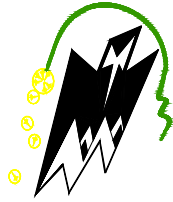


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)



Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master 2 en Travaux publics

Thème

*Etude d'un pont à poutres multiples en
béton précontraint par post tension ; cas
de la pénétrante autoroutière reliant Sidi
Abdallah et Zeralda sur 06 km*

Proposé par ENGOA.

Elaboré par :

Mme KADI Dina

Mr KARA Mohamed

Encadré par :

Mme MILOUDI Nassim

Promotion : 2019/2020

REMERCIEMENTS

***Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu
nous donner
la force pour effectuer le présent travail.***

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre promotrice
Madame **Miloudi Nassima**, pour ces précieux conseils et
surtout pour sa patience et sa disponibilité.*

*Nous tenons aussi à remercier nos professeurs. En particulier
Madame Ghanem Fadhila.*

*A tous les enseignants de la filière Travaux Publics sans exception,
qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence
et de dévouement.*

*Au personnel de la scolarité du département Sciences Appliquées et
Technologie.*

*Nos remerciements s'adressent, également, aux
membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont portés à notre travail.*

*Enfin, nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à
tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.*

KADI et KARA.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à:

- 🌟 La plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma chère mère **IMINE SAIDA**
- 🌟 Celui pour le quel je dois tout et je ne rendrai jamais assez, Mon très cher Père" **BELAID**"
- 🌟 Ma fille, ma princesse **AYA CERINE**, mon trésor le plus précieux, si tu savais comme tu me rends heureuse, chaque jour que dieu fait tu combles mon existence, je t'aime énormément.
- 🌟 Mon très cher mari **FARES**, tes sacrifices, ton soutien moral et matériel, ta gentillesse sans égal, sans ton aide, tes conseils et tes encouragements ce travail n'aurait jamais vu le jour.

- 🌟 Mon cher frère **AREZKI**, ma grande sœur **LIDIA** et son mari **BILLY** et leurs princesse **Ela**, ma petite sœur **KENZA**.
- 🌟 Ma belle famille, mon beau père **SAID**, ma belle mère **KARIMA**, ma belle sœur **AMINA**, son mari **HAKIM** et ses filles **ROFAIDA** et **RIHAM**, mon beau frère **LYES**, sa femme **KHADIDJA** et ses enfants **IMAD** et **DOUAA**.
- 🌟 Mes amies : **TINHINANE** et **YASMINE**.
- 🌟 Toute la promotion de (VOA 2020).
- 🌟 Toute la famille **KADI**.

KADI DINA.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à :

*La plus belle étoile qui puisse exister dans mon univers,
Ma très chère mère « Fazia ».*

*Celui pour le quel je dois tout et je ne rendrais jamais assez,
Mon très cher père « Rabah ».*

Mon cher frère Rezki et mes chères sœurs Sara et Lynda.

La mémoire de mes grands-mères BAYA « YEMMA » et OUIZA « MANI »

Et mon Grand Père Ali

Mon grand-père DAHMANE

***Mes chers oncles BOUSSAD, DJAMEL et NACER, ainsi que son épouse
Mahdia.***

Mes chères tantes ZOHRA, NAIMA et SAMIA.

Mon cousin et frère Lyes Ameur et ma chère cousine Assia.

***Tous mes amis, spécialement : Makhlouf, Youcef, Marzouk, Ahmed, Hamid,
Nacer, Rabah, Moussa, Arezki, Ouamar, Salim Tchii, Farid, Rachid,
Mohamed Lamine, Fatah, Lyes Man, Boualem, Hafid, Mouhoub, Massi,
Kamel, MARWA, NORA, LYDIA, AKILA, MALIKA, CHABHA, KAHINA,
SAMIRA, Lamia.***

***Madame HAKIMA AMROUCHE mon enseignante, qui m'a marqué grâce à son
aide et son soutien.***

***Les deux familles
KARA et KHENDEK.***

Toute la promotion de (VOA 2020).

KARA Mohamed

Liste des figures

<i>Figure I.1 : Profil en long du pont</i>	4
<i>Figure I.2 : Profil en travée du pont</i>	5
<i>Figure I.3 : Profil en plan du pont</i>	5
<i>Figure I.4 : Extrait carte géologique de CHERAGAS –ALGER</i>	6
<i>Figure I.5 : Extrait carte géologique de CHERAGAS –ALGER</i>	6
<i>Figure II.1 : Diagramme contrainte déformation</i>	15
<i>Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre</i>	17
<i>Figure III. 2 : Notation utilisée</i>	21
<i>Figure III. 3 : Section médiane de la poutre préfabriquée</i>	23
<i>Figure III. 4 : Section intermédiaire de la poutre préfabriquée</i>	24
<i>Figure IV.1 : Coupe longitudinale de l'âme de la poutre</i>	31
<i>Figure IV.2 : Dimensions de la poutre intermédiaire et de rive</i>	32
<i>Figure IV.3 : Coupe transversale du trottoir (avec éléments non porteurs)