l'état limite de service.</i>	10
<i>Tableau II-2 : Caractéristiques des aciers actifs.</i>	12
<i>Tableau II-3 : Modules de déformation instantanée et différée du béton.</i>	13
<i>Tableau II-4 : Valeurs de module de déformation E</i>	13
<i>Tableau II-5 : Valeurs de module de déformation G</i>	14
<i>Tableau III-1: Calcul de l'inertie de la section ABOUT</i>	20
<i>Tableau III-2 : Calcul de l'inertie de la section médiane</i>	21
<i>Tableau III-3: Calcul de l'inertie de la section intermédiaire</i>	22
<i>Tableau III-4 : Inertie de la poutre intermédiaire avec hourdis</i>	22
<i>Tableau III-5 : Inertie de poutre de rive avec hourdis</i>	23
<i>Tableau III-6 : Section géométrique des section nettes</i>	24
<i>Tableau IV-1 : Classe de pont</i>	25
<i>Tableau IV-2 : Caractéristiques du pont.</i>	26
<i>Tableau IV-3 : Valeur de LV_0</i>	31
<i>Tableau IV-4 : Valeurs de $A(L)$ en fonction du nombre de voies chargées</i>	32
<i>Tableau IV-5 : Système de charge Bc</i>	33
<i>Tableau IV-6: Valeur de bc</i>	33
<i>Tableau VI-7 Coefficient bt</i>	35
<i>Tableau V-1 : Les différentes combinaisons de charges</i>	44
<i>Tableau VI-1 : Récapitulatif de ferrailage</i>	60
<i>Tableau VII-1 : Caractéristiques des sections</i>	68
<i>Tableau VII-2 : Disposition des câbles</i>	74
<i>Tableau VII-3 : Récapitulatif des longueurs des câbles</i>	75
<i>Tableau VII-4 : Pertes par frottement</i>	76
<i>Tableau VII-5: Valeur de λ pour chaque câble</i>	77
<i>Tableau VII-6: Pertes par recul d'ancrage</i>	78
<i>Tableau VII-7 Excentricités des câbles</i>	79
<i>Tableau VII-8 : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton</i>	80
<i>Tableau VII-9: Pertes instantanées</i>	80
<i>Tableau VII-10 : Pertes par fluage</i>	82
<i>Tableau VII-11 : Pertes par relaxation des aciers</i>	83
<i>Tableau VII-12 : Pertes totales dues aux pertes différées</i>	84

<i>Tableau VII-13 : Pertes totales</i>	<i>84</i>
<i>Tableau VIII- 1: Efforts statiques des appareils d'appui</i>	<i>90</i>
<i>Tableau VIII-2 : Les dimensionnement des dés d'appui.....</i>	<i>95</i>

LISTES DES ABREVIATIONS

F_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

F_{bu} : Résistance caractéristique du béton à l'ELU.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif

σ_s : Contrainte de traction de l'acier passif.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite de traction de l'acier passif.

E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

γ_b : Coefficient de sécurité de l'acier.

F_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

F_{peg} : Limite élastique garantie des aciers actifs.

f : Coefficient de frottement en courbe. A_p :

Section des aciers actifs

\emptyset : Diamètre de la gaine.

φ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

H_p : Hauteur de la poutre.

E_p : Épaisseur de l'âme.

Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

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

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

$S\Delta$: moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

R : Rayon de giration

B : section de l'élément

I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considéré

e par rapport à (Δ) tel que

B : Section brute.

b : Largeur de la table de compression

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

I : Moment d'inertie de la section.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

ρ_b : Masse volumique du béton.

l_c : Largeur chargeable.

l_v : Largeur d'une voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

G : Charge permanente.

b_c : Coefficient de pondération du convoi Bc.

n : Nombre de voies.

Q : Charge d'exploitation.

δ : Coefficient de majoration dynamique (poutre).

δ' : Coefficient de majoration dynamique

R : Résultantes des charges.

T : Effort tranchant.

P1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

P_{\min} : Précontrainte minimale.

P : Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.

PII : Valeur caractéristique minimale de La précontrainte.

Bn : Section nette.

Section des aciers actifs

\emptyset : Diamètre de la gaine.

ϕ : Coefficient de frottement en ligne.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Épaisseur de l'âme.

Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

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

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

S_{Δ} : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

R : Rayon de giration

B : section de l'élément

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

B : Section brute.

b : Largeur de la table de compression

V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

B_{br} : Section brute.

I_n : Moment d'inertie de la section nette.

I_{br} : Moment d'inertie de la section brute.

σ_{bt1} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

σ_{bt2} : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

P_0 : Effort à l'origine.

n : Nombre de câbles

e_p : Excentricité du câble moyen.

d : enrobage des armatures

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

$\bar{\sigma}_{ts}$ et $\bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et

inf.

ψ_s = Coefficient de scellement relatif à une armature

r_{se} : Contrainte d'adhérence.

r_{se} : Contrainte limite d'adhérence.

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La construction des ponts est une discipline essentielle de l'ingénierie civile. Depuis l'époque romaine, les ponts et les routes ont joué un rôle indispensable en permettant le déplacement rapide et sécurisé des armées, ce qui a facilité l'expansion territoriale. Aujourd'hui, les ponts restent des infrastructures publiques cruciales, classées parmi les ouvrages d'art, et nécessitent des études détaillées pour garantir leur performance, leur sécurité et leur durabilité.

Ce projet se concentre sur l'étude et la conception d'un pont à poutres en béton précontraint dans la réalisation des travaux d'accessibilité de la zone touristique (ZET) de SIDI FREDJ et PALM BEACH (Ouest d'Alger). Ce projet contribue au développement économique, social et touristique de la région, car les infrastructures sont des indicateurs clés du développement d'un pays en raison de leur complexité de réalisation, et de gestion et d'entretien.

L'étude de ce projet est divisée en huit chapitres. Nous commençons par une présentation générale de l'ouvrage et de sa conception, en expliquant les objectifs et les enjeux de la construction du pont. Ensuite, nous abordons le prédimensionnement du tablier, une étape importante pour assurer la stabilité et la résistance de la structure. Cette section inclut également la définition et le calcul des charges permanentes et des surcharges, qui sont essentiels pour évaluer les contraintes auxquelles le pont sera soumis.

Pour déterminer les efforts agissant sur l'ouvrage, nous avons utilisé le logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2021. Ce logiciel nous a permis de modéliser la structure avec précision, en tenant compte des différents types de charges et des conditions environnementales. Nous avons calculé la précontrainte et dimensionné les éléments de la superstructure tels que les appareils d'appuis.

Nous avons aussi étudié le platelage, la précontrainte, et les vérifications nécessaires pour garantir la durabilité de l'ouvrage. Cela inclut l'analyse des pertes de précontrainte, qui peuvent affecter la performance à long terme du pont. Enfin, le mémoire est complété par une conclusion générale qui reprend les points essentiels de l'étude et met en évidence les limitations et les contributions apportées par ce modeste projet répondant aux normes de sécurité et de confort, et contribuant au développement régional.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline, et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leurs prédimensionnement et problèmes d'exécutions. Ce projet m'a été proposé par L'ENGOA (Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art) de la wilaya d'ALGER pour objectif de l'étude d'un pont a poutres en béton précontraint dans la réalisation des travaux d'accessibilité de la zone touristique (ZET) de SIDI FREDJ et PALM BEACH (Ouest d'Alger)

Pour la conception de notre ouvrage, nous avons besoin de connaître les données fonctionnelles et naturelles.

I.2. Données fonctionnelles

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ensemble du projet est situé de part et d'autre de la route nationale RN 11, entre ZERALDA et l'intersection de la RN 11 -SIDI FREDJ)

I.2.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan représenté dans la Figure I-1 est défini comme étant la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la route

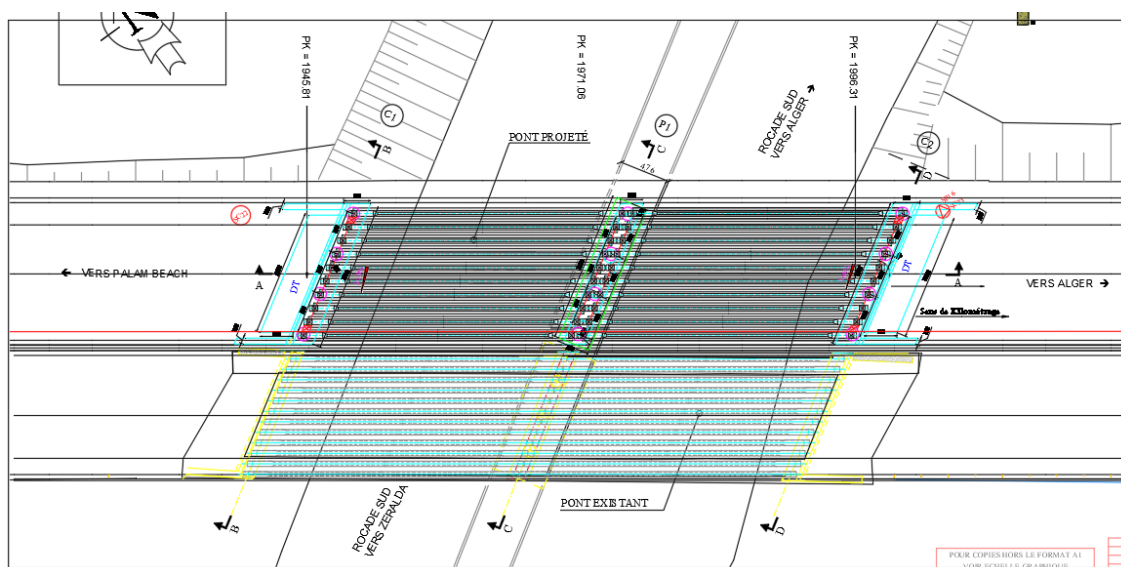


Figure I-1 : Tracée en plan

I.2.1.2. Profil en long

Un profil en long de voie est une coupe longitudinale qui passe par l'axe de la route (Figure I-2), l'ouvrage à étudier dans le cadre de ce travail est composé de 2 travées :

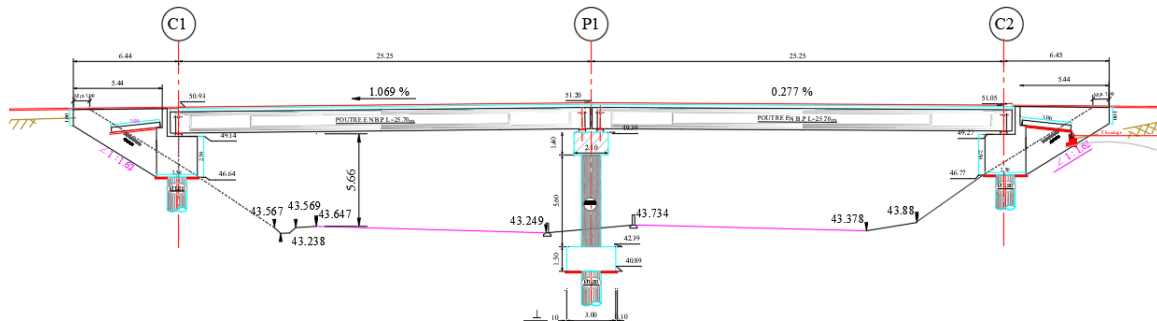


Figure I-2 : Profil en long

I.2.1.3. Profil en travers

Par définition le profil en travers représente l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Les éléments les plus importants de notre ouvrage sont :

- Une largeur du tablier de 14.20 m
- Poutre de 25.7m
- Deux corniches.
- Deux glissières de sécurité.
- Un garde-corps.
- Un dévers de 2,5%.

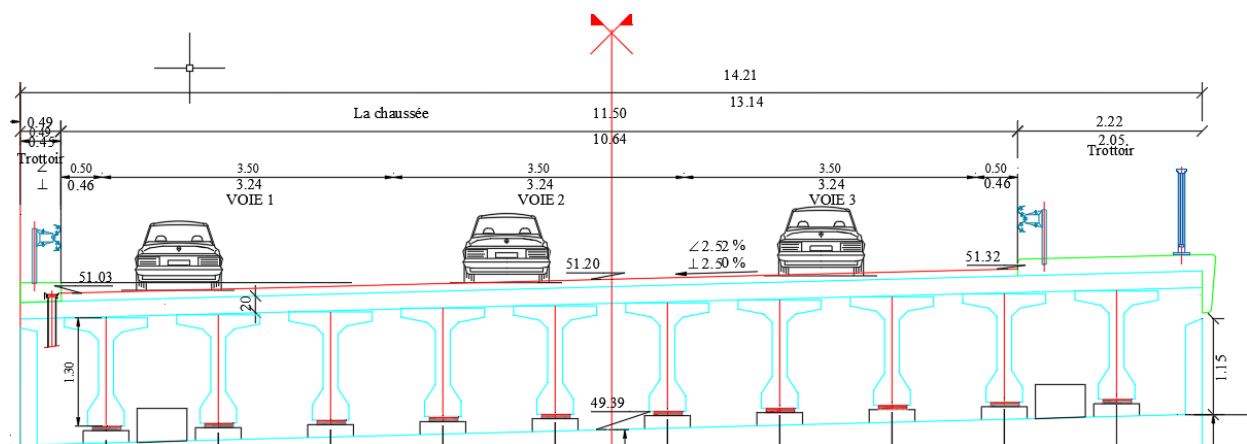


Figure I-3 : Profil en travers

I.3. Données naturelles

2.1. Géologie locale de l'ouvrage

La géologie de Cheraga 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).

2.2. Données sismiques

D'après le règlement parasismique algérien (RPOA/ version 2008), la wilaya d'Alger est classée zone « III » c'est à dire zone de forte sismicité.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis à vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci après

- Groupe 1 : Pont stratégique ;
- Groupe 2 : Pont important
- Groupe 3 : Pont d'importance moyenne.

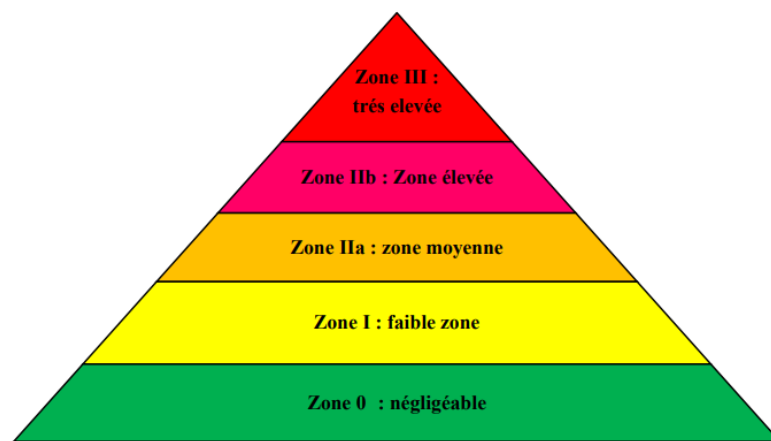


Figure I-4 : Classement des zones de sismicité en Algérie par ordre croissant.

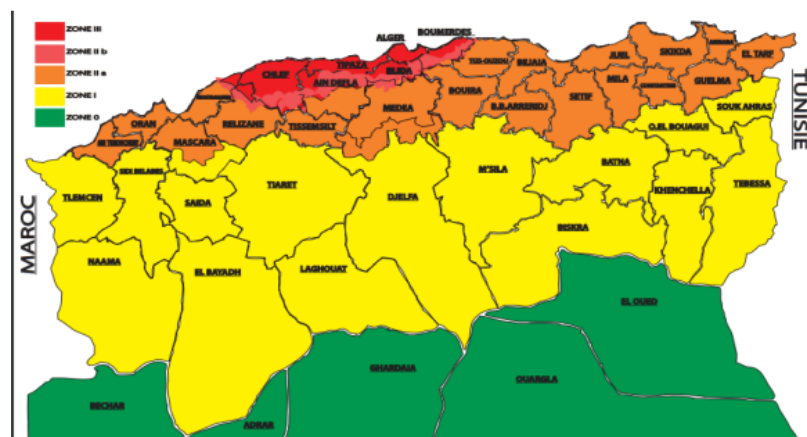


Figure I-5 : Carte de zonage sismique en Algérie.

I.3. Conclusion

Les données fonctionnelles et naturelles sont essentielles pour toute étude, car elles offrent les informations indispensables pour mener des analyses précises et approfondies.

Chapitre II :

Caractéristiques des Matériaux

II.1 Introduction

Le dimensionnement des éléments composant la structure du pont est étroitement lié aux caractéristiques des matériaux utilisés. Pour cette étude, les caractéristiques des matériaux sont conformes aux prescriptions des règlements suivants :

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

II.2 États limites

Les états limites sont les limites dans lesquels les structures ne satisferont plus aux normes exigées par les règlements si elle dépasse ces limites.

Il existe 2 états de limites :

- Etat limite ultime ELU : borné par les limites de résistance du béton et des armatures.
- Etat limite de service ELS : borné par des limites de déformation ou de fissuration des éléments.

II.2.1 Etat limite ultime ELU

Les états limites ultimes, sont les états associés à la ruine d'une structure, c'est-à-dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurale, ils correspondent à l'atteinte de la capacité portante maximale de la structure.

La contrainte limite de compression du béton à l'E.LU est définie par la formule suivante :

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

Avec : θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$\theta = 1$	pour	$t > 24h$.
$\theta = 0,9$	pour	$1h \leq t \leq 24h$
$\theta = 0,85$	pour	$t < 1h$

γ_b : Coefficient de sécurité(dépendant de la nature de la sollicitation) :

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas accidentel.

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas durable ou transitoire.

$$f_{c28} = 35\text{MPa} \Rightarrow F_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1.15} \Rightarrow F_{bu} = 25.86\text{Mpa.}$$

Les diagrammes de contraintes déformations adoptées sont de deux types :

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

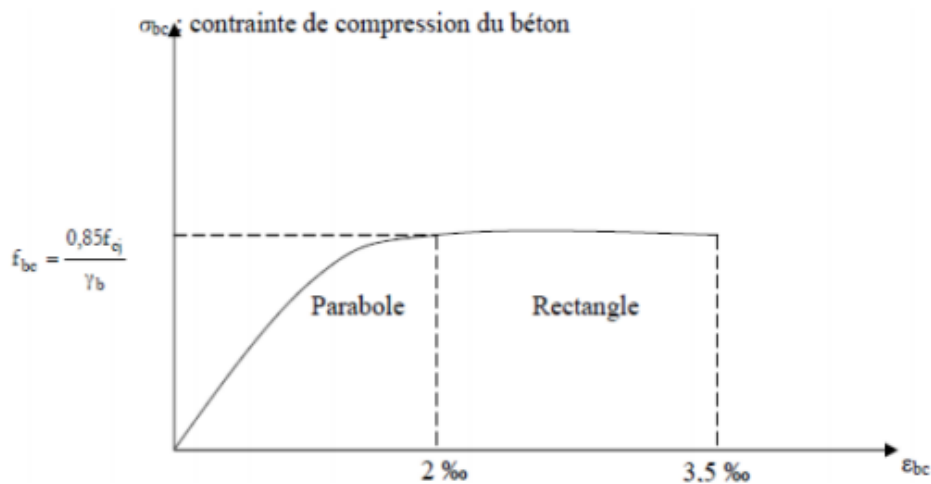


Figure II-1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

II.2.2 Etat limite de service ELS

Les états limites de service sont les états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. On s'intéresse à la limite de déformation instantanées ou différées et d'ouverture des fissures.

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L.S est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

➤ Pour le Tablier

$$\sigma_{bc} = 21.0 \text{ MPa} (f_{c28} = 35 \text{ MPa})$$

II.3. Aciers

Les aciers sont principalement employés dans le cadre de la fabrication béton armé (armatures) ou béton précontraint (câbles, torons...). On utilise deux types d'acier dans les ouvrages en béton, les armatures dites passives représentant les armatures classiques du béton armé et les armatures dites actives qui sont les câbles de précontrainte.

II.3.1. Aciers passifs

Les aciers utilisés pour notre ouvrage sont des armatures à haute adhérence de nuance FeE500 dont le module de Young est $1,95 \cdot 10^5$ MPa.

II.3.1.1. Diagramme des contraintes déformations

La figure II.1 représente la loi de comportement de l'acier passif

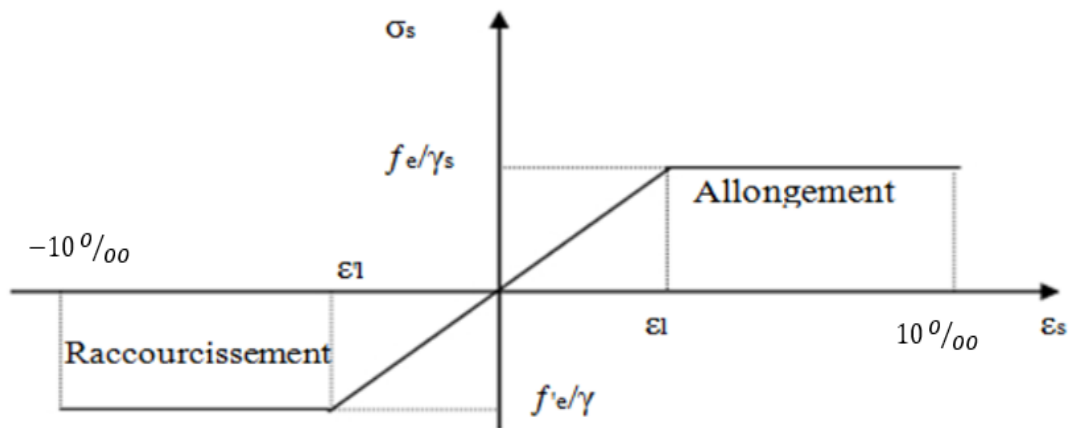


Figure II-2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier passif

II.3.1.2. Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte limite de l'acier à l'état limite est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_s = f'e/\gamma_s$$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ pour les combinaisons durables. } \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ pour les combinaisons accidentelles. } \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 434,78 \text{ MPa}$$

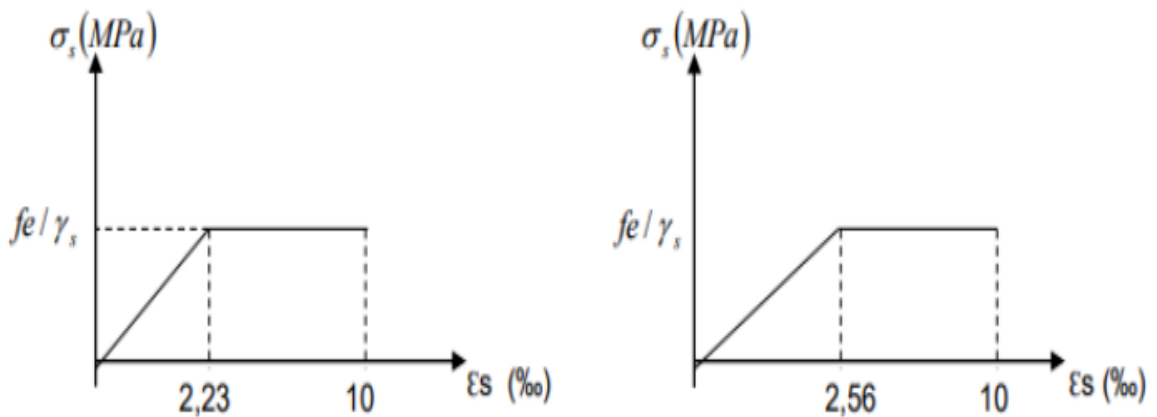


Figure II-3 : Situation durable et situation accidentelles.

II.3.1.3. Contrainte de l'acier à l'ELS

La contrainte limite de l'acier dépend de la nature des fissurations comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Contraintes à l'état limite de service.

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

II.3.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint.

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers actifs sont classés par catégories : fils, barres, torons.

Les câbles utilisés dans notre ouvrage sont des torons de diamètre 15 mm (T15) de classe 1770 TBR (très basse relaxation).

II.3.2.1. Caractéristiques des câbles (FREYSSINET) :

Section nominale du câble 7T15 = 1050 (mm²).

EP : Module de Young = 195000 MPa

Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

ρ_{1000} : la relaxation à 1000 heures exprimée en %, $\rho_{1000} = 2.5\%$

μ_0 : Coefficient pris pour l'armature TBR, $\mu_0 = 0.43$

II.3.2.2. Caractères garantis

- Limite d'élasticité : $f_{peg} = 1573$ MPa
- Limite de rupture : $f_{prg} = 1770$ MPa

La valeur max de la tension à l'origine σ_0 doit être : $\sigma_0 \leq \text{Min} (0,8 F_{prg} ; 0,9 F_{peg})$ en post-tension

Donc : $\sigma_0 \leq \text{Min} (1416, 1415,7) = 1415,7$ MPa.

- Gaine : $\Phi_{ext} : 60$ mm.
- Frottements :
 - Coefficient de frottement en courbe : $f = 0,17 \text{ rad}^{-1}$
 - Coefficient de frottement en ligne (déviation parasite) : $\varphi = 16.10^{-4} \text{ m}$

Au tableau II-2 ci-dessous regroupe les caractéristiques des aciers actifs utilisés dans les calculs de notre projet :

Tableau II-2 : Caractéristiques des aciers actifs.

Câbles utilisés	7T15
Contrainte caractéristique garantie	$F_{peg} = 1573 \text{ MPa}$
La valeur max de la tension à l'origine σ_{po} { $\sigma_{po} \leq \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$ }	$\sigma_{po} = 1415,7 \text{ MPa}$.
Contrainte de rupture garantie	$F_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
Module d'élasticité	$E_p = 195000 \text{ MPa}$
Section droite d'un toron	$A_{p\text{-toron}} = 150 \text{ mm}^2$
Section d'un câble	$A_p = 1050 \text{ mm}^2$
Coefficient de frottement en ligne (déviations parasites)	$\phi = 0.0016 \text{ m}^{-1}$
Coefficient de frottement en courbe	$f : 0,17 \text{ rd}^{-1}$
Coefficient de recul d'encrage	$g = 6 \text{ mm}$
Diamètre du gain	$\Phi_{ext} = 60 \text{ mm}$

II.4. Béton

Le béton s'obtient par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additifs, offrant les particularités suivantes :

- Il facilite sa mise en œuvre.
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité et une bonne adhérence.

II.4.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour notre projet, la résistance caractéristique à la compression à 28 jours f_{c28} est :

- Pour le béton du tablier : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

II.4.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance de compression par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

- Pour le béton de tablier : $f_{c28} = 35\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 \rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ Mpa}$

II.4.3. Module de déformation longitudinale de béton E

Le tableau ci-dessous regroupe les formules permettant de calculer la déformation instantanée et différée du béton.

Tableau II-3 : 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, Nous avons eu 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> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Le tableau suivant indique les valeurs de la déformation instantanée et différées du tablier.

Tableau II-4 : Valeurs de module de déformation E

	F_{c28}(Mpa)	E_{ij} (Mpa)	E_{vj} (Mpa)
Tablier	35	35981.729	12102.945

- E_{ij} (MPa) : Déformations instantanées
- E_{vj} (MPa) : Déformations différées

II.4.4. Coefficient de Poisson ν

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

Chapitre II : Caractéristiques des Matériaux

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.4.5. Module de déformation transversale du béton G

Il est donné par la formule suivante :

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

$$\text{Pour } \nu = 0 \Rightarrow G = \frac{35981.729}{2(1 + 0)} = 17990.8645 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \nu = 0,2 \Rightarrow G = \frac{35981.729}{2(1 + 0,2)} = 14992.387 \text{ MPa}$$

Les valeurs du module G (cisaillement) sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : Valeurs de module de déformation G

	ELS (Mpa)	ELU (Mpa)
Tablier	14992.387	17990.8645

II.5. Conclusion

Les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude sont :

- Le béton ($f_{c28} = 35\text{MPa}$)
- Les aciers passifs (FeE500).
- Les aciers actifs (des câbles 7T15S de classe 1770TBR).

Nous procéderons au prédimensionnement des éléments constitutifs du pont dans le chapitre suivant.

Chapitre III :

Prédimensionnement du Tablier

III. 1. Introduction

Dans ce chapitre en va étudier la superstructure (hourdi et poutres), le prédimensionnement de la superstructure est fait conformément au document S.E.T.R.A 2008 (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes).

III. 2. Pré-dimensionnement de la poutre

Les poutres comportent une table de compression constituant la partie supérieure et un large talon constituant la partie inférieure, ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur.

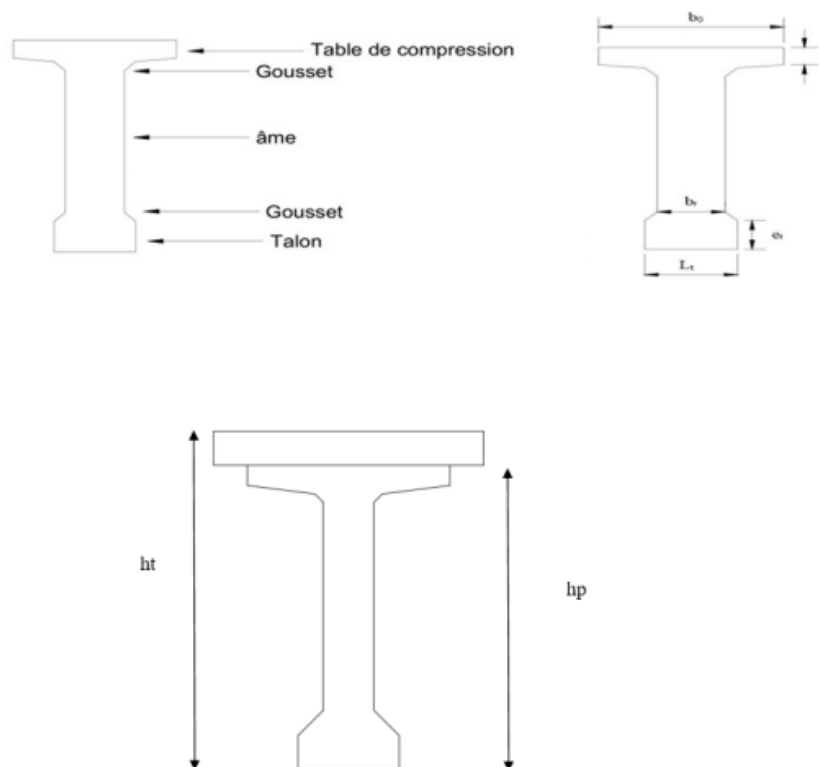


Figure III-1: Elément d'une poutre

III. 2.1. Hauteur de la poutre « h_p »

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

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

$$1,08m \leq h_p \leq 1,785m$$

On prend : $h_p = 1.50m$

III. 2.2. Entre axe des poutres « λ »

Entre axe entre deux poutres de l'extrémité :

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

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

III. 2.3. Nombre de poutre « N »

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive.

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

Avec : l_a : distance entraxe des appuis de rives

$$N = \frac{12,15}{1,50} + 1 = 9 \text{ poutres}$$

III. 2.4. Épaisseur de l'âme « b_0 »

➤ Section d'about :

On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre le placement des ancrages des câbles convenablement.

On fixe $b_0=50cm$

➤ Section médiane :

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et facilite la bonne mise en place du béton.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$b_0 \geq \frac{Hp}{36} + 6 + \phi_{ext} \text{ gaine}$$

$$b_0 \geq \frac{150}{36} + 6 + 6.6$$

$$b_0 \geq 16.76cm$$

$$18cm \leq b_0 \leq 25cm$$

On prend : $b_0=21cm$

➤ Section intermédiaire

$25 \leq b_0 \leq 35 \Rightarrow$ On prend : $b_0=35 cm$.

III. 2.5. Dimensions du talon

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par 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 h_t est comprise entre 10cm et 20 cm, pour permettre un bon bétonnage.

On prend : $h_t = 15cm$

➤ **Largeur du talon**

On a : $40cm \leq b_t \leq 70cm$

$$b_t = 50cm$$

III. 2.6. Dimensions du gousset

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correct du talon, cette pente doit satisfaire l'expression :

➤ **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 :

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

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

$$7,5 \text{ cm} \leq h_g \leq 11,25 \text{ cm}$$

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

III. 2.7. Table de compression

➤ **Largeur de table de compression « b0 »**

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité des poutres au déversement latéral, et elle est conditionnée par la largeur du hourdis. Elle est donnée par la condition suivante :

$$0,6 H_p \leq b \leq 0,7 H_p$$

$$0,9 \leq b \leq 1,05$$

On prend : $b = 1,00 \text{ m} \rightarrow b = 100 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur de la table de compression**

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm} \Rightarrow \text{Donc : } e = 12 \text{ cm.}$$

III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre

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.

$$V = h_t - V'$$

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

La numérotation des différents éléments utilise pour définir les caractéristiques géométriques des sections de la poutre (tableaux 1,2et 3) est présente en figure ci-dessous

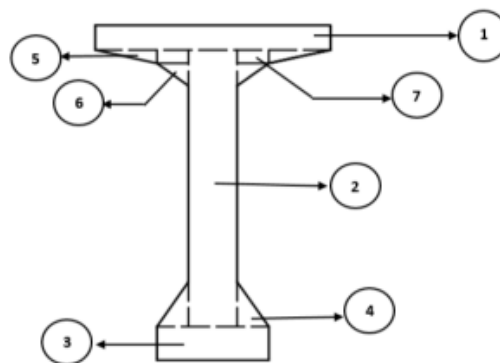


Figure III-2 : Caractéristique géométrique de la poutre

III.4 Caractéristique géométrique des sections brutes

III.4.1. Poutre sans hourdis

III.4.1.1 Section about

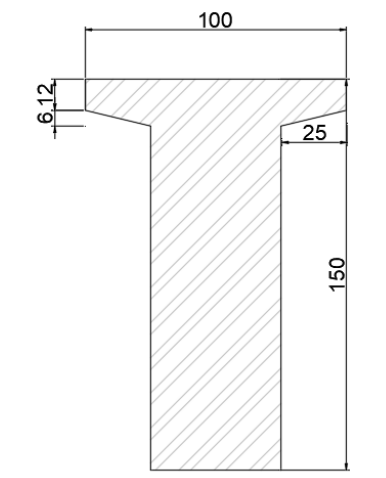


Figure III-3 : Section d'about

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III-1

Tableau III-1: Calcul de l'inertie de la section ABOUT

Désignation	Largeur(cm)	Hauteur(cm)	B (cm)	Z (cm)	$S_{\Delta} = (cm^3)$	$I_0 (cm^4)$	$I_{\Delta} (cm^4)$
1	100	12	1200	142,5	171000	14400	24381900
2	25	6	150	136	20400	300	2774700
3	50	138	6900	69	476100	10950300	43801200
Total			8250		667500	10965000	70957800

$I_G (cm^4)$	$V' (cm)$	$V (cm)$	r^2	$\rho \%$
16950982	80,909091	69,090909	2054,6645	0,3675553

III.4.1.2 Section médiane

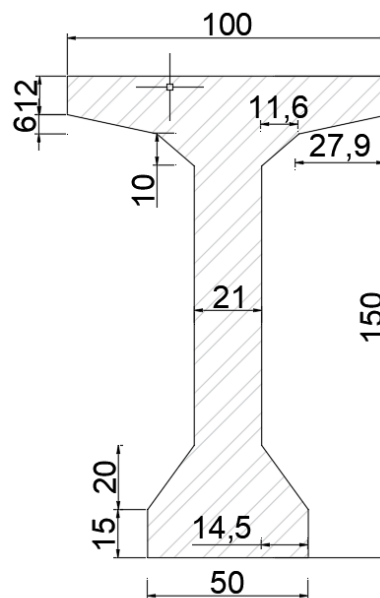


Figure III-4: Section médiane

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau III.3

Tableau III-3: Calcul de l'inertie de la section intermédiaire

Désignation	L (cm)	H (cm)	B (cm)	Z (cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
1	100	12	1200	144	172800	14400	24897600
2	35	123	4305	76,5	329332,5	5427528,75	30621465
3	50	15	750	7,5	5625	14062,5	56250
4	7,5	9	67,5	18	1215	303,75	22173,75
5	27,9	6	167,4	136	22766,4	334,8	3096565,2
6	4,6	3	13,8	130,5	1800,9	6,9	235024,35
7	4,6	6	55,2	135	7452	165,6	1006185,6
TOTAL			6558,9		540991,8	5456802,3	59935263,9

I _g (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ²	ρ %
15313127,92	82,48209303	67,51790697	2334,70977	0,41923184

III.4.2. Poutres avec hourdis

III.4.2.1. Poutre intermédiaire

Tableau III-4 : Inertie de la poutre intermédiaire avec hourdis

	Désignation	Dimension	B(cm ²)	Z(cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Section d'about	Poutre		8250		667500	10965000	70957800
	Hourdis	150×25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	Poutre +hourdis		12000		1276875	11160312,5	170176550
Section intermédiaire	Poutre		6558,9		540991,8	5456802,3	59935263,9
	Hourdis	150×25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	Poutre +hourdis		10308,9		1150366,8	5652114,8	159154014
Section médiane	Poutre		5245,6		438791,373	3292821,04	51024244,1
	Hourdis	150×25	3750	162,5	609375	195312,5	99218750
	Poutre +hourdis		8995,6		1048166,37	3488133,54	150242994

Chapitre III : Prédimensionnement du Tablier

	I_g(cm⁴)	V'(cm)	V(cm)	r²	ρ %
Section d'about	34309069,53	106,40625	68,59375	2859,089128	0,391720238
Section intermédiaire	30784956,63	111,589675	63,4103251	2986,250388	0,422028934
Section médiane	28110757,64	116,519896	58,4801043	3124,945267	0,458600147

III.4.2.2. Poutre de rive

Tableau III-5 : Inertie de poutre de rive avec hourdis

	Désignation	Dimension	B (cm²)	Z(cm)	SΔ (cm³)	I₀ (cm⁴)	IΔ (cm⁴)
Section d'about	Poutre		8250		667500	10965000	70957800
	Hourdis	175×25	4375	162,5	710937,5	227864,5833	115755208,3
	Poutre +hourdis		12625		1378437,5	11192864,58	186713008,3
Section intermédiaire	Poutre		6558,9		540991,8	5456802,3	59935263,9
	Hourdis	175×25	4375	162,5	710937,5	227864,5833	115755208,3
	Poutre +hourdis		10933,9		1251929,3	5684666,883	175690472,2
Section médiane	Poutre		5245,6		438791,37	3292821,039	51024244,09
	Hourdis	175×25	4375	162,5	710937,5	227864,5833	115755208,3
	Poutre +hourdis		9620,6		1149728,9	3520685,622	166779452,4

	I_g(cm⁴)	V'(cm)	V(cm)	r²	ρ %
Section d'about	36210834,76	109,1831683	65,8168317	2868,18493	0,399130104
Section intermédiaire	32344825,01	114,4997942	60,5002058	2958,21482	0,427039601
Section médiane	29378824,38	119,5069822	55,4930178	3053,74139	0,460469249

III.5. Sections géométriques des sections nettes

Les caractéristiques des sections nettes sont déduites des caractéristiques des sections brutes, en considérant que les trous des armatures (câbles) longitudinaux ne participent pas à la résistance, même s'ils seront remplis avec mortier injecté. Cette déduction peut se faire d'une façon forfaitaire.

5 % de la section brute B nette = 0,95 B brute.

10 % du moment d'inertie I nette = 0,90 I brute.

8% du moment statique S nette = 0,92 S brute.

Tableau III-6 : Section géométrique des section nettes

	POUTRE SEULE			POUTRE +HOUDIS					
	RIVE ET INTERMEDIAIRE			INTERMEDIAIRE			RIVE		
	ABOUT	INTERMEDIAIRE	MEDIANE	ABOUT	INTERMEDIAIRE	MEDIANE	ABOUT	INTERMEDIAIRE	MEDIANE
B (cm2)	7711,53	6204,735	4568,835	10561,53	9054,735	7418,835	11012,78	9505,985	6204,735
SΔ(cm2)	691471,8	537272,7	405539,7	1178971,8	1024772,7	893039,7	1256159,3	1101960,2	537272,7
I_g(cm4)	10111875	15238584,6	12989952	23401262	28669306,85	24476390,26	24853009	30037148,61	25514242,79
V'(cm)	85,183901	82,26121905	84,32405963	106,04744	107,5165717	114,3559218	108,36059	110,1266402	117,1163768
V(cm)	44,816099	67,73878095	65,6759404	43,952561	42,48342828	35,64407821	41,63941	39,87335978	32,88362324
r2	1245,7036	2333,162551	2701,0068	2104,9222	3007,911497	3134,261746	2143,9054	3001,823712	3079,83086
ρ %	0,3263046	0,418709177	0,487716974	0,4515977	0,658521699	0,768934267	0,4751489	0,683612449	0,799704564

III.6. Conclusion

Le prédimensionnement de la poutre fournit des dimensions initiales essentielles pour garantir sa performance structurelle. Ces estimations préliminaires servent de base pour les analyses détaillées et optimisent le processus de conception.

Et notre ouvrage comporte :

- L'épaisseur de la dalle est de 25 cm, la hauteur de la poutre est de 1.5 m.
- L'épaisseur de l'âme est de 50 cm à l'about, de 21 cm pour la section médiane et de 35 cm pour la section intermédiaire.

Dans le chapitre suivant on procèdera au calcul des charges et surcharges.

Chapitre IV :

Calcul des Charges et Surcharges

IV .1. Introduction

Le présent chapitre porte sur l'évaluation des charges et surcharges nécessaires à la détermination des moments qui sollicitent l'ouvrage concerné. Ce calcul est fait conformément au règlement R.C.P.R 2008. (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes)

IV.2. Caractéristiques du pont

IV.2.1. Largeur roulable « Lr »

Elle est définie comme la largeur comprise entre le dispositif de retenue ou de bordures.

La largeur roulable de notre pont est de : $L_r = 11,5 \text{ m}$

IV.2.2. Largeur chargeable « Lc »

Elle est réduite à partir de la largeur roulable, si :

- Il y a des barrières ou glissières :

$$L_c = L_r - (2 \times 0,5).$$

La largeur chargeable de notre pont est de : $L_c = 11,5 - 2 \times 0,5 = 10,5 \text{ m}$

$$L_c = 10,5 \text{ m}$$

IV.2.3. Classe du pont

On distingue trois classes de ponts, on fonction de leur largeur roulable qui sont les suivantes :

Tableau IV-1 : Classe de pont

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

Comme la largeur roulable "Lr" du pont est supérieure à 7 m, donc selon le règlement R.C.P.R 2008, notre pont est de classe 1.

IV.2.4. Nombre de voies « N »

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

$$N = E\left[\frac{l_c}{3}\right] = \frac{10,5}{3} = 3,5 \rightarrow \text{Donc on a 3 voies.}$$

IV.2.5. Largeur d'une voie « Lv »

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

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{10,5}{3} = 3,5\text{m}$$

Les différentes caractéristiques de ce pont sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Caractéristiques du pont.

Caractéristiques du pont	
Largeur roulable (m)	11,5
Largeur chargeable (m)	10,5
Classe du pont	1
Nombre de voies	3
Largeur de la voie (m)	3,5

IV.3. Evaluation des charges

IV.3.1. Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse (CP) et les compléments de charges permanentes (CCP) des éléments non porteurs.

IV.3.1.1. Charges permanentes (CP)

IV.3.1.1.1. Poids propre de la poutre

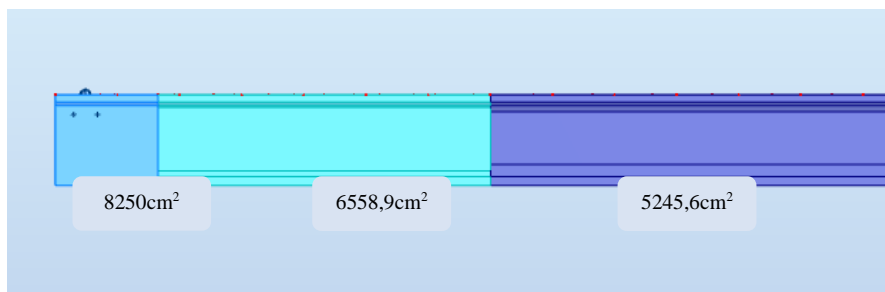


Figure IV-1 : Variation de surface des sections de la poutre

Chapitre IV : Calcul des Charges et Surcharges

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

$S_1 = 8250 \text{ cm}^2$ section about.

$S_2 = 6558,9 \text{ cm}^2$ Section intermédiaire.

$S_3 = 5245,6 \text{ cm}^2$ Section médiane.

Demi-différence de l'âme :

$$a_1 = \frac{50 - 35}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{35 - 21}{2} = 7 \text{ cm}$$

➤ Section d'about (L1)

La section d'about d'après CALGARO les abouts des poutres présentent généralement un débord de l'ordre de 50 à 60 cm par rapport à l'axe des lignes d'appui. Ainsi on peut écrire que :

$$L_1 \cong L_n + 1.20 \text{ m}$$

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

$$L_1 \cong 0.50 + 1.20$$

$$L_1 = 1.70 \text{ m}$$

➤ Section intermédiaire (L2)

$$L' = 2(L_2 + a_2) + L_3 = L_{\text{total}} - 2(L_1 + a_1) \Rightarrow 25,7 - 2(1.70 + 0.075) = 22,15 \text{ m}$$

$L' = 22,15 \text{ m} \Rightarrow L'$: La longueur de deux sections (intermédiaire et médiane).

Section intermédiaire :

$$L_2 = L' / 4$$

$$L_2 = 22,15 / 4$$

$$L_2 = 5,53 \text{ m}$$

➤ Section médiane (L3)

$$L' = 2(L_2 + a_1) + L_3$$

$$L3 = L' - 2(L2 - a1)$$

$$L3 = 22,15 - 2(5,53 - 0,075)$$

$$L3 = 11,24\text{m}$$

D'où : $L1 = 1,70\text{ m}$; $L2 = 5,53\text{m}$; $L3 = 11,24\text{m}$

Section équivalente de la poutre :

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

$$S_p = \frac{1}{25,7} \left[2 \times \left(1,70 \times 0,8250 + \frac{0,8250 + 0,6558}{2} \times 0,075 \right) + 2 \times \left(5,5 \times 0,6558 + \frac{0,6558 + 0,5245}{2} \times 0,07 \right) + 11,3 \times 0,5245 \right] = 0,628\text{m}^2$$

$$S_p = 0,628\text{m}^2$$

➤ Le poids propre de la poutre

$$P_p = \gamma b \cdot S_p = 2,5 \times 0,628 = 1,57\text{ t/ml}$$

$$P_p = 1,57\text{ t/m}$$

➤ Le poids de toutes les poutres

$$P_{pt} = 9 \times 1,57 = 14,13\text{ t/ml}$$

$$P_{pt} = 14,13\text{ t/ml}$$

IV.3.1.1.2. Calcul du poids de la dalle (hourdis)

Les dimensions de la dalle sont :

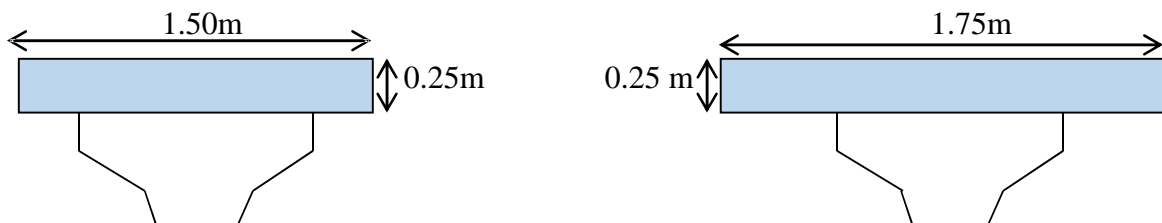


Figure VI-2 : Poutre intermédiaire et poutre de rive

Épaisseur de la dalle est de 25cm

Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive est :

$$Pr = 0.25 \times 1.75 \times 2.5 \times 1 = 1,093 \text{ t/ml}$$

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

$$Pi = 0.25 \times 1.50 \times 2.5 \times 1 = 0,937 \text{ t/ml}$$

• Le poids propre de la dalle Pd :

$$Pd = (7 \times Pi) + (2 \times Pr)$$

$$Pd = 7 \times 0,937 + 2 \times 1,093 = 8,875 \text{ t/ml}$$

$$Pd = 8,875 \text{ t/ml}$$

• Le poids total des éléments porteurs :

$$CP = (P_{total \text{ poutres}} + Pdalle) \times L$$

$$CP = (14,13 + 8,875) \times 25,7$$

$$CP = 591,22 \text{ t}$$

IV.4. Calcul du complément des charges permanentes (CCP)

IV.4.1. Poids du revêtement

L'épaisseur du revêtement en béton bitumineux, de masse volumique de 2.2 t/m³, est de e=8cm.

Ceci donne un poids de :

$$Pr = e_r \times L_r \times \rho_{BB} = 0.08 \times 11,5 \times 2.2$$

$$Pr = 2,024 \text{ t/ml}$$

IV.4.2. Poids de l'étanchéité

Le poids d'étanchéité se calcule par la formule suivante :

$$P_{ét} = E_{ét} \times L_r \times \rho_{ét} = 0,03 \times 11,5 \times 2.2$$

$$E_{ét} = 3.00 \text{ cm}$$

$$\rho_{ét} = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$L_r = 11,5 \text{ m}$$

$$P_{\text{et}} = 0,759 \text{ t/m}$$

IV.4.3. Poids de la corniche

$$P_c = \left[\frac{(0,06+0,13) \cdot 0,60}{2} + \frac{(0,19+0,05) \cdot 0,15}{2} + 0,24 \cdot 0,10 \right] \cdot 2,5$$

$$P_c = 0,2475 \text{ t/ml}$$

IV.4.4. Poids propre de la glissière de sécurité

$$P_{\text{GS}} = P_{\text{GS-gauche}} + P_{\text{GS-droite}} = 0,3 \times 2 = 0,6 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{GS}} = 0,6 \text{ t/ml}$$

IV.4.5. Le poids propre du garde-corps

Le poids du garde-corps est :

$$P_{\text{GC}} = 0,05 \times 2$$

$$P_{\text{GC}} = 0,1 \text{ t/ml}$$

IV.4.6. Trottoir

Le poids du trottoir est donné par la formule suivante :

Nous avons un trottoir :

$$L_{t2} = 2,20 \text{ m}$$

$$e = 0,3 \text{ m}$$

La surface du trottoir vaut :

$$S_{L_{t1}} = 2,20 \times 0,3$$

$$S_{L_{t1}} = 0,660 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{tr}} = 2,5 \times S_{L_{t1}}$$

$$P_{\text{tr}} = 2,5 \times 0,660$$

$$P_{\text{tr}} = 1,65 \text{ t/ml.}$$

IV.4.7. Le poids des éléments non porteurs

$$CCP = (P_r + P_{\text{ét}} + P_c + P_{\text{gs}} + P_{\text{gc}} + P_{\text{tr}}) \times L$$

$$CCP = (2,024 + 0,759 + 0,2475 + 0,6 + 0,1 + 1,65) \times 25,7$$

Chapitre IV : Calcul des Charges et Surcharges

$$CCP = 138,28T$$

Le poids des éléments non porteurs vaut donc :

$$CCP = 138,28t$$

IV.5. Poids total des actions permanentes

$$G_{\text{Totale}} = CP + CCP$$

$$G_{\text{Totale}} = 591,22 + 138,28$$

$$G_{\text{Totale}} = 729,5 t$$

IV.6. Actions dues au Traffic

- Système de charge A
- Système de charge B {Bc ; Br ; Bt}
- Surcharges militaires {Mc120}
- Convois exceptionnels {D240}

Toutes ces charges sont déterminées à l'aide de règlement RCPR 2008.

IV.6.1. Système de charge A

Le système A se compose d'une charge uniformément dans la l'intensité dépend de la longueur L chargée est donne par la formule suivante :

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

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

Pour notre cas $a_1 = 0,90$

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

LV_0 : En fonction de classe de pont

Tableau IV-3 : Valeur de LV_0

1ere classe	2eme classe	3eme classe
3.5m	3m	2.75m

$$V_0 = 3,5m$$

$$a_2 = \frac{lv_0}{lv} = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

Tableau IV-4 : Valeurs de $A(L)$ en fonction du nombre de voies chargées.

Nombre de voies	$A(L)$ (t/m ²)	a_1	a_2	L_v (m)	A (t/m)
1	1,184	1	1	3,5	4,144
2	1,184	1	1	7	8,288
3	1,184	0,9	1	10,5	11,1888

IV.6.2. Systèmes 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 :

- Système Bc : se compose de camions types.
- Système Br : se compose d'une roue isolée.
- Système Bt : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandem.

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.

IV.6.2.1. Système de charge Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux ; tous à roues simples et munies de pneumatiques. Les caractéristiques de ce type sont clarifiées dans la figure ci-dessous :

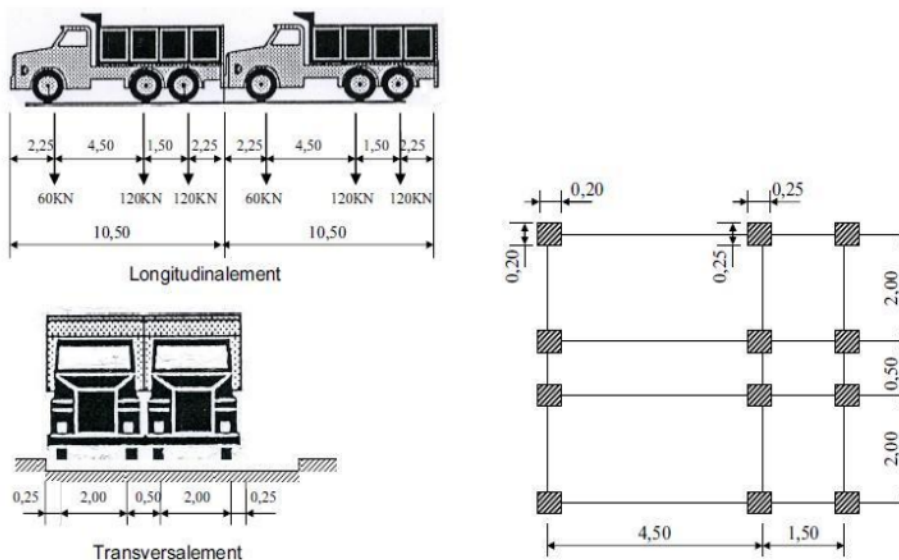


Figure VI-3 : Système de charges Bc.

Chapitre IV : Calcul des Charges et Surcharges

Selon le RCPR 2008, la masse totale du camion est 30t, le nombre de camion par fil est limité à deux.

Chaque camion port trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t donc

-Un essieu avant de 6t.

-Deux essieux arrières de 12t chacune.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant

Tableau IV-5 : Système de charge Bc

Désignation	Valeurs	Unité
Masse totale	30	t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12	t
Masse portée par l'essieu avant	6	t
Longueur d'encombrement	10,5	m
Largeur d'encombrement	2,5	m
Distance des essieux arrière	1,5	m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5	m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m

Tableau IV-6: Valeur de bc

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
2	1	1	-	-	-
3	1	0.80	-	-	-

Notre pont est de la 1ere classe avec 03 voies.

Coefficient de majoration dynamique δ :

D'après l'article 6.2.1.1 du R.C.P.R 2008, pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération le coefficient de majoration pour ce système. Il est déterminé par la formule suivante :

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

L : portée de la travée = 25,7m

G : poids total du tablier = 729,5 t

Q : la charge du véhicule pondéré

$$Q = \max \{Bc \times bc \times n \times 2 ; Bt \times bt \times 3 \times 2 ; Br\}$$

$$Q = \max \{30 \times 0,95 \times 3 \times 2 ; 16 \times 1 \times 2 \times 2 ; 10\}$$

$$Q = \max \{171t ; 64 t ; 10 t\}$$

$$Q = 171 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25,7} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{729,5 t}{171}}$$

$$\delta = 1.09$$

IV.6.2.2. Système de charge Bt

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1ere et 2eme classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux (2x16 t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques, répondant aux caractéristiques suivantes :

Charge portée par chaque essieu 160 KN.

Distance des deux essieux 1,35 m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

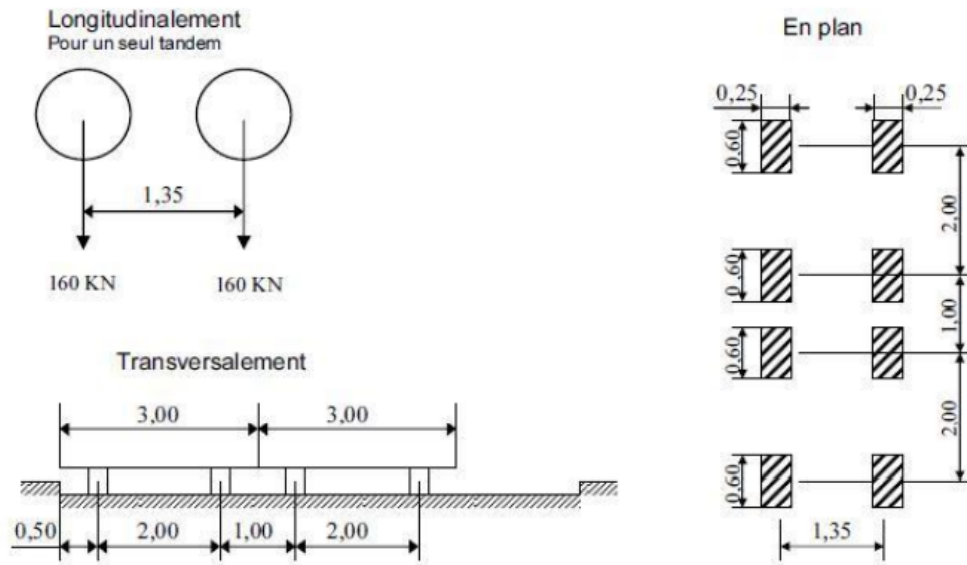


Figure VI-4: Système Bt

Le tableau VI-7 sont les valeurs du coefficient bt :

Tableau VI-7 Coefficient bt

Classe du pont	bt
Première classe	1
Deuxième classe	0,9

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

Avec :

$$S = 32 \times bt \times n$$

bt = 1 pour un pont de première classe.

$$S = 32 \times 1,2 \times 3$$

$$S = 115,2 \text{ t}$$

IV.6.2.3. Système de charge Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 10t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

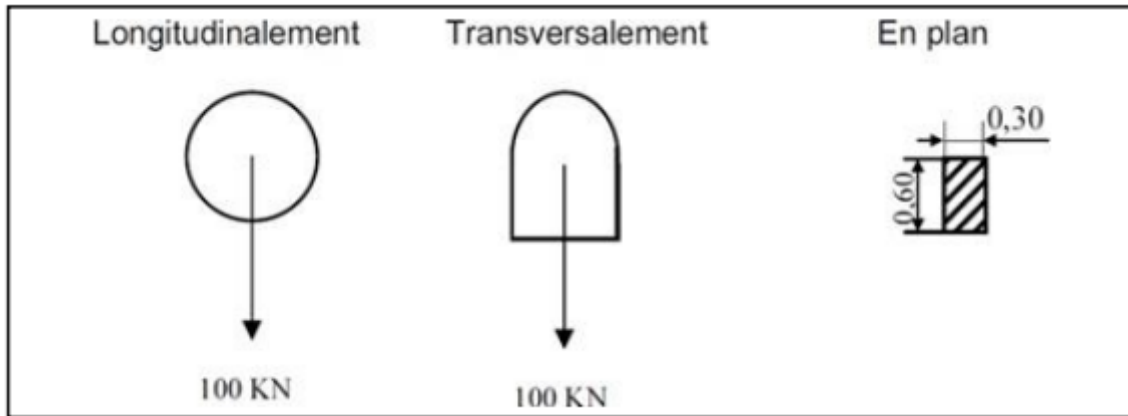


Figure VI-5: Système de charge Br.

Le coefficient de majoration dynamique δbr est égal a

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

$$\delta br = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 25,7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{729,5}{10}}$$

$$\delta br = 1,06$$

$$Br = \delta br \times br$$

$$Br = 10 \times 1,06$$

$$Br = 10,60t$$

IV.6.3. Système de charge militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120.

Les caractéristiques des véhicules sont :

- Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.
- Dans le sens transversal, un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal, le nombre de convoi est illimité.
- Poids total : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,00 m

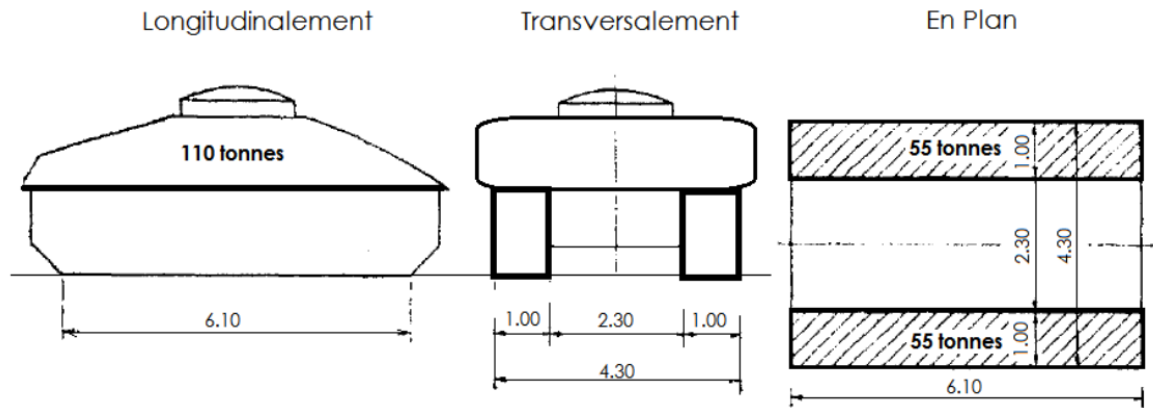


Figure VI-6: Système de charge Mc120

$$M_{c120} = 110 \text{ t}$$

La charge Mc120 est :

$$Q_{M_{c120}} = 110/6,10$$

$$Q_{M_{c120}} = 18,03 \text{ t/m}$$

Coefficient de majoration dynamique δM_{c120} :

$$\delta M_{c120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$$\delta M_{c120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 25,7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{729,5}{110}}$$

$$\delta M_{c120} = 1,09$$

$$M_{c120} = Q_{M_{c120}} \times \delta M_{c120}$$

$$M_{c120} = 18,03 \times 1,09$$

$$M_{c120} = 19,65 \text{ t/m}$$

IV.6.4. Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de large et 18,6 m de long (Figure IV-7).

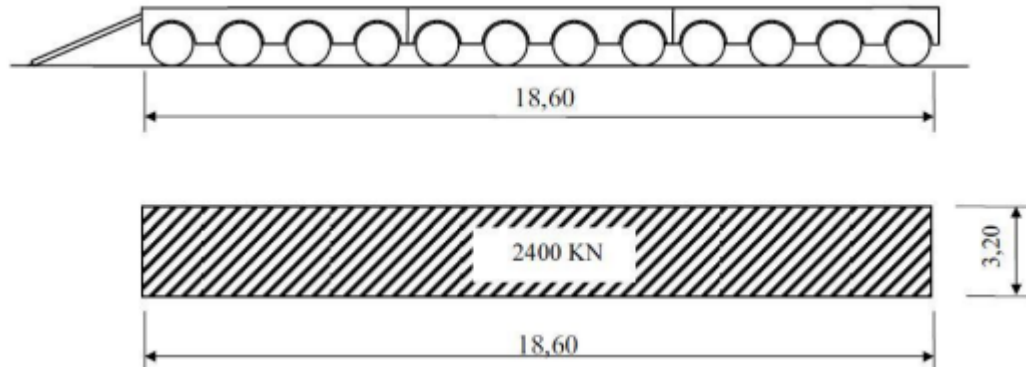


Figure IV-7: Convoi D240

Poids par mètre linéaire :

$$Q_{D240} = \frac{240}{18,60}$$

$$Q_{D240} = 12,90 \text{ t/m}$$

Poids par mètre carré :

$$Q_{D240} = \frac{240}{18,60 \times 3,2}$$

$$Q_{D240} = 4,03 \text{ t/m}^2$$

IV.7. Autres charges

IV.7.1. Surcharge sur trottoir

D'après (RCPR2008)

- Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 450 kg/m²
- Surcharge globale : c'est une surcharge uniformément répartie de 150 kg/m²

En ce qui concerne le pont étudié, une charge uniforme de 150 kg/m² est appliquée sur les trottoirs.

Le trottoir chargé donne :

$$P_{tr} = 0,15 \times 2,55$$

$$P_{tr} = 0,33 \text{ t/ml}$$

IV.7.2. Charge sur les garde-corps

Sur la main courante d'un garde-corps pour piétons est appliquée une charge horizontale perpendiculaire à la lisse supérieure et uniformément répartie d'intensité P_g (Figure IV-7). Celle-ci est donnée en fonction de la largeur utile b du trottoir, et est exprimée en mètre linéaire, soit :

$$P_g = 0.5(1 + b) = 0.5(1 + 0.5) = 0.75 \text{ t/ml}$$

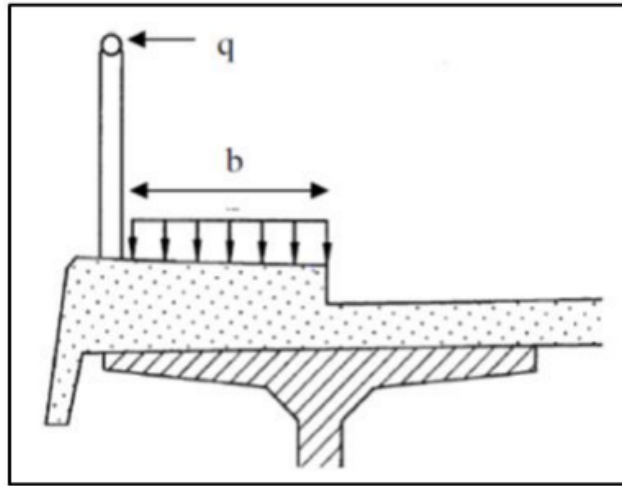


Figure IV-8 : Charge sur le garde-corps.

IV.7.3. Charge du vent

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme une pression horizontale.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de :

- 2000 N/m² pour les ouvrages en service.
- 1250 N/m² pour les ouvrages en cours de construction.

IV.7.4. Charge thermique

La différence de température est prise en compte dans les calculs comme suite :

- $T = \pm 30^{\circ}\text{C}$
- Coefficient de dilatation du béton armé : $\alpha = 1,1 \times 10^{-5}\text{C}^{-1}$

Les variations linéaires de température ont une influence uniquement sur le calcul des joints étant donné que le tablier n'est pas sollicité de façon significative.

IV.8. Conclusion

Après avoir calculé les réductions dues aux charges et surcharges appliquées à notre ouvrage, nous sommes prêts à passer à l'étape suivante : la modélisation détaillée. Celle-ci permettra d'intégrer toutes les variables essentielles pour assurer la précision et la fiabilité de notre conception.

Chapitre V :

Modélisation du Tableau

V.1. Introduction

L'utilisation du logiciel Autodesk ROBOT Structural 2021 permet d'effectuer des analyses complètes et variées, incluant les études statiques, dynamiques, linéaires et non linéaires. Cet outil est essentiel pour modéliser avec précision le comportement des structures sous différentes conditions.

V.2. Présentation du logiciel

ROBOT structure est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales (treillis, portiques, structures mixtes, grillages de poutres, plaques, ...).

V.3. Etapes de modélisation

La modélisation s'effectue comme suit :

V.3.1. Etape 1 : Définition des éléments

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés. (Kn, m), normes (BAEL91) et matériaux utilisés (Béton $f_{c28}=35\text{MPa}$).
- Définition des lignes de construction.
- Importation des différentes sections de la poutre de l'AUTOCAD.
- Définition des poutres comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.

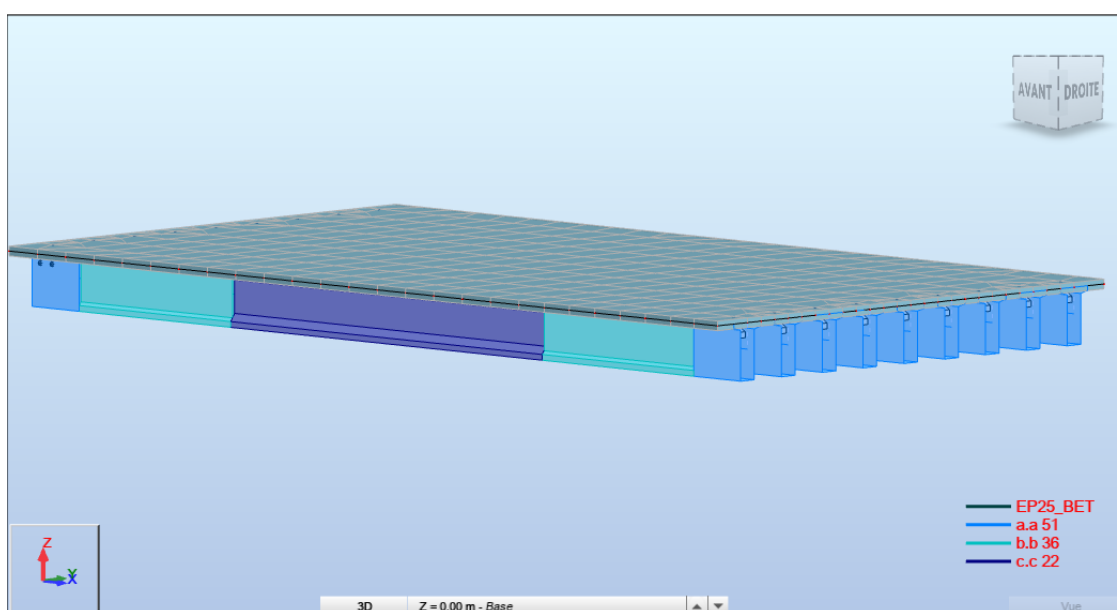


Figure V-1 : Définition des poutres, dalle, appuis.

V.3.2. Etape 2 : Affectation des charges et surcharges

L'affectation des charges permanentes CP et surcharges comprend :

- Poids des revêtements
- Poids des corniches
- Poids du garde-corps et de la glissière de sécurité.
- Surcharges B_c , D240, Mc120

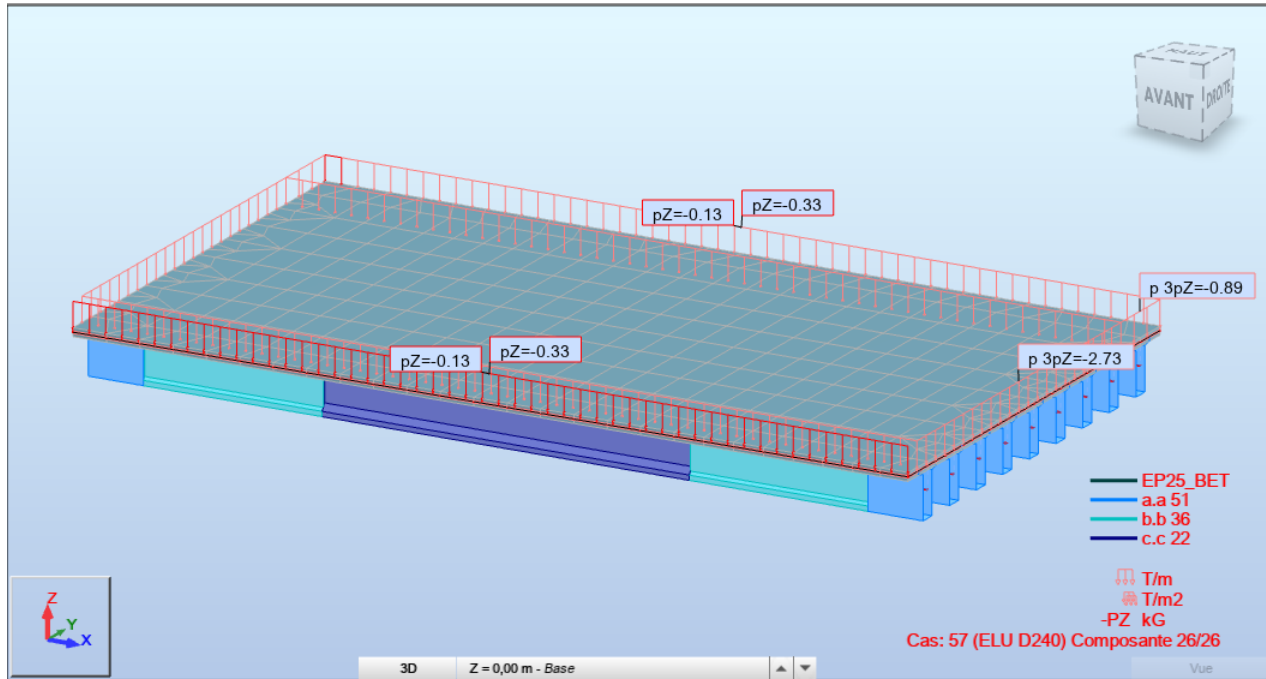


Figure V-2 : Affectation des charge permanentes CP.

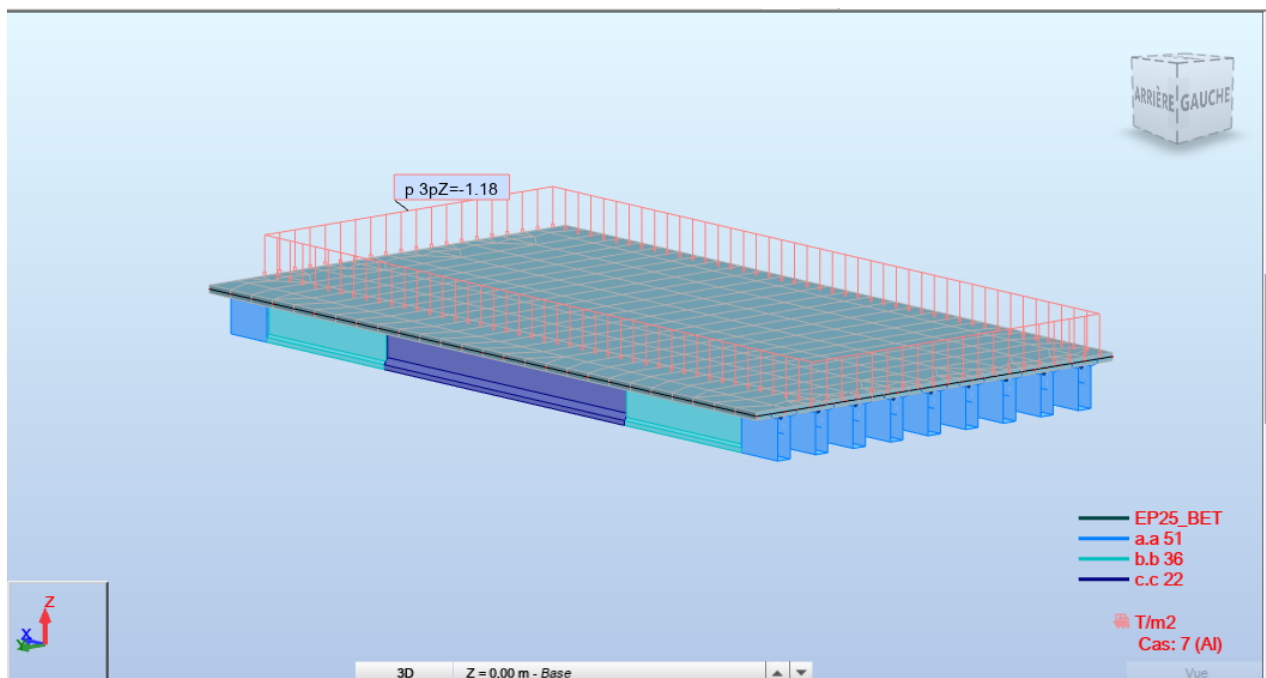


Figure V-3 : Charges A(l)

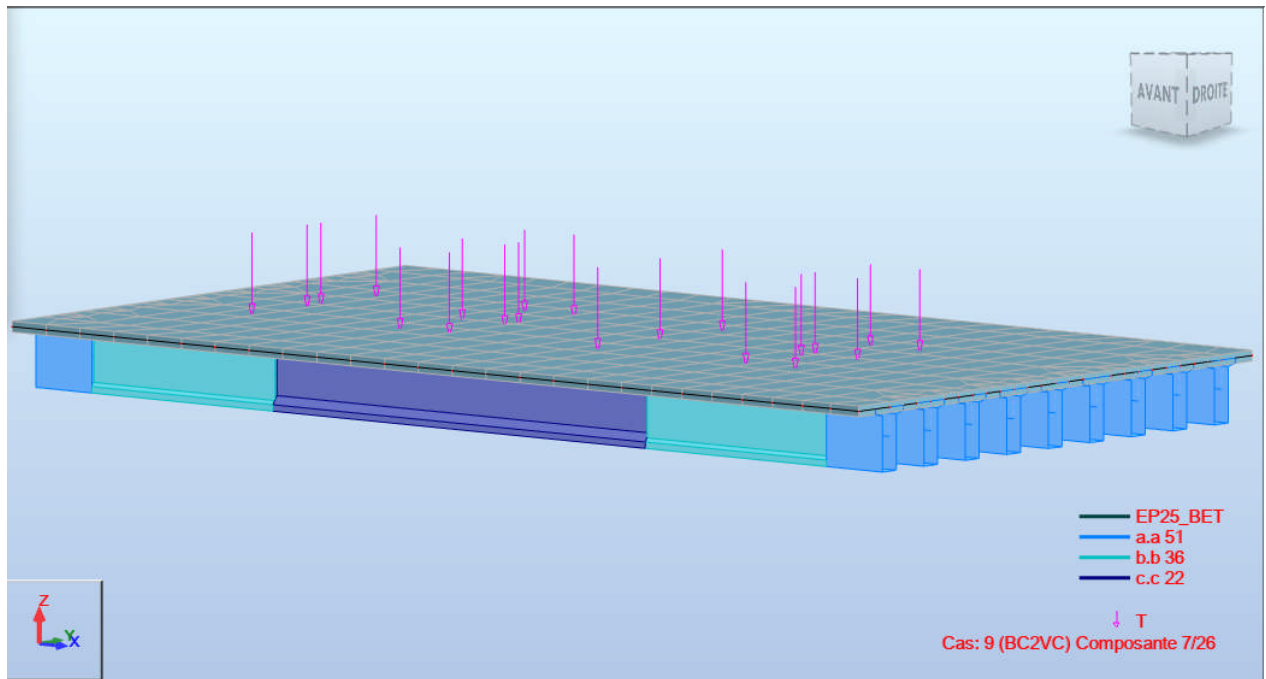


Figure V-4 : Charge BC2VC

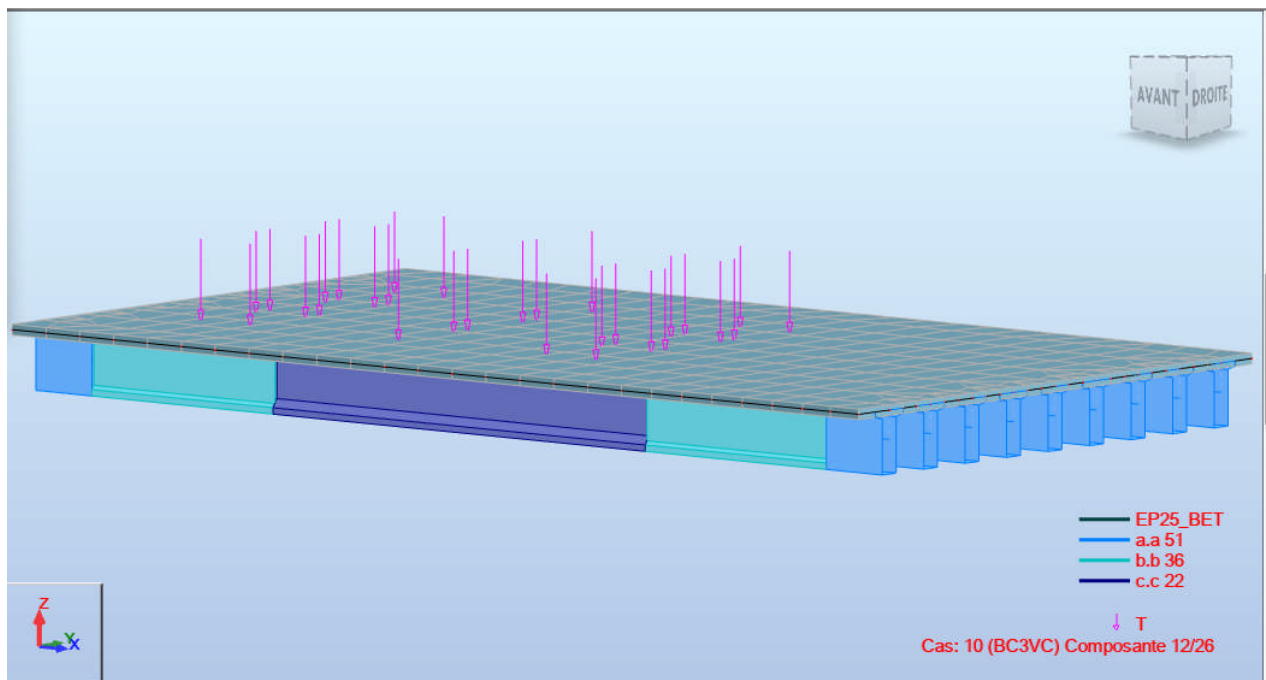


Figure V-5 : Charge BC3VC

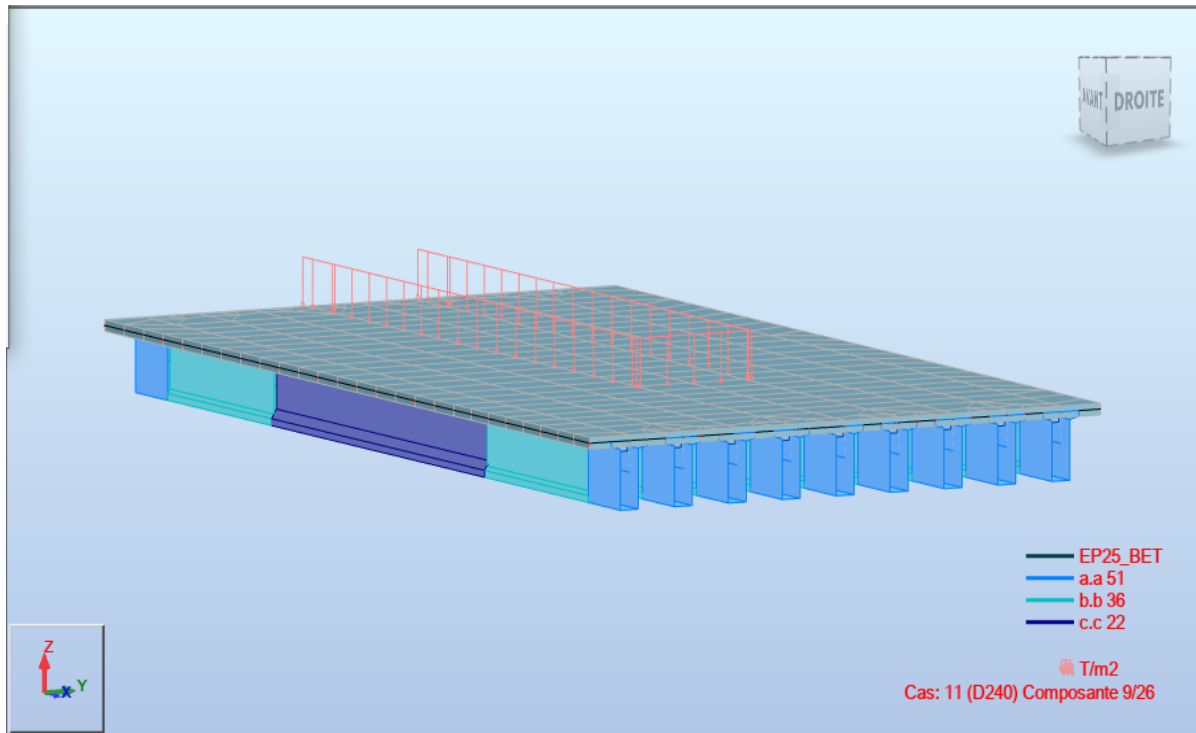


Figure V-6 : Charge D240.

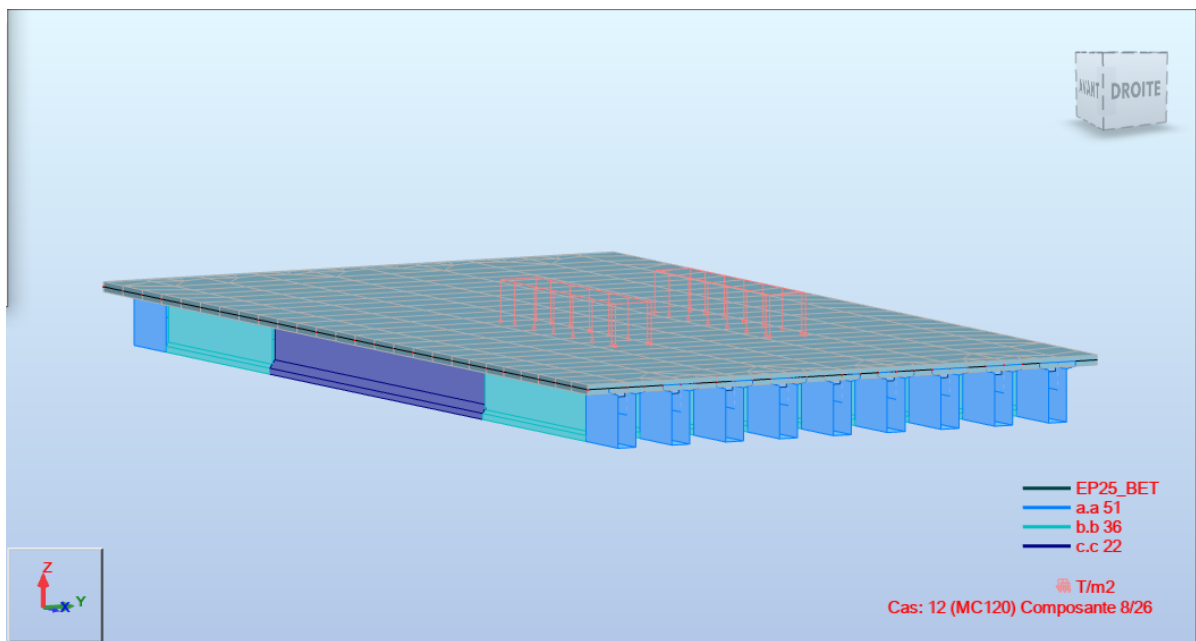


Figure V-7 : Charge Mc120.

V.3.3. Etape 3 : Définition des combinaisons de charges

Le tableau suivant nous récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage :

Tableau V-1 : Les différentes combinaisons de charges

Etats	Combinaisons
ELU: A, Bc, D240, Mc120	$1,35G + 1,6(Q_t + AL)$
	$1,35G + 1,6(Q_t + Bc)$
	$1,35(G + Mc120)$
	$1,35(G + D240)$
ELS: A, Bc, D240, Mc120	$G + 1,2(Q_t + AL)$
	$G + 1,2(Q_t + Bc)$
	$G + D240$
	$G + Mc120$

V.4 Résultats des moments et efforts tranchants

V.4.1. Moment et effort tranchant à l'ELU

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximal sont obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :

$$1,35G + 1,6(Q_t + AL)$$

La figure V-8 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant à l'ELU sous charge Al :

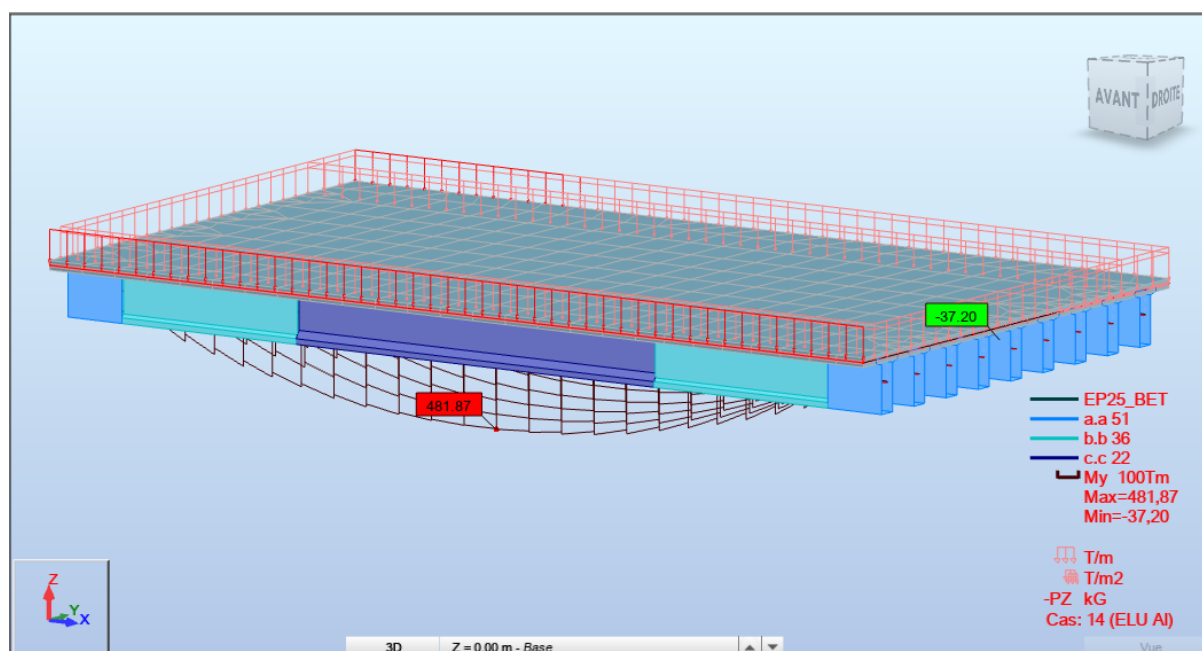


Figure V-8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sous charge Al

Le moment fléchissant ELU est donc $\rightarrow M_{\max} = 481.87 \text{ T.m}$

La figure ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant à l'ELU sous charge D240 :

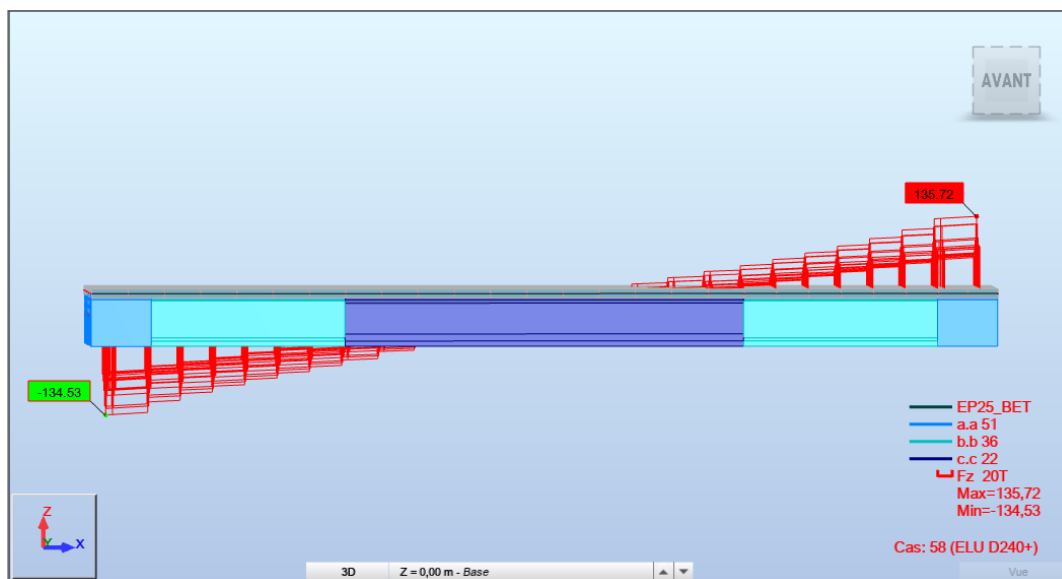


Figure V-9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU sous charge D240.

L'effort tranchant max en ELU est donc $\rightarrow T_{\max} = 135,72 \text{ t}$.

V.4.2. Moment et effort tranchant à l'ELS

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximal sont obtenus par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime : $G + D240$

La figure V-10 ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de moment fléchissant à l'ELS.

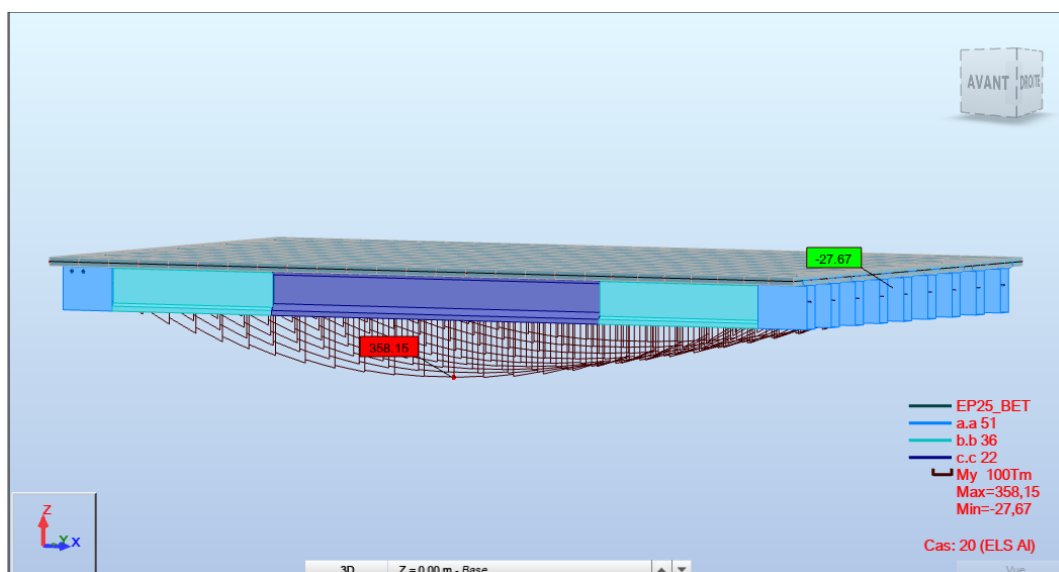


Figure V-10 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS sous charge A1.

Le moment fléchissant à ELS est donc : $\rightarrow M_{\max} = 358,15 \text{ T.m}$

La figure ci-dessous présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant à l'ELS :

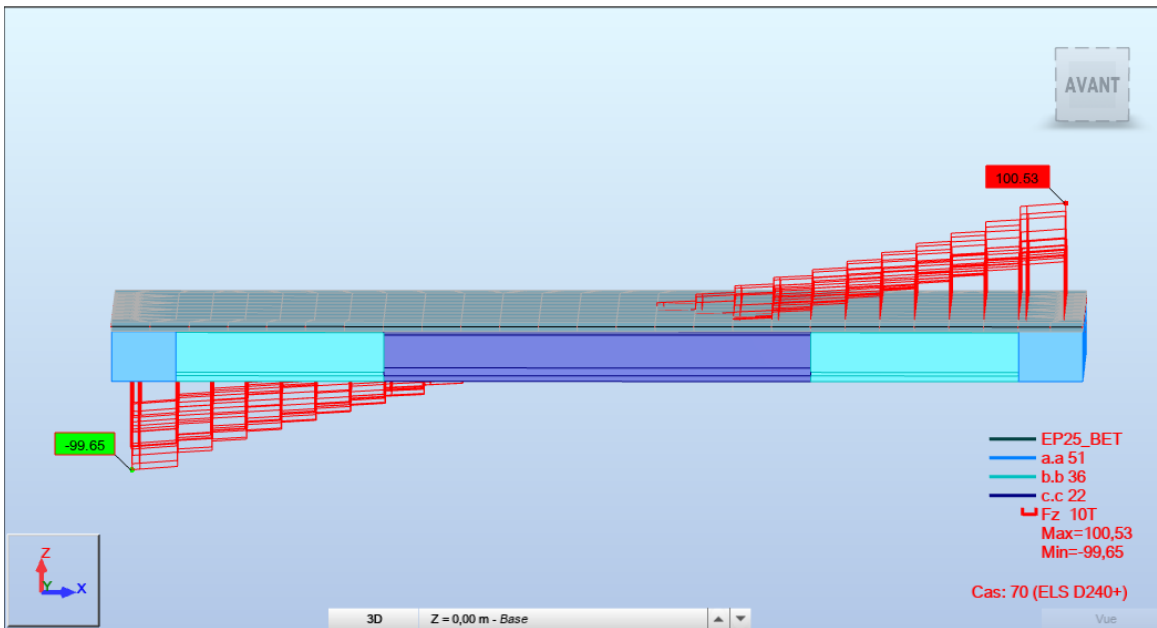


Figure V-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS sous charge D240+

- L'effort tranchant max a ELS est donc $\rightarrow T_{\max} = 100.53T$

V.5 Conclusion

Grâce à l'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2021, nous avons identifié les moments fléchissant et les efforts tranchants les plus critiques aux États Limites Ultimes (ELU) et de Service (ELS). À partir de ces résultats, nous sommes maintenant en mesure de dimensionner le ferrailage des éléments structuraux du tablier et de vérifier leur conformité aux normes de sécurité et de performance à l'ELU et à l'ELS.

Chapitre VI :

Etude du Platelage

VI.1. Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette dalle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à les transmettre aux poutres.

VI.2 Ferrailage de la dalle

La dalle travaille en flexion simple, pour la ferrailer, on considère une bande de 1 ml rectangulaire de hauteur h qui est égale à l'épaisseur de la dalle ($h = 25 \text{ cm}$), et de largeur 1 ml ($b = 1 \text{ m}$), la hauteur utile $d = 0,9 h = 22,5 \text{ cm}$.

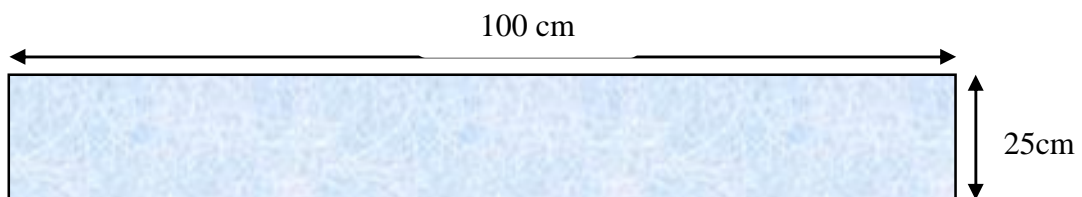


Figure VI-1 : Section de l'hourdis

Après modélisation de la dalle, les résultats obtenus pour les moments de flexion et les efforts tranchant dans le sens longitudinal et le sens transversale sont donnés ci-après.

VI.3 Flexion dans le sens longitudinal

Les moments de flexion et effort tranchant max a ELU et ELS sont donnés dans les figures respectivement :

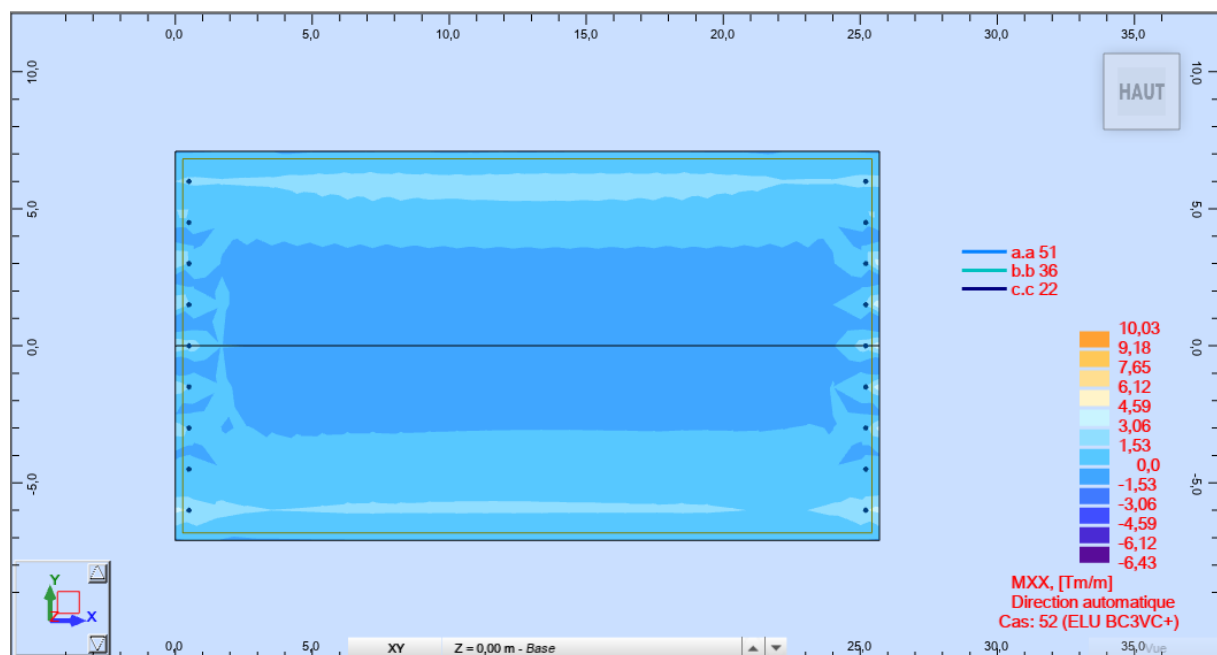


Figure VI-2: Moment maximum longitudinal ELU BC3VC+

Chapitre VI : Etude du platelage

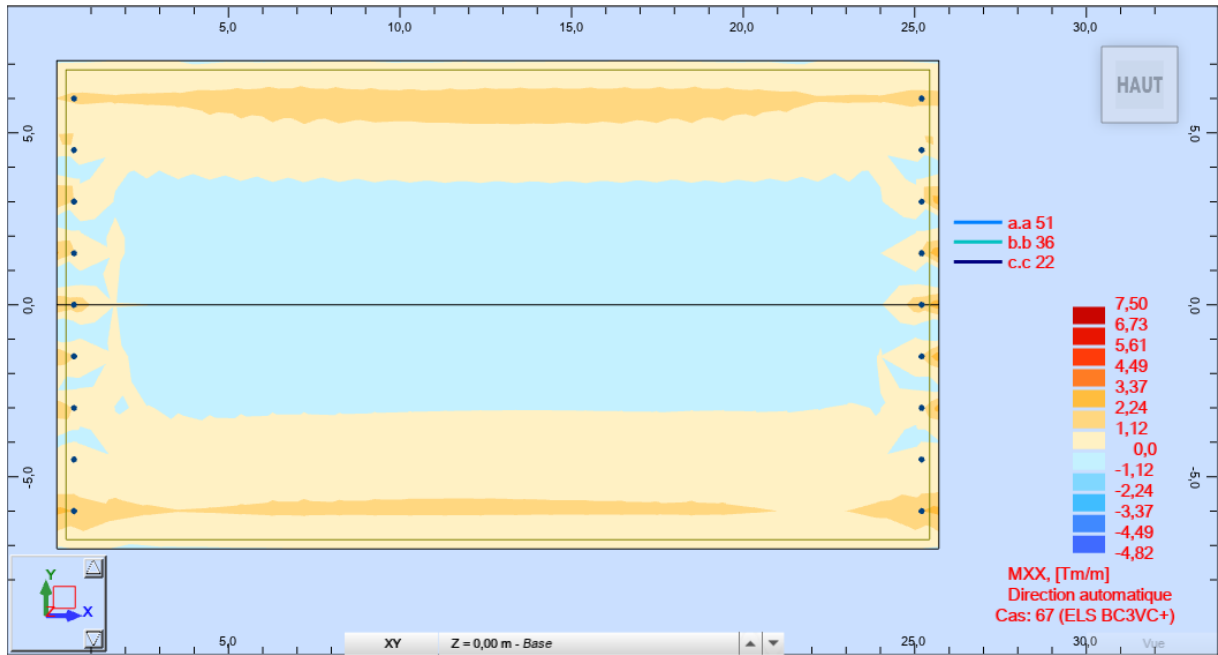


Figure VI-3 : Moment maximum longitudinal ELS BC3VC+

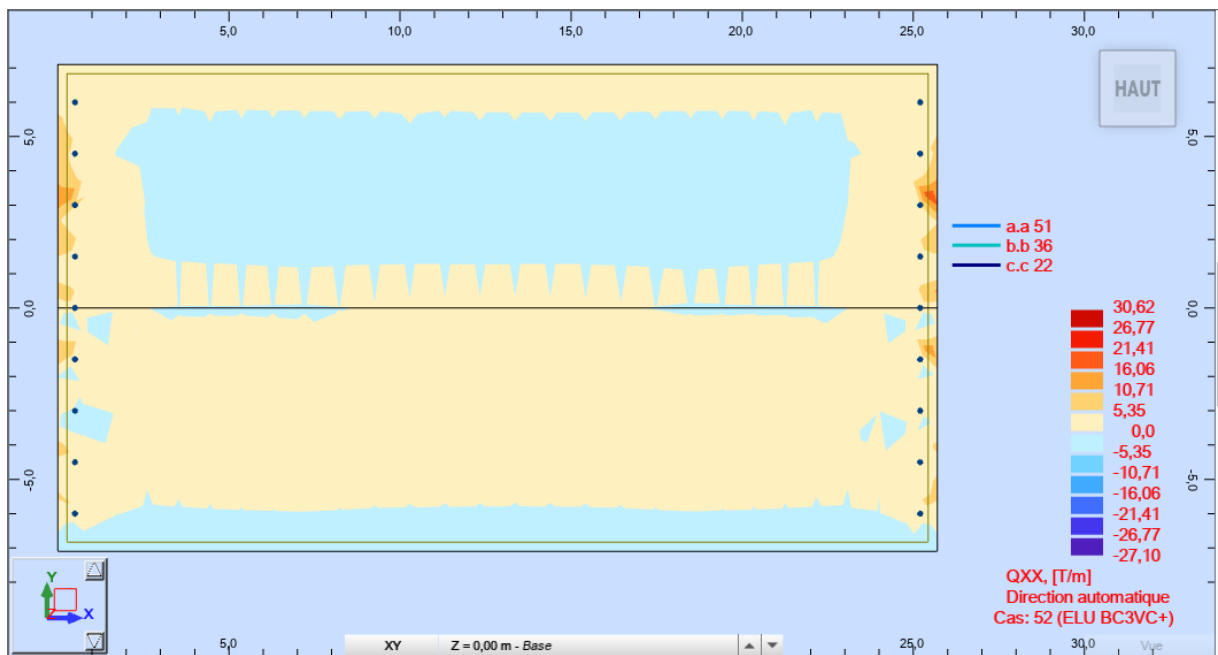


Figure VI-4 : Effort tranchant longitudinal ELU BC3VC+

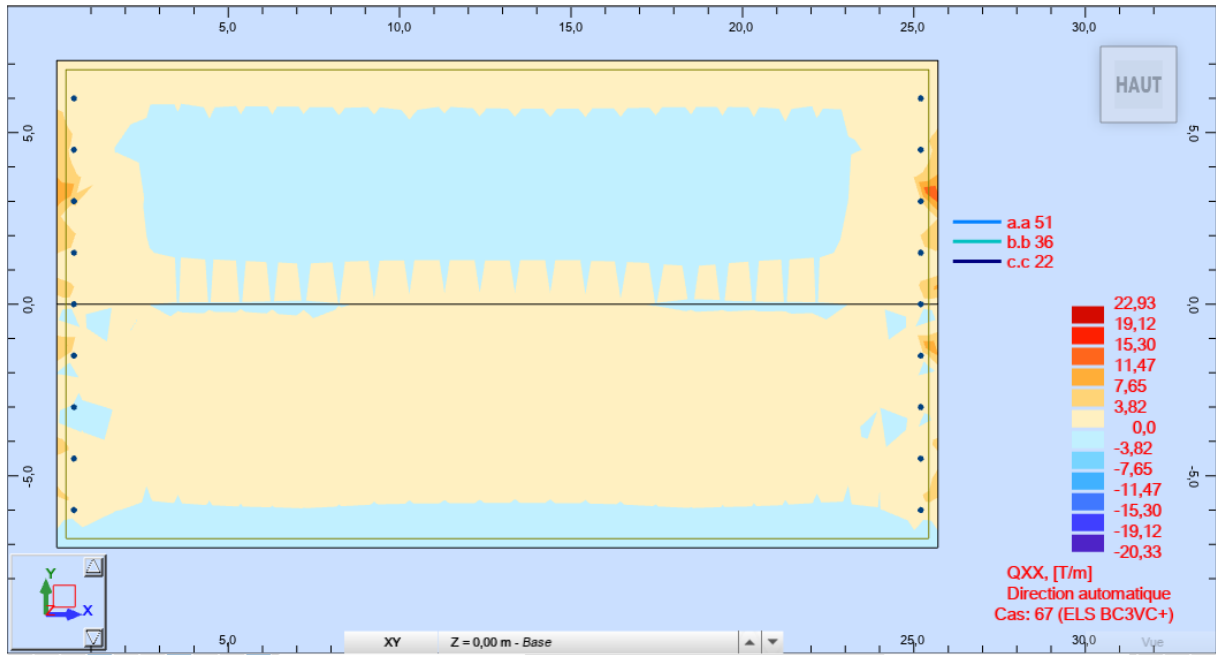


Figure VI-5: Effort tranchant longitudinal ELS BC3VC+

VI.4 Flexion dans le sens transversal

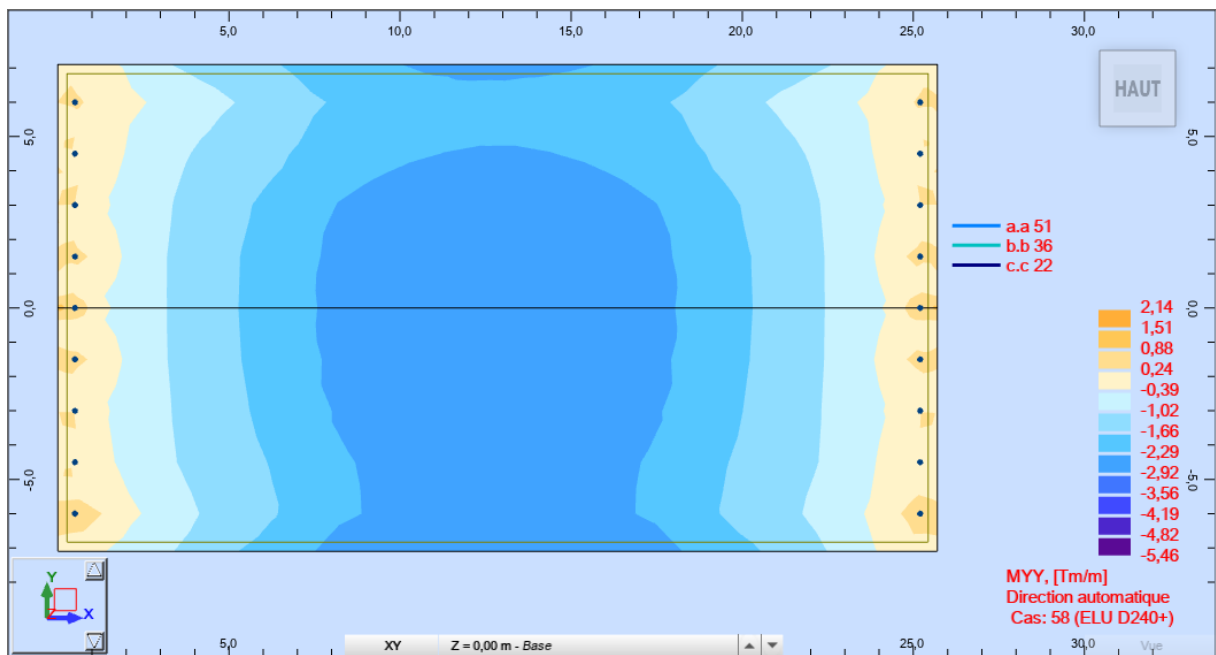


Figure VI-6 : Moment maximum transversal ELU D240+

Chapitre VI : Etude du platelage

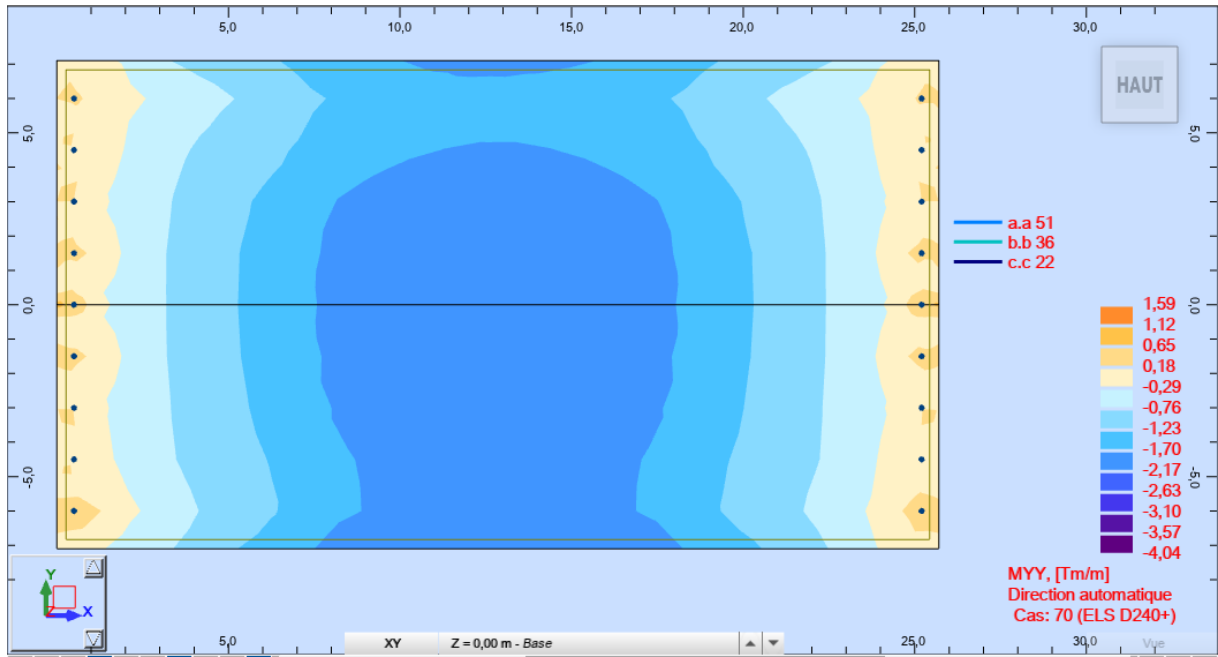


Figure VI-7 : Moment maximum transversal ELS D240+

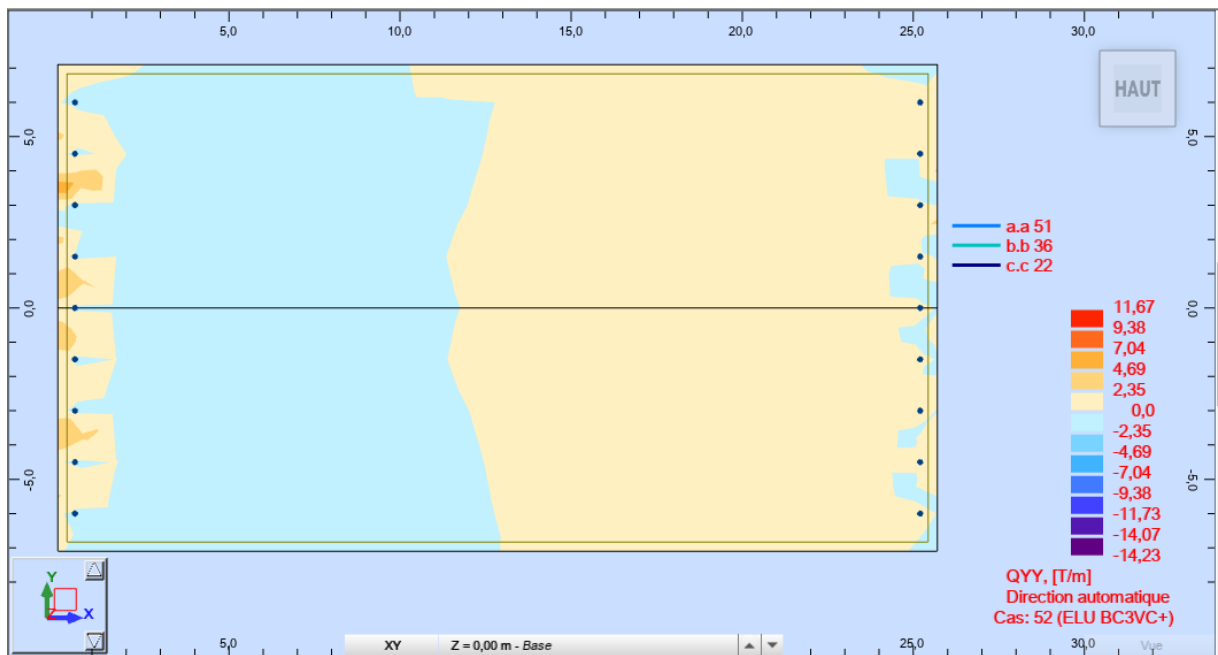


Figure VI-8 : Effort tranchant transversal ELU BC3VC+

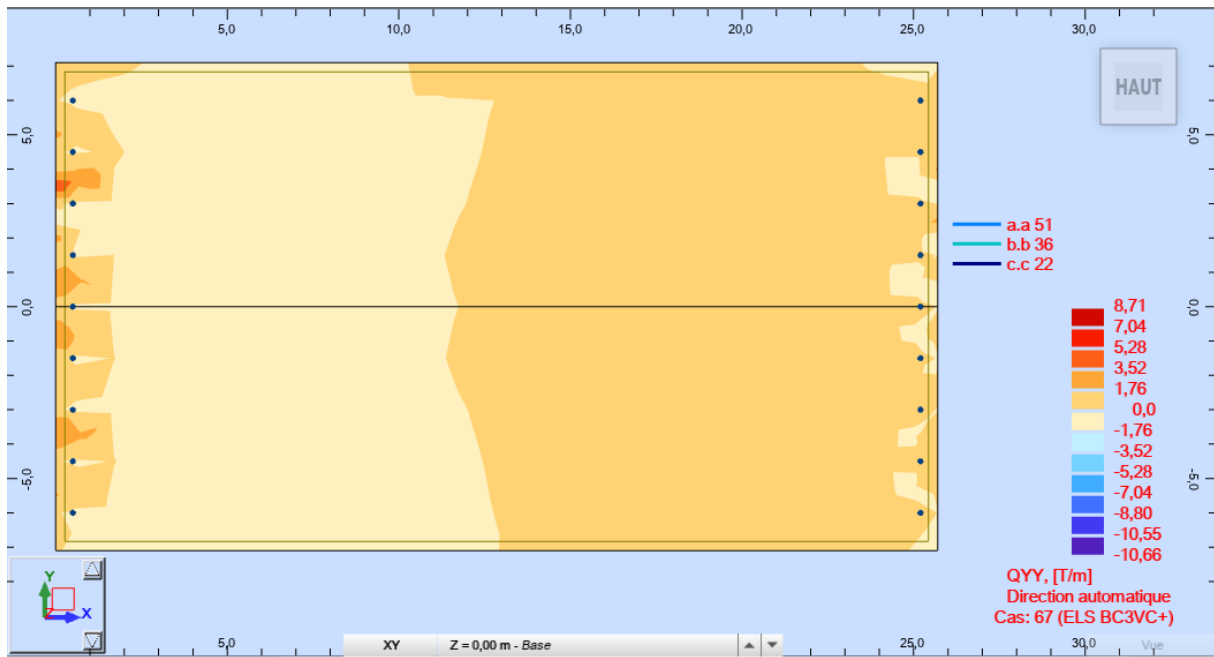


Figure VI-9 : Effort tranchant transversal ELS BC3VC+

VI.5. Ferrailage transversale du platelage

VI.5.1. Ferrailage a En travée

VI.5.1.1. Ferrailage a ELU

$M_u = 5.46 \text{ t.m}$

$C = 0.1h = 0.1 \times 25 \rightarrow C = 2.5 \text{ cm}$

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

$b = 100 \text{ cm}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{5.46 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.054$$

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

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

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

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

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

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.46 \times 10^4}{0.972 \times 22.5 \times 434.78} = 5.74 \text{ cm}^2$$

VI.5.1.2. Ferrailage a ELS

$$M_s = 4.04 \text{ t.m}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{4.04 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.00349$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00349}) \rightarrow \alpha = 0.00437$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.00437) = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.998 = 22.455$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4.04 \times 10^4}{22.455 \times 228.63} = 7.869 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(5.74 \text{ cm}^2; 7.869 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 7.869 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la contrainte de non fragilité du béton :

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 2.794 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{min} \quad A = 7.869 \text{ cm}^2 > 2.794 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{8.71 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.387 < \min \left\{ 0.15 \frac{35}{1.5}; 4\text{MPa} \right\} = 3.5\text{MPa} \text{ condition vérifiée}$$

➤ 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 d'encastement 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.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 7 \times 3.14 \times 12 = 263.76$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{8.71 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 263.76} = 1.630\text{MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

VI.5.2. Ferrailage Aux appuis

VI.5.2.1. Ferrailage a ELU

$M_u = 2.14 \text{ t.m}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{2.14 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.021$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) \rightarrow \alpha = 0.026$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.026) = 0.989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.14 \times 10^4}{0.989 \times 22.5 \times 434.78} = 2.21 \text{ cm}^2$$

VI.5.2.2. Ferrailage à ELS

$$M_s = 1.59 \text{ t.m}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6(\text{HA})$; fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{1.59 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.0013$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0013}) \rightarrow \alpha = 0.0016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0016) = 0.999$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.999 = 22.4775$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.59 \times 10^4}{22.4775 \times 228.63} = 3.09 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(2.21 \text{ cm}^2; 3.09 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

➤ Béton vérification de non fragilité du béton :

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22,5 \times 100 = 2.794 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$A \geq A_{min} = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.794 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{10.66 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.473 < \min \left\{ 0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

➤ 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.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\Sigma u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.66 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 188.4} = 2.794 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

VI.6. Ferrailage longitudinale du platelage

VI.6.1. Ferrailage en mi-travée

VI.6.1.1. Ferrailage a ELU

$$M_u = 10.03 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{10.03 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.099$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.099}) \rightarrow \alpha = 0.130$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.130) = 0.948$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.13 \times 10^4}{0.948 \times 22.5 \times 434.78} = 12.00 \text{ cm}^2$$

VI.6.1.1. Ferrailage à ELS

$$M_s = 7,50 \text{ t .m}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{7.50 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.0064$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0064}) \rightarrow \alpha = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.008) = 0.996$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.996 = 22.410$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{7.50 \times 10^4}{22.410 \times 228.63} = 14.63 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(12.00 \text{ cm}^2; 14.63 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 14.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}20 = 15.71 \text{ cm}^2$$

➤ Béton vérification de non fragilité du béton :

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 2.7945 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ Mpa}$$

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

➤ Vérification à l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{22.93 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 1.019 < \min\left\{0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3.5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

➤ 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.

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

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

n : nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 20 = 314.159$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.93 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 314.159} = 3.604 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

VI.6.2. Ferrailage Aux appuis

VI.6.2.1. Ferrailage a ELU

$M_u = 6.43 \text{ t.m}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{6.43 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 19.83} = 0.0640$$

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

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0640}) \rightarrow \alpha = 0.082$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.082) = 0.9672$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.43 \times 10^4}{0.9672 \times 22.5 \times 434.78} = 6.795 \text{ cm}^2$$

VI.6.2.2. Ferrailage à ELS

$M_s = 4.82 \text{ t.m}$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6f_{tj}}\right) = \min(333.33; 228.63) = 228.63 \text{ MPa}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7\text{Mpa}$$

$$\mu_s = \frac{4.82 \times 10^4}{100 \times 22.5^2 \times 228.63} = 0.0041$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0041}) \rightarrow \alpha = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.005) = 0.998$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 22.5 \times 0.998 = 22.455$$

$$A_s = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{4.82 \times 10^4}{22,455 \times 228.63} = 9.388 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(6.795 \text{ cm}^2 ; 9.388 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 9.388 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

➤ Béton vérification de non fragilité du béton :

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) b \times d \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times \frac{2.7}{500}\right) \times 22.5 \times 100 = 2.7945 \text{ cm}^2.$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7\text{Mpa}$$

$$A \geq A_{min} = 10.05 > 2.7945 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{20.33 \times 10^2}{100 \times 22.5} = 0.903 < \min\left\{0.15 \frac{35}{1.5}; 4\text{MPa}\right\} = 3.5\text{MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ 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.

Chapitre VI : Etude du platelage

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

n : nombre des barres.

ϕ : Diamètre d'une barre.

$$\sum u = n\pi\phi = 5\pi \times 16 = 251.32$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{20.33 \times 10^4}{0.9 \times 225 \times 251.32} = 3.994 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ condition vérifiée}$$

Le tableau VI-1 récapitule les armatures nécessaires pour le ferrailage de l'hourdis :

Tableau VI-1 : Récapitulatif de ferrailage

Transversal		Longitudinal	
Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure
7HA12 = 7.92cm ²	5HA12 = 5.65cm ²	5HA20 =15.71cm ²	5HA16 =10.05cm ²

VI.6.3. Dessin du ferrailage

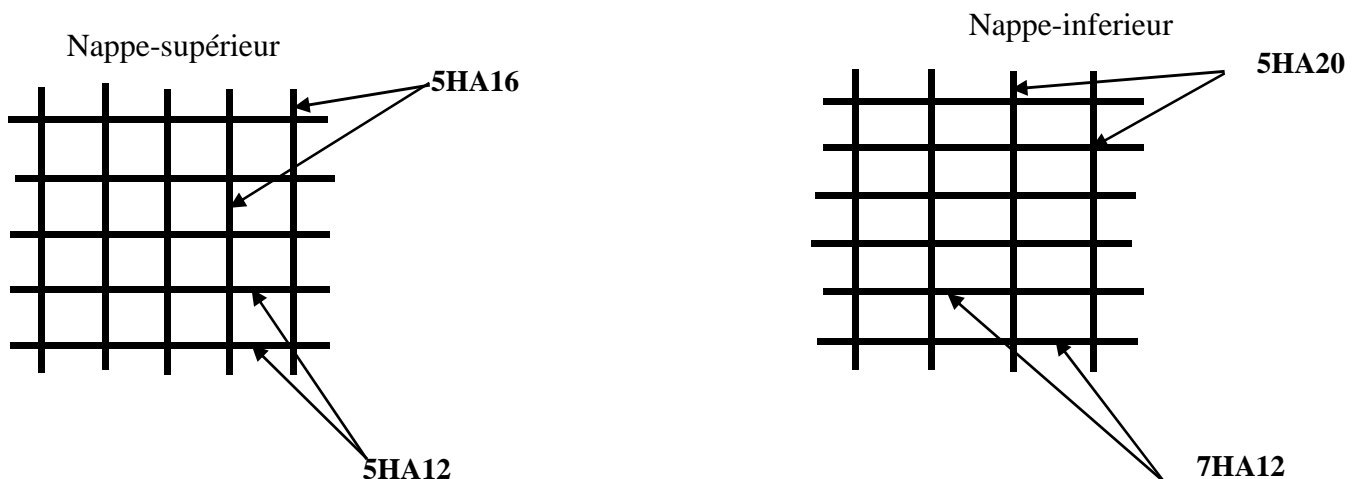
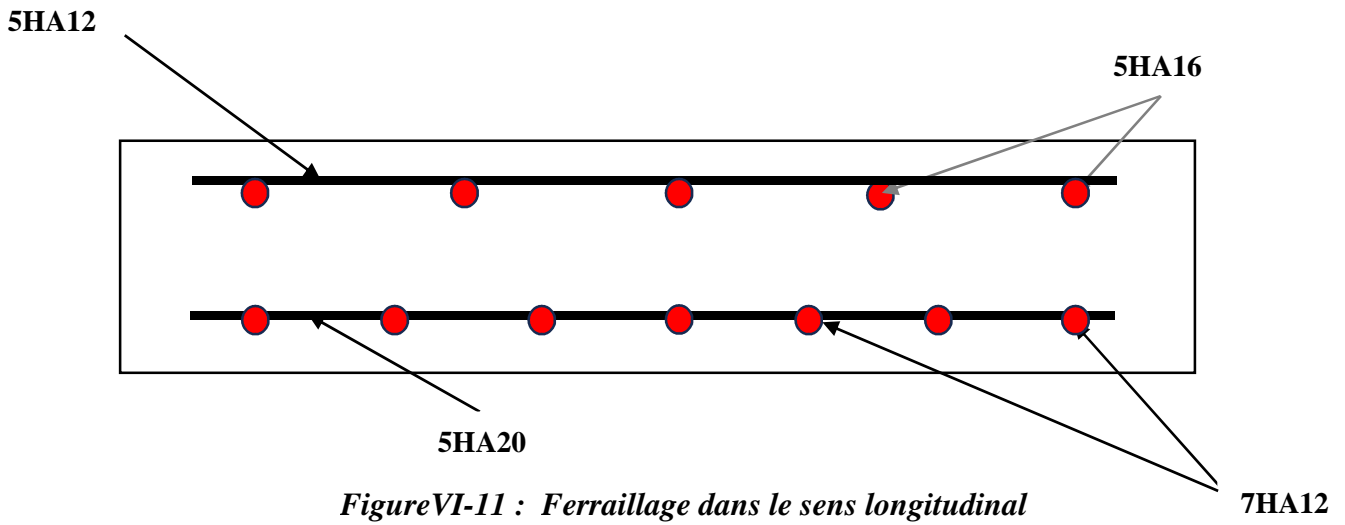
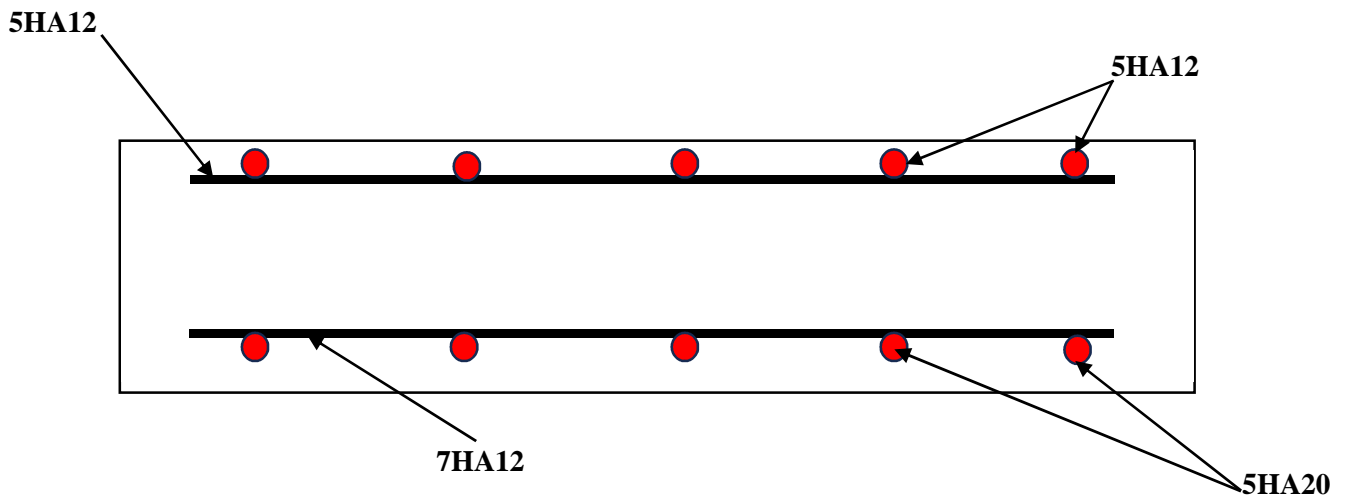


Figure VI-10: Ferrailage Nappes (superieur et inferieur)



FigureVI-11 : Ferrailage dans le sens longitudinal



FigureVI-12 : Ferrailage dans le sens transversal VI

Chapitre VII :

Etude de la Précontrainte

VII.1. Introduction :

La précontrainte est un état de sollicitation du béton et de l'acier appliqué lors de la construction, avant que d'autres sollicitations agissent sur la structure. Cet effort est transmis au béton qui est ainsi mis en compression. Le terme « précontrainte » indique que le béton est mis en compression avant que la structure entre en fonction.

La précontrainte permet d'augmenter sensiblement la rigidité d'une structure en béton armé, tout en rendant possible la pleine utilisation d'aciers à très haute résistance. En effet, des armatures avec une limite d'écoulement qui atteint 3-4 fois celle des armatures ordinaires peuvent être produites à des coûts très intéressants, mais ne peuvent pas être utilisées efficacement dans le béton armé ordinaire puisque les déformations (déplacements et fissures) à l'état limite de service seraient trop importantes.

Cette invention, imaginée à la fin du XIXe siècle, a été développée par Eugène Freyssinet (1879-1962), qui invente le béton précontraint en 1928. Cette invention met alors fin à la technique du béton armé pour les grands franchissements en constituant une sorte de révolution dans l'art de construire. Cependant cette technique ne prend un véritable essor qu'après la seconde guerre mondiale (1939-1945), lorsqu'il faut reconstruire en Europe les nombreux ouvrages détruits.

Aujourd'hui, le béton précontraint est une technologie connue, sans ambiguïté et d'utilisation courante pour les ponts. Il est également d'un emploi très répandu pour les poutres préfabriquées, des planchers et pour de nombreux autres types d'ouvrages

VII.2. Modalités de la précontrainte d'une structure

Avant d'entrer dans le détail des justifications de structures en béton précontraint, il est essentiel d'en connaître la technologie. C'est en effet le développement d'aciers à haute limite d'élasticité et de matériels adaptés qui a permis l'essor du béton précontraint.

Il existe deux méthodes de mise en tension des câbles dans une structure. A chacune de ces méthodes sont associées des technologies de précontrainte spécifiques.

VII.2.1. Précontrainte par pré-tension

Dans la précontrainte par pré-tension, l'armature de précontrainte est mise en tension avant la mise en place du béton selon la séquence suivante :

1. L'armature de précontrainte est mise en tension sur une structure rigide ou sur un banc de préfabrication. Le procédé est similaire à la mise en tension d'une corde d'instrument de musique.
2. Le béton est ensuite mis en place. Puisqu'elle n'est pas séparée du béton par une gaine, l'armature de précontrainte adhère au béton grâce aux aspérités de sa surface, exactement comme une armature en acier ordinaire.
3. Une fois que le béton a suffisamment durci et que la résistance nécessaire est atteinte, l'armature de précontrainte est coupée à l'extrémité des éléments de béton et le cadre de mise en tension est déchargé. La force de précontrainte est transmise au béton grâce à l'adhérence entre l'acier et le béton, qui empêche l'armature de se raccourcir.

Les bancs de mise en précontrainte sont des structures importantes, dont le poids et les dimensions peuvent être très grands. C'est pourquoi, la précontrainte par pré-tension est difficilement applicable sur le chantier et s'applique généralement aux structures préfabriquées en usine.

Le procédé de la mise en précontrainte par pré tension est illustrée dans la figure VII-1

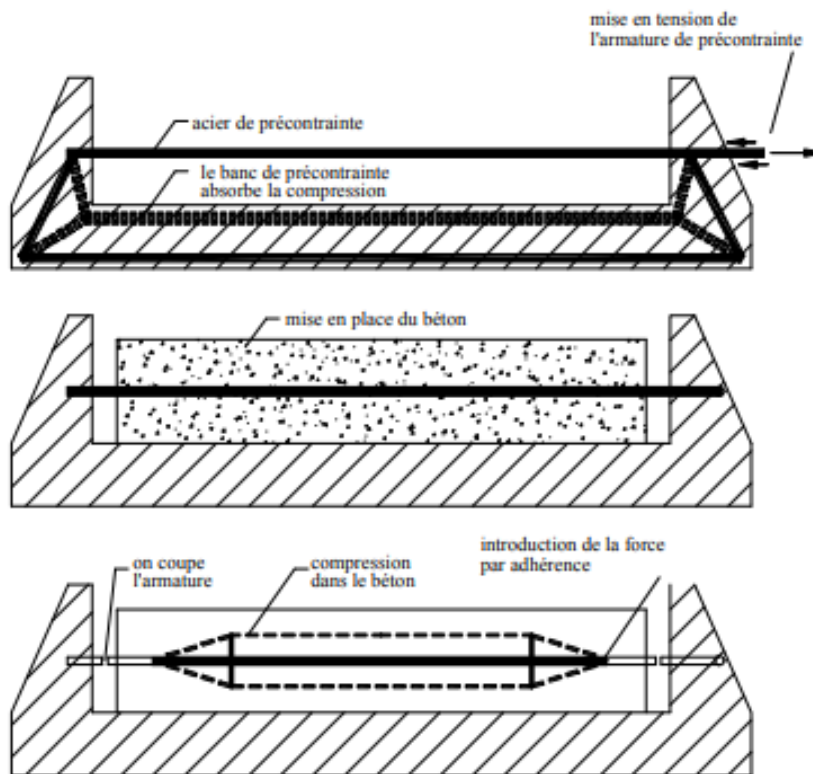


Figure VII-1 : Représentation schématique de la précontrainte par pré-tension

VII.2.2. La précontrainte par post-tension

Dans la précontrainte par post-tension, l'acier est mis en tension après le durcissement du béton. Cette opération suit les étapes représentées dans la figure 1.1

1. Des gaines de précontrainte en tôle ondulée ou en matière synthétique (polyéthylène ou polypropylène) sont placées dans le coffrage avant le bétonnage. L'armature de précontrainte se trouve dans ces gaines, qui la séparent du béton frais lors de sa mise en place, ou sera introduite dans les gaines après le bétonnage. A chaque extrémité, l'armature de précontrainte est dotée de têtes d'ancrages chargées de transmettre la force de précontrainte au béton.
2. Après le bétonnage et une fois le béton durci, les câbles sont mis en tension. Pour ce faire, un vérin hydraulique est placé en face d'une des têtes d'ancrage pour tirer sur le câble. C'est ainsi que le béton est mis en compression.
3. Une fois la force désirée atteinte, qui peut être contrôlée en mesurant l'élongation du câble de précontrainte par rapport au béton, le câble est ancré à la tête d'ancrage et le vérin hydraulique démonté.
4. La dernière opération consiste à injecter l'espace entre la gaine et l'armature de façon à empêcher la corrosion de cette dernière. En général, on utilise un coulis de ciment qui, une fois durci, garantit également une bonne adhérence et une bonne transmission des efforts entre l'acier de précontrainte et le béton, tout comme pour une armature ordinaire (précontrainte avec adhérence). Dans ce cas, l'acier et la gaine doivent présenter des nervures suffisantes à leur surface. Si l'adhérence n'est pas nécessaire, l'injection peut se faire au moyen de graisse ou de cire pétrolière (précontrainte sans adhérence).

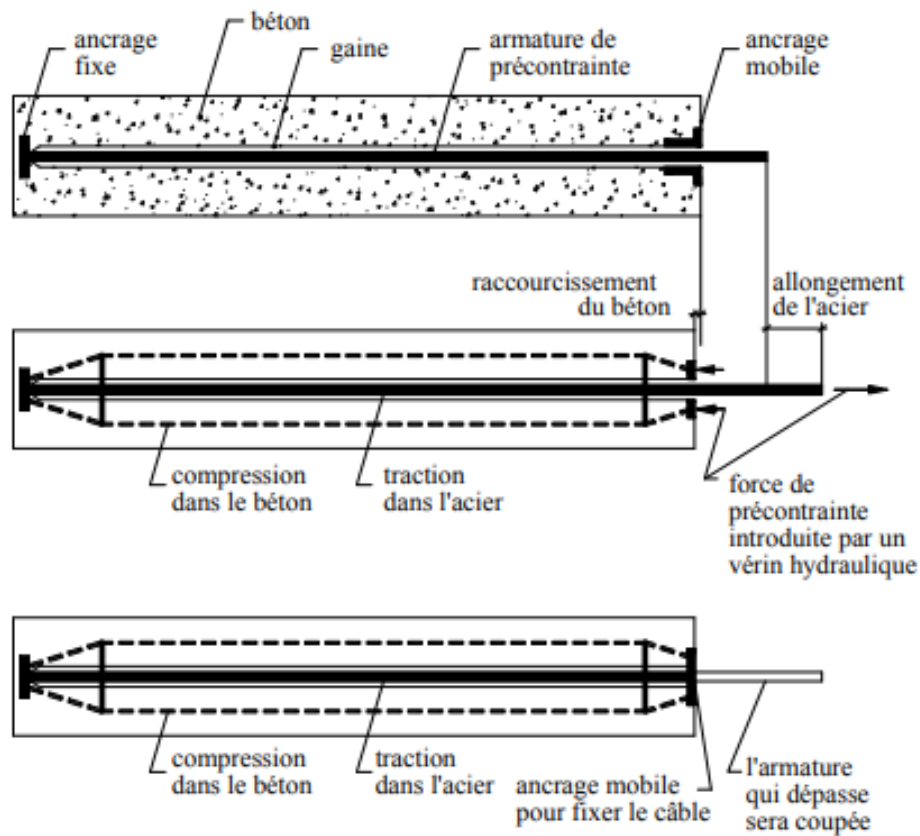


Figure VII-2: Situation avant et après la mise en précontrainte par post-tension

VII.3. Présentation des pertes de la précontrainte :

La force de précontrainte dans un câble varie à la fois dans l'espace (le long de l'abscisse du câble) et dans le temps.

La tension en un point du câble dans la structure diffère de la force du vérin avec lequel le câble a été tendu, du fait d'un certain nombre de pertes qui font baisser significativement la tension du câble. C'est d'ailleurs à cause de ces pertes qu'on est obligé d'utiliser des câbles à très haute limite d'élasticité.

On regroupe habituellement les pertes en deux familles :

VII.3.1. Pertes instantanées :

Il s'agit des pertes qui se produisent à la mise en tension du câble :

- Pertes dues au frottement
- Pertes dues aux ancrages
- Pertes dues à la non simultanéité des mises en tensions des différents câbles

VII.3.2. Pertes différées :

On appelle pertes différées les pertes qui se développent dans le temps :

- Pertes dues au retrait du béton
- Pertes dues au fluage du béton
- Pertes dues à la relaxation des câbles

VII.4. 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.4.1. 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 « P_{\min} » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

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

Avec :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

VII.4.2. Moments développés dans la section médiane à l'ELS

M_{\max} : Moment maximale sous l'effet de AL (en charge)

$$M_{\max} = 358,15 \text{ t.m}$$

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

$$M_{\min} = 114,40 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 358,15 - 114,40 = 243,75 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 243,75 \text{ t.m}$$

Les différentes caractéristiques de sections de la poutre sont données dans le tableau suivant

Tableau VII-1 : Caractéristiques des sections.

	Section d'about	Section médiane
	Poutre	Poutre+Dalle
A(cm²)	8250	8995,6
H (cm)	150	175
V(cm)	69,09	58,48
V'(cm)	80,9	116,51
Ig	16950981,82	28110757,64
p%	36	45
d'(cm)	15	17,5

➤ **Les contraintes limite**

La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = -2.7 \text{ Mpa (dans la section d'enrobage)}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -1.5 \times (2.7) = -4,05 \text{ Mpa (hors de la section d'enrobage)}$$

• **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

$$d = h - 0.9h = 17,5 \text{ cm avec } (h = 175 \text{ cm}).$$

→ Application

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

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

$$P_1 = \frac{243,75}{0,45 \times 175} + \frac{8995,6}{175} \times [58,48 \times (-2,7 \times 10^{-1}) + 116,51 \times (-4,05 \times 10^{-1})]$$

$$P_1 = -3234 \text{ KN}$$

$$P_2 = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{t1}}}{\rho \cdot V + V \cdot d}$$

$$P_2 = \frac{358,15 \times 10^3 + 0,45 \times 8995,6 \times 58,48 \times (-2,7 \times 10^{-1})}{0,45 \times 58,48 + 116,51 - 17,5}$$

$$P_2 = 2347,74 \text{ KN}$$

$$P_1 = -3234 \text{ KN} < P_2 = 2347,74 \text{ KN}$$

Selon les résultats précédents, la section est sur critique :

$$P_{\min} = 2347,74 \text{ KN.}$$

VII.4.3. Déterminations de nombres de câbles

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 % :

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

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,68} = \frac{2347,74}{0,68} = 3452,55 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

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

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 7T15S de type FREYSSINET (classe 1770) :

- Diamètre normal du câble = 15,7 mm
- Diamètre extérieur de la gaine = 6 cm.
- Section nominal du câble = $150 \times 7 = 1050 \text{ mm}^2$.
- $f_{\text{prg}} = 1770 \text{ Mpa}$
- $f_{\text{peg}} = 1573 \text{ Mpa}$
- $E = 1,95 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0,8f_{\text{prg}} = 0,8 \times 1770 = 1416 \text{ Mpa} \\ 0,9f_{\text{peg}} = 0,9 \times 1573 = 1415,7 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1415,7 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1415,7 \times 1050 \times 10^{-3} = 1486,485 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{2347,74}{1486,485} = 1,58 \text{ soit } n = 2 \text{ cables de 7T15S}$$

$$P_{\min} = 2 \times 1486,48 = 2972,96 \text{ KN.}$$

VI.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

$$\overline{\sigma}_{cl} = \overline{\sigma}_{cs} = 0.6f_{c14} ; f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} ; f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{cl} = \overline{\sigma}_{cs} = 17.94 \text{ Mpa}$$

• En traction

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

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76+0.83 \times 14} \times 35 = 29.91 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06f_{c14} = 2.394 \text{ Mpa}$$

$$P = 0.94P_{\min} = 0.94 \times 2972,96 = 2794,58 \text{ KN.}$$

a) Vérification des contraintes en fibre supérieure

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

$$e_0 = -(V' - d') = -(80,9 - 15) = -65,9 \text{ cm}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $G = 1,57 \text{ t/ml}$. (Dans le chapitre 03).

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{1,57 \times 25,7^2}{8} = 129,62 \text{ t.m} \Rightarrow 1296,2 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{2794,58}{8250} + 2794,58 \times \frac{(-65,9) \times 69,09}{16950981,82} + 1296,2 \times \frac{69,09 \times 10^2}{16950981,82} = 0,116 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ts} = 1,16 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,592 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes en fibre inférieur

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17,94 \Rightarrow \text{A la fibre inferieure.}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{2794,58}{8250} - 2794,58 \times \frac{(-65,9) \times 80,9}{16950981,82} - 1296,2 \times \frac{80,9 \times 10^2}{16950981,82} = 0,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17,94 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc au 14-ème jour les contraintes vérifiées.

On dispose d'une seule famille de câble, c'est-à-dire 02 câbles de (7T15S) sur l'about de la poutre.

VII.5. Positionnement des câbles

On dispose de deux câbles à l'about

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 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 est compris entre 2° et 20°.

➤ Câble about :

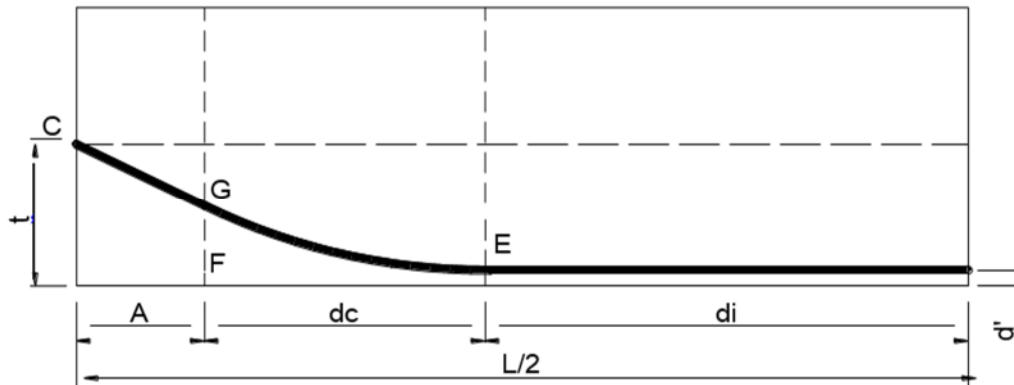


Figure VII-3 : Trace d'un câble

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.

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

VII.6. Application au projet

VII.6.1. Câbles d'about (aux appuis)

On prend un espacement de 50cm (e1) entre deux câbles successifs, et on détermine e2 de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortantes sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 = R$$

$$P_1 = P_2 = P$$

$$\sum M_{\text{fibre inf.}} = 0 \times P_1 \times d + P_2 \times (e_1 + e_2) \Rightarrow 2Pv' \quad P(2e_2 + e_1) = 2Pv'$$

$$2d + e_1 = 2v' \Rightarrow e_3 = v' - e_1/2 = 80,9 - 50/2$$

$$\Rightarrow e_1 = 50$$

$$\Rightarrow e_2 = 55,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_3 = 150 - (50 + 55,9) \quad e_3 = 44,1 \text{ cm}$$

La disposition adoptée est donnée comme suit

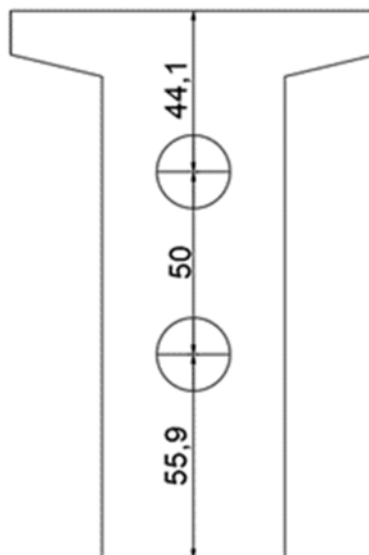


Figure VII-4 : Disposition des câbles à l'about

On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 10^\circ, \alpha_2 = 20^\circ$$

Exemple de calcul :

Câble d'about

$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - \tan \alpha - d') = dc = \frac{2}{\tan 10} (0.559 - \tan 10 - 0.15) = 2.639\text{m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2 \cdot dc} = \frac{\tan 10}{2 \times 2.639} = 0.033$$

$$d' : \text{ENROBAGE } d' = 0.15$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Disposition des câbles

N°	α	$\tan \alpha$	t(m)	d'	dc	a	2adc
1	10	0,176	0,559	0,15	2,6391	0,033	0,174
2	20	0,363	1,059	0,15	2,994	0,06	0,359

$$\Rightarrow e_1 = 0.50$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.559$$

$$\Rightarrow e_3 = 0.441$$

$$\Rightarrow T_1 = 0.559\text{m}$$

$$\Rightarrow T_2 = 0.559 + 0.50 = 1.059\text{m}$$

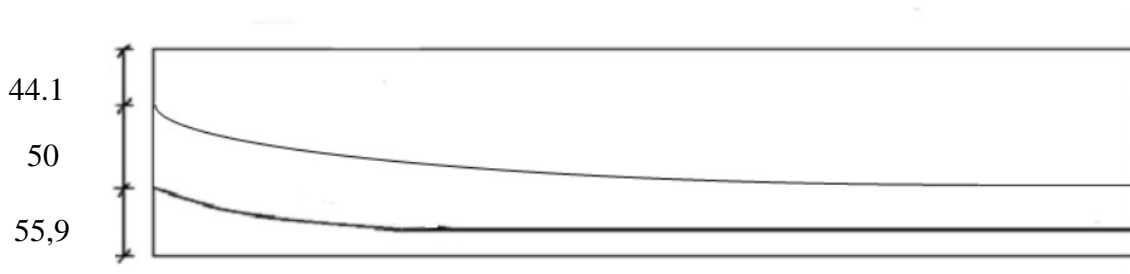


Figure VII-5 Tracés des câbles

➤ **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.

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

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha}$$

$$L_d = d_1$$

Exemple de calcul :

$$L_r = \left\{ \frac{0.5 + A}{\cos \alpha} = \frac{0.5 + 1}{\cos 10} = 1.523 \right.$$

$$L_C = \frac{1}{4 \times 0,033} \left[\ln \left(2 \times 0,033 \times 2,6391 + \sqrt{1 + (2 \times 0,033 \times 2,6391)^2} \right) + 2 \times 0,033 \times 2,6391 \sqrt{1 + (2 \times 0,033 \times 2,6391)^2} \right] = 2,65 \text{m}$$

Tableau VII-3 : Récapitulatif des longueurs des câbles

N°	Cos α	Lc	Lr	Ld	Lt	Lt \times 2
1	0,984	2,65	1,523	9,211	13,38	26,76
2	0,939	3,02	1,592	8,85	13,46	26,92

VII.7. Calcul des pertes tensions

VII.7.1. Pertes instantanées

VII.7.1.1 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 $\sigma_{P_0} = 1415,7$ MPa

f : Coefficient de frottement angulaire. $f : 0,17 \text{ rd}^{-1}$

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

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi : 0,002\text{m}^{-1}$ (Annexe 3 BPEL).

Donc, la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma_{P_0} - \sigma_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot (1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)})$$

Tableau VII-4 : Pertes par frottement

Section			X=0		X=1m		X=L/4		X=L/2	
	A (rad)	MPa	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$	X	$\Delta\sigma_\varphi(x)$
Câble1	0,175	1415,7	0,00	41,49	1	43,69	6,425	55,55	12,85	69,46
Câble2	0,349	1415,7	0,00	81,55	1	83,68	6,425	95,19	12,85	108,7
$\sum \sigma f_0$ (Mpa)				123,04		127,37		150,74		178,16
σf_0 moy (MPa)				61,52		63,685		75,37		89,08

VII.7.1.2. Pertes à la mise en charge de l'ancrage (rentrée d'ancrage)

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit un léger raccourcissement.

Les torons et les clavettes subissent un déplacement vers l'intérieur de la pièce de quelques millimètres.

Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Elle est inévitable, et selon la technologie des vérins de mise en tension, elle peut prendre des valeurs comprises entre 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. On trouve dans la figure VII.6 la tension du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin

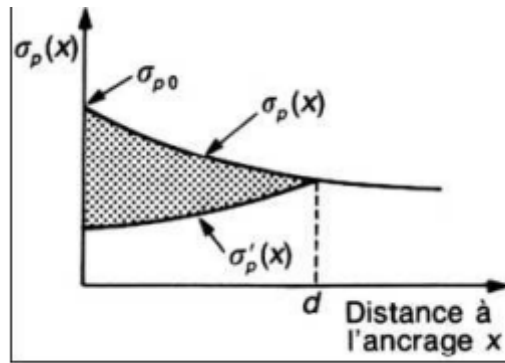


Figure VII-6 Tension le long du câble

Les pertes dues au recul d'ancrage sont données par le BPEL 91

$$\Delta\sigma_{rec} = (\sigma_{p0} - \sigma_{p0'}) (\lambda - x) / \lambda = 2 \sigma_{p0} \times \Psi \times (\lambda - x)$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{rec} = 2 \sigma_{p0} \times \Psi \times (\lambda - x)$$

Avec :

σ_{p0} : Contrainte initiale.

$\sigma_{p0'}$: Contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_{p0}$: Perte de tension.

g : Intensité du recul d'encrage, $g=5\text{mm}$.

λ : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$E_p=195000 \text{ MPa}$

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times \Psi}} \Rightarrow \lambda > x \text{ les pertes nulles}$$

$\lambda < x$ les pertes existent

$$\Psi = f \times \left(\frac{\theta}{l}\right) + \varphi$$

Les valeurs de λ sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII-5: Valeur de λ pour chaque câble

	α (rd)	$\Psi \cdot 10^{-3}(\text{m})$	λ (m)
CABLE 1	0,175	2,75	15,82
CABLE 1	0,349	3,9	13,28

Les résultats du calcul des pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII-6: Pertes par recul d'ancrage

Section	X=0.00L		X=1m		X=L/4		X=L/2	
	X	$\Delta\sigma_{rec}$	X	$\Delta\sigma_{rec}$	X	$\Delta\sigma_{rec}$	X	$\Delta\sigma_{rec}$
Câble1	0.00	123,18	1	115,39	6,425	73,15	12,85	23,12
Câble2	0.00	146,64	1	135,60	6,425	75,69	12,85	4,74
$\sum \sigma_{rec}$ (Mpa)		269,82		250,99		148,84		27,86
$\sigma_{rec moy}$ (MPa)		134,91		125,49		74,42		13,93

VII.7.1.3. Pertes de non-simultanéité

$$\Delta\sigma_{rb}(x) = \Delta\sigma_b(x) \cdot \frac{E_p}{2E_{ij}}$$

Tel que :

E_{ij} : Module du Young instantané de béton à 14jours.

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{35} = 35981,72 \text{ MPa.}$$

E_p : Module d'élasticité des armatures. $E_p = 195000 \text{ MPa.}$

$\sigma_b(x)$: Contrainte normale du béton.

Si l'on se contente d'une évaluation sommaire de $\Delta\sigma_b(x)$ (très souvent suffisante compte tenu de la petitesse de ce terme), on confond $\Delta\sigma_b(x)$ avec $\sigma_b(x)$, contrainte finale (après stabilisation des pertes) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes. D'après ROBERT CHAUSSIN, E_p / E_{ij} est en pratique, voisin de 6, l'ordre de grandeur de la perte par déformation instantanée du béton est donné par :

$$\Delta\sigma_b(x) = \Delta\sigma_{rb}(x) \cdot \frac{E_p}{2E_{ij}} = 3 \times \sigma_{rb}(x)$$

Avec :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{A} \cdot \frac{M(x) \cdot e_p}{I_G} + \left(1 + \frac{P \cdot e}{I_G} \right)$$

Donc :

$$\Delta\sigma_b(x) = 3\sigma_{rb}(x) = 3 \left(\frac{P}{A_p} \cdot \frac{M(x) \cdot e}{I_G} + \left(1 + \frac{P \cdot e}{I_G} \right) \right)$$

- E_{bij} : Module instantané de déformation du béton = $11000\sqrt[3]{f_{cj}}$
- E_p : Module d'élasticité longitudinale de câble.
- e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.
- I_G : Inertie de la poutre seule
- $P = n \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{\varphi}(x))$
- $M(x) = 0.5 \times G \times x \times (L - x)$
- Moment fléchissant dû au poids propre. $G_m = 1,57 \text{ t/ml}$.

Le tableau suivant représente excentricité des câbles

Tableau VII-7 Excentricités des câbles

	X=0	X=0,25L	X=0,5L
Câble 1	0,559	0,44	0,44
Câble 2	1,059	0,5	0,5
e1	0	-0,619	-0,619
e2	0,5	-0,559	-0,559
e moy	0	-0,589	-0,589

e_{moy} : Excentricité de câble moyen .

Les calculs des pertes dues au raccourcissement élastique du béton sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VII-8 : Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

x(m)	0	1	0,25L	0,5L
P (KN)	2147964	2178414	2343852	2540328
P.e² kn.m²	0	755737,56	813131,47	881293,13
M(x) (t.m)	0	19,38	97,215	129,62
M(x).e (t.m²)	0	11,41	57,25	76,34
σ_b (MPa)	3,60	2,64	2,84	3,07
Δσ_{rb} (MPa)	10,8	7,92	8,52	9,21

VII.7.1.4. Récapitulatif des pertes instantanées

Les pertes totales dues aux pertes instantanées sont égales à :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{rb}$$

Tableau VII-9: Pertes instantanées

X (M)	0	1	0,25L	0,5 L
Δσ_{inst}(MPa)	207,23	197,095	158,31	112,22
%Σ Δσ_{inst}	14,63	13,92	11,182	7,92

VII.7.2. Pertes différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps :

- Retrait et fluage du béton, relaxation des aciers

Engendrant ainsi une réduction progressive de la précontrainte dans le câble.

VII.7.2.1. Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps. Il est dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce phénomène se fait dans les premiers mois après coulage de béton. Par conséquent, les armatures

de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent les mêmes variations de déformation que le béton adjacent, Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte.

La perte finale de tension due au retrait du béton selon (BPEL) est :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p$$

Avec :

ε_r : le retrait total du béton ; $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$ pour un climat sec et tempéré (selon B.P.E.L) (NORD ALGERIEN)

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte ; $E_p = 1.95 \times 10^5$ MPa

$$\Delta\sigma_r = 1.95 \times 10^5 \times 3 \times 10^{-4} = 58,5 \text{ MPa}$$

VII.7.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage. Cette contrainte σ_c varie à cause (Figure 28) :

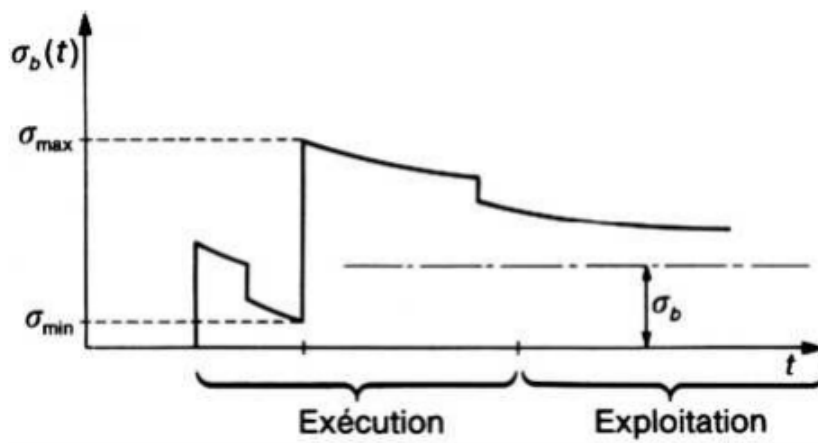


Figure VII-7 Variation de la contrainte du béton au niveau d'un câble

— des différentes phases de construction qui se traduisent par l'application de nouvelles charges permanentes ;

— des pertes différées de toute nature qui entraînent une évolution progressive de la tension dans les câbles.

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

σ_b étant la contrainte finale et σ_M la contrainte maximale, supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontraintes,

j l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Selon le BPEL $\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$, Il est loisible, à titre de simplification, d'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Et selon Robert Chaussin E_p / E_{ij} est, en pratique, voisin de 6, soit environ : $\Delta \sigma_{fl} = 15 \sigma_b$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-10 : Pertes par fluage

x(m)	0	1	0,25L	0,5L
σ_b (MPa)	3,60	2,64	2,84	3,07
$\Delta \sigma_{fl}$	54	39,6	42,6	46,05

VII.7.2.3. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension a longueur constante.

Elle n'apparait pour les aciers a haute limite élastique utilisées en béton précontraint que pour les contraintes supérieurs à 30 ou 40% de leurs contrainte de garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

- A relaxation normale RN
- A très basse relaxation TBR

Compte tenu de la faible différence de cout existant entre ces aciers, l'économie réalisés sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot (u(x) - u_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation des aciers à 1000 heures en % = 2.5%

u_0 : 0.43 pour les armatures TBR (BPEL91)

$$u(x) = \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} \right)$$

$\sigma_{pi}(x)$: Tension probable après tout perte instantanée

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$$

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{p0} = 1415,7 \text{ MPA}$$

Les calculs des pertes sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VII-11 : Pertes par relaxation des aciers

X (M)	0	1	L/4	L/2
$\sigma_{pi}(x)$	1012,74	1152,33	1105,37	1198,83
$\mu(x)$	0,572	0,651	0,624	0,677
$\Delta\sigma_{relax}(\text{MPa})$	21,57	38,19	32,16	44,41

VII.7.2.4. Récapitulatif des pertes différées

D'après le BPEL 91, la perte différée totale « $\Delta\sigma_d$ » est égale à

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax}$$

Les résultats sont résumés au tableau suivant :

Tableau VII-12 : Pertes totales dues aux pertes différées

X (M)	0	1	L/4	L/2
$\sum \sigma_{\text{diff}}$ (MPa)	130,47	129,92	127,9	141,55
$\% \sum \sigma_{\text{diff}}$	9,21	9,17	9,03	10,00

Les pertes totales sont données par l'expression suivante :

Le résultat final des pertes de tension est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VII-13 : Pertes totales

X (M)	0	1	L/4	L/2
$\sum \sigma_{\text{Final}}$	337,7	327,0	286,21	253,77
$\% \sum \sigma_{\text{Final}}$	23,85	23,09	20,21	17,92

VII.8. Conclusion

Dans cette étude, le nombre des câbles est égal à deux et le pourcentage maximal des pertes est égal 23,85%. Ce pourcentage est inférieur à l'estimation préconisée précédemment (32%). Par conséquent, les deux câbles sont suffisants pour reprendre la totalité des efforts auxquels ils seront soumis.

Chapitre VIII :
Etude de l'Appareil d'Appui

VIII.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude des appareils d'appuis et des dés d'appui.

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre la superstructure et l'infrastructure. Ils permettent d'absorber les déformations et les translations de la structure.

Par ailleurs ils participent à la stabilité du pont, compte tenu de leur capacité à se déformer vis-à-vis des efforts qui les sollicitent.

VIII.2. Appareils d'appui en élastomère fretté de type B

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes, ni parfaitement mobiles.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Ce type d'appareil d'appui est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage, de contrôle, et pratiquement aucun entretien.
- Bonne répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Coût relativement modéré.

Le principal intérêt de ces appareils réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations

La géométrie de l'appareil d'appui de type B est donnée par la norme N-F EN 1337-3.

La figure IX.1 donne les éléments constituant un appareil d'appui où a, b, a', b' représentent les dimensions d'une forme rectangulaire, et D et D' les dimensions d'une forme circulaire.

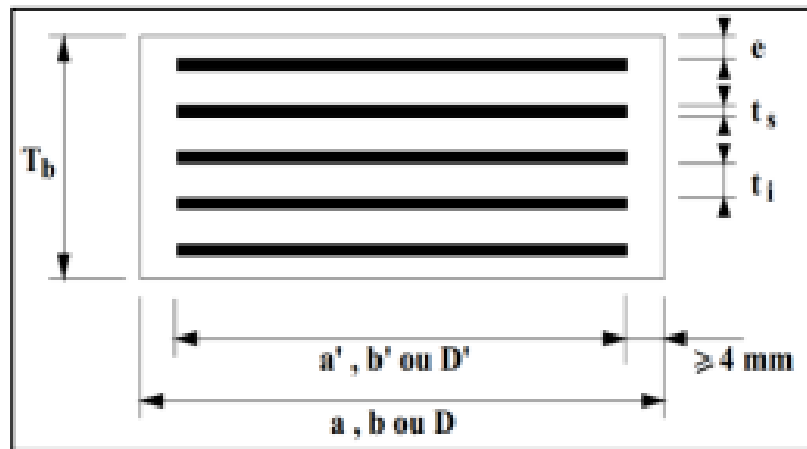


Figure VIII- 1: Constitutions d'un appareil d'appui (S.E.T.R.A.2000)

Réaction maximale :

$$R_u = 1.35G + 1.6D_{240} = 161.82 \text{ t (ROBOT STRUCTURAL 2021)}$$

VIII.3 Prédimensionnement de l'appareil d'appui

Le prédimensionnement se fait à l'état limite ultime selon la norme NF EN 1337-3 de règlement SETRA 2000.

VIII.3.1 Surface de l'appareil d'appui

VIII.3.1.1. Surface totale en plan de l'appareil

L'aire des appareils d'appui est déterminée à partir de la relation suivante :

$$S \frac{N_{max}}{a \times b \times \sigma_m}$$

Tel que :

N_{max} : Effort normal maximum agissant sur l'appareil d'appui = 161,82t.

a : Côte parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : Côte perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui = 15 MPa.

$$\text{Alors : } \frac{1,6182}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa} \rightarrow a \times b \geq 1078,8 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$a = b = 35 \text{ cm}$$

La surface totale en plan de l'appareil est : $A = a \times b = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$

VIII.3.1.2. Surface réduite en plan de l'appareil

La surface réduite est donnée par l'expression suivante :

$$A_r = a' \times b'$$

Tel que :

a' et b' sont les caractéristiques géométriques des frettes.

Où :

$$a \geq a' + 4mm \rightarrow a' \leq 346mm \rightarrow a' = 340 mm = 34 cm$$

La surface réduite en plan de l'appareil est : $A_r = 34 \times 34 = 1156 cm^2$

VIII.3.1.3. Épaisseur nominale totale de l'élastomère t_e

L'épaisseur nominale totale est déterminée à partir de la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq t_e \leq \frac{a}{5}$$

$$\frac{35}{10} \leq t_e \leq \frac{35}{5}$$

Ce qui donne :

$$3.5cm \leq T_e \leq 7cm$$

On prend :

$$T_e = 5 cm$$

VIII.3.1.4. Épaisseur des frettes

L'épaisseur des frettes d'un appareil d'appuis doit vérifier la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{K_p \times F_z \times (t_1 + t_2) K \times \gamma_m}{A_r \times f_y}$$

Tel que :

K_p : coefficient de correction de contrainte = 1,3.

F_z : effort vertical=161,82t.

t_1 et t_2 : épaisseurs normalisées de la frette : $t_1=t_2= 1,2mm$ d'après la norme).

K_h : coefficient pour les contraintes de traction induites dans la frette = 1m

γ_m : coefficient de sécurité=1.

A_r : Surface réduite, =1326 cm²

F_r : Nuance de l'acier =235MPa (S235).

D'où :

$$t_s \geq \frac{1,3 \times 1,6182 \times 0,0012 \times 1 \times 1}{0,1156 \times 235} = 0,185 \text{ mm}$$

Selon la norme NF EN 1337-3, les frettes retenues sont de 3 mm pour des appareils d'appuis normalisés.

Nous prenons donc un appareil d'appui de : 350×350×5(12+3) 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur $t_i = 12 \text{ mm}$

- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t_i/2 = 6 \text{ mm}$
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$

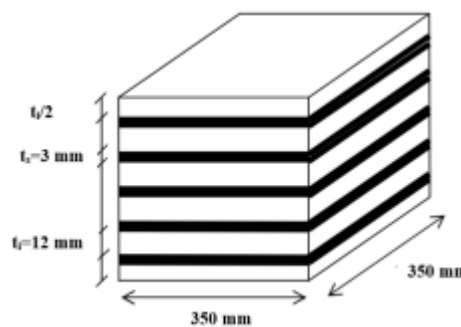


Figure VIII- 2: Dimensions de l'appareil d'appui

VIII.4. Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions

VIII.4.1. Action statique (Efforts dus aux déformations)

On a trois types de déformations :

- 1) Déformation due au retrait dans l'appareil d'appui Δ_r .
- 2) Déformation due à la variation de la température ΔT .
- 3) Déformation due au fluage Δ_{fl} .

Pour le calcul des efforts, on utilise l'équation suivante :

$$S_x = \frac{G_0 \times a \times b \times \Delta x}{T_e}$$

Tel que :

S_x : effort correspondant.

G_0 : module de déformation transversale d'appareil d'appui en élastomère fretté = 0,9 MPa

Δ_x : déplacement horizontal.

$T_e = 0.05 \text{ m}$

$a = 0.35 \text{ m}$

$$b = 0.35 \text{ m}$$

En remplaçant les grandeurs par leurs valeurs numériques dans l'équation, on obtient :

VIII.4.2. Déplacement dû au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la formule :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2}$$

Avec :

$$L = 25,7 \text{ m}$$

$$\varepsilon_r = 1.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_r = 1,92 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VIII.4.3. Déplacement dû au fluage

Il est donné par l'expression :

$$\Delta_f = \frac{\sigma_{bm} \times L}{E_i \times 2}$$

Avec :

σ_{bm} : Valeur moyenne des contraintes au niveau de l'axe neutre sous « P » à $x = L/2$ est :

MPa

Donc :

$$\Delta_f = 3.38 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

VIII.4.4. Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement dû à la température est donné par l'expression :

$$\Delta_T = E_{tem} \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$E_{tem} = 3 \times 10^{-4}$: le coefficient dépendant de la température court terme.

Alors :

$$\Delta_T = 3 \times 10^{-4} \times \frac{25,7}{2} = 3,855 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Les valeurs des efforts statiques sont dans le tableau suivant :

Tableau VIII- 1: Efforts statiques des appareils d'appui

DEFORMATIONS (mm)	EFFORTS CORRESPONDANT (Kn)
$\Delta_r = 1,92 \times 10^{-3}m$	$S_{\text{retrait}} = 4,23$
$\Delta_T = 3,855 \times 10^{-3}m$	$S_{\text{température}} = 8,50$
$\Delta_f = 3.38 \times 10^{-3}m.$	$S_{\text{fluage}} = 7,45$

VIII.5. Action dynamique

VIII.5.1. Effort de freinage

Les efforts de freinage dus aux chargements A (L) et Bc présentent un chargement horizontal dynamique important.

VIII.5.2 Chargement A(l) :

L'effort de freinage correspondant au chargement A est déterminé par la formule suivante :

$$S_A = \frac{F_A}{N}$$

Avec :

F_A : force de freinage due à la charge A = 11,18 t.

n : nombre d'appui dans une travée = 18.

$$\text{Alors : } S_A = \frac{11,8}{18} \rightarrow S_a = 0,654t$$

VIII.5.3. Chargement Bc :

L'effort de freinage correspondant au chargement Bc est déterminé par la formule suivante :

$$S_A = b_c \frac{F_{bc}}{n}$$

Avec :

F_{Bc} : force de freinage due à la charge Bc = 30t.

b_c : coefficient de majoration dynamique pour une seule travée = 1,2.

$$\text{Alors : } S_{bc} = 1,2 \times 30 / 18 \quad S_{bc} = 2t$$

VIII.6. Effort dû au vent

L'effort du au vent est donnée par la formule suivante :

$$S_v = A_{lt} \times \frac{P}{n}$$

Avec :

P : pression exercée par le vent sur la surface latérale = 2 KPa

Alt : surface du tablier qui s'oppose au vent tel que : $A_{lt} = L \times H$

Où :

L : portée totale = 63,4 m

H : hauteur totale du tablier = 1,75m

$$Alt = 63,4 \times 1,75 = 110,95 \text{ m}^2$$

$$Alt = 110,95 \text{ m}^2$$

$$S_v = S_A = 110,95 \times \frac{2}{18} = 12,32 \text{ KN}$$

$$S_v = 12,32$$

VIII.7. Critères de stabilité

L'évaluation des critères de stabilité prend en compte les points suivants :

→ La stabilité à la rotation.

→ La stabilité au flambement.

→ La stabilité au glissement.

VIII.7.1. Stabilité à la rotation

La stabilité à la rotation vérifie la condition suivante

$$V_z = \sum \frac{F_z \times t_i}{A_r} \times \left(\frac{1}{5 \times G_0 \times S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a \times \alpha_a \times b \times \alpha_b}{K_r}$$

Avec :

V_z : Déformation due à l'effort vertical $F_z = 161,82t$. (De ROBOT structural 2021)

G_0 : Module de cisaillement conventionnel = 0.9 MPa.

t_i : Epaisseur d'un feuillet individuel d'élastomère dans un appareil d'appui fretté.

E_b : Module d'élasticité volumique = 2000 MPa.

S : Coefficient de forme de chaque feuillet d'élastomère.

K_r : Coefficient de rotation = 3.

α_a et α_b : rotations angulaires de l'appareil d'appui dont les valeurs théoriques valent

$\alpha_a = 0.008$ rad et $\alpha_b = 0.003$ rad. (De ROBOT structural 2021).

On a deux types de feuillets :

• Feuille intermédiaire :

$$S_{int} = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a + b)} = \frac{0,34 \times 0,34}{2 \times 0,012 \times (0,34 + 0,34)} = 7,08$$

• Feuille extérieure :

$$S_{ext} = \frac{a \times b}{1,4 \times t_i \times (a + b)} = \frac{0,34 \times 0,34}{2 \times 1,4 \times 0,012 \times (0,34 + 0,34)} = 10,12$$

$$\text{Alors : } V_z = \frac{1,62 \times (4 \times 0,012)}{0,34 \times 0,39} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 8,125^2} + \frac{1}{2000} \right) + \frac{1,62 \times (2 \times 0,006)}{0,39 \times 0,39} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 11,60^2} + \frac{1}{2000} \right)$$

$$V_z = 2,54 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

On a aussi :

$$\frac{a' \times \alpha_a + b \times \alpha_b}{K_r}$$

$$\frac{0,34 \times 0,008 + 0,34 \times 0,003}{3} = 1,24 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

D'où :

$$V_z = 2,54 \times 10^{-3} \geq 1,24 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.7.2. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement vérifie la condition suivante :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times a \times G \times S}{3 \times T_e}$$

$$\text{On a : } \frac{F_z}{A_r} = \frac{1,618}{0,34 \times 0,34} = 14 \text{ Mpa}$$

$$\text{et } \frac{2 \times a \times G \times S}{3 \times T_e} = \frac{2 \times 0,34 \times 0,9 \times 10,12}{3 \times 0,05} = 41,28 \text{ Mpa}$$

$$14 \text{ Mpa} < 41,28 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'où la condition de non flambement est vérifiée.

VIII.7.3. Condition de non-glissement

Pour satisfaire la condition de non glissement, les conditions suivantes doivent être respectées :

$$F_{xy} = \frac{V_x \times G \times a \times b}{T_e} \leq \mu_e \times F_z$$

F_{xy} : Résultante de tous les efforts horizontaux.

$$F_z = 1,618 ; F_z/A_r = 14 \text{Mpa} > 3 \text{Mpa}$$

(Sous l'effet des charges permanentes) → Condition vérifiée.

V_x : Déplacement horizontal donné par formule suivante :

$$V_x = V_1 + V_2 =$$

Tel que : V_1 : Déplacement du au retrait et à la température :

$$V_1 = \Delta r + \Delta_T = \Delta_T = 1,92 \times 10^{-3} + 3,855 \times 10^{-3}$$

$$V_1 = 5,775 \times 10^{-3} \text{m}$$

V_2 : Déplacement du au freinage :

$$V_2 = \frac{H_x \times T_e}{8 \times G \times a \times b}$$

Avec :

$$H_x : \text{Effort de freinage } F_A + F_{Bc} = 11,18 + 30 \rightarrow H_x = 41,18 \text{ t}$$

Alors :

$$V_2 = \frac{41,18 \times 0,005}{8 \times 0,9 \times 0,34 \times 0,34} = 2,47 \times 10^{-3} \text{m}$$

D'où :

$$V_x = V_1 + V_2 = 5,775 \times 10^{-3} + 2,47 \times 10^{-3}$$

$$V_x = 8,245 \times 10^{-3} \text{m}$$

μ_e : Coefficient de frottement déterminé à partir de la formule suivante :

$$\mu = 0,1 + \frac{1,5 \times k_f}{\sigma_m}$$

Avec :

k_f : Coefficient lié au béton = 0.6.

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} = 14 \text{Mpa}$$

$$\mu_e = 0,164$$

Alors :

$$F_{xy} = \frac{8,245 \times 10^{-3} \times 0,9 \times 0,34 \times 0,34}{0,05} = 17,15 \times 10^{-3}$$

$$\mu_e \times F_z = 0,164 \times 1,618 = 0,265$$

$$F_{xy} \leq \mu_e \times F_z$$

D'où la condition de non glissement est vérifiée.

VIII.8. Etudes des dès d'appuis

Un dé d'appui, usuellement appelé bossage, est une partie saillante d'une pile ou d'un tablier de pont sur laquelle vient s'appuyer l'appareil d'appui. Sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale et la bonne altimétrie à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement.

VIII.8.1. Dimensionnement des dès d'appuis

Le dimensionnement se fait selon le document SETRA (Guide technique : appareil d'appui en élastomère fretté).

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

La hauteur du dé d'appui supérieure $\geq 2cm$.

La hauteur du dé d'appui inférieure $\geq 6cm$.

Débordement de 5cm par rapport à l'appareil d'appui.

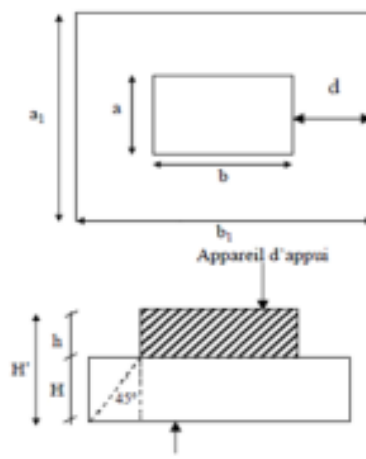


Figure VIII - 3: Dimension de Dés d'appuis

Les dimensions des dés d'appui figurent au tableau suivant :

Tableau VIII-2 : Les dimensionnement des dés d'appui.

	LONGUEUR (cm)	LARGEUR (cm)	HAUTEUR (cm)
DE SUPERIEUR	40+10= 50	35+10=45	20
DE INFERIEUR	40+10= 50	35+10=45	20

$$H_{de} \geq \frac{a \times b}{(a + b)} = 0,175m$$

$$H_{de} = 0,2 m = 20 \text{ cm}$$

VIII.8.2. Ferrailage des dés d'appui

Selon le document SETRA, Les armatures doivent être capables de reprendre 4% de N_{max} :

$$A_s = \frac{0,04N_{max}}{\sigma_s}$$

Avec $N_{max} = 1.6182 \text{ MN}$

$$\sigma_s = 2 \times \frac{f_e}{3} = 2 \times \frac{500}{3} = 333.333 \text{ Mpa}$$

La section d'armature $\rightarrow A_s = 0,04 \times 1,6182 / 333,333 = 1,95 \text{ cm}^2$ Soit deux nappes de 5HA8 dans les deux sens.

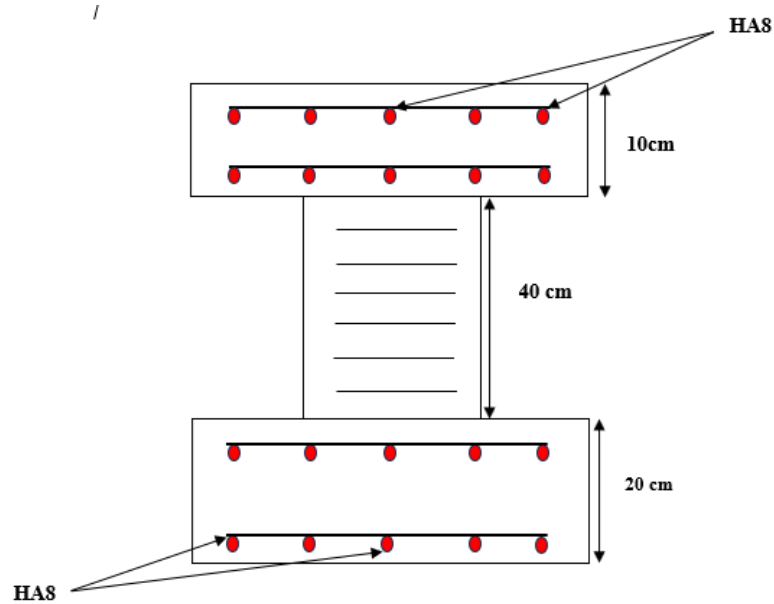


Figure VIII-4 : Ferrailage des dés d'appui.

VIII. Conclusion

Les appareils d'appui en élastomère fretté de type B, de dimensions (350 × 400 × 75) mm, ont été soigneusement choisis pour répondre aux normes strictes de stabilité, notamment en ce qui concerne le flambement, le glissement et le fluage. Ils reposent sur des dés d'appui mesurant (450 × 500) mm, renforcés par une armature de section 5HA8. Cette combinaison garantit la résilience et la sécurité requises pour notre projet.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Generale

La réalisation de la superstructure d'un pont en béton précontraint par post-tension L'étude que j'ai menée, m'a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant les cinq ans de notre formation à l'UMMTO et de compléter celle-ci par d'autres théories et d'application dans le cas pratique.

Nous ne sommes intéressés dans le cadre de mon projet de fin d'étude, au dimensionnement de la superstructure d'un pont à poutres en béton précontraint par post-tension dans le but de la réalisation des travaux d'accessibilité de la zone d'expansion touristique de Sidi Fredj et Palm Beach.

Ce projet nous a permis de maîtriser des aspects essentiels de la construction de ponts, notamment grâce à l'utilisation du logiciel ROBOT Structural Analysis Professional 2021 pour la modélisation. Cette démarche a permis d'analyser précisément les efforts agissant sur la structure et de dimensionner de manière optimale les éléments constitutifs du pont. Le respect des normes et règlements en vigueur, tels que BAEL, BPEL, S.E.T.R.A, l'EUROCODE 2 et le RPOA, a été nécessaire pour assurer la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité de l'ouvrage.

L'étude nous a également permis d'améliorer notre pratique du ferrailage en flexion simple de la dalle, en considérant à la fois les moments transversaux et longitudinaux.

Le dimensionnement de la précontrainte avec l'utilisation de câbles 7T15S en post-tension, L'estimation des pertes de tension prise a été vérifiée puisqu'elles n'atteignent pas les 32% initiale.

En somme, cette expérience a non seulement enrichi notre formation théorique mais a aussi renforcé notre aptitude à résoudre des problématiques complexes en ingénierie civile et travaux publics. Nous avons acquis des compétences techniques et pratiques importantes qui nous serviront tout au long de notre carrière. Toutefois, nous sommes conscients que notre formation ne s'arrête pas ici. Les défis professionnels futurs nous offriront de nombreuses occasions d'approfondir et de compléter nos connaissances.

En conclusion, ce projet de pont en béton précontraint par post-tension, m'a préparé à devenir l'un des ingénieurs compétents et rigoureux, capable de concevoir et de réaliser des infrastructures de haute qualité, répondant aux exigences actuelles de sécurité et de durabilité.

REFERENCES 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 des ponts », Master II.
- **MILOUDI (N.)**, Cours « Dimensionnements des ponts », Master I
- **BELHOCINE (M.)**, Cours « Béton Armé », Licence- Master I.
- **GHANEM (F.)**, Cours « Béton Précontraint », Master I.
- **Pascal Charles et Florent Imberty**, Cours « Béton précontraint ».

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

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

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

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_{pe} (MPa) = f_{pr} (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_{pe} (MPa) = f_{pr} (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_{pe} (MPa) = f_{pr} (MPa) =	—	classe 1770 1 570 1 770	classe 1860 1 656 1 860
	15,2 (0,6 pouce) T 15	139	1,091	f_{pe} (MPa) = f_{pr} (MPa) =	classe 1670 1 489 1 670	classe 1770 1 583 1 770	—
TORONS 7 fils « super »	12,9	100	0,785	f_{pe} (MPa) = f_{pr} (MPa) =	—	—	classe 1860 1 660 1 860
	15,7	150	1,178	f_{pe} (MPa) = f_{pr} (MPa) =	—	classe 1770 1 573 1 770	—

Toutes les relaxations ρ_{1000} à 1 000 heures et à 0,7 f_{pe} valent 2,5% pour les aciers TBR et 8% pour les aciers RN (fils ou torons).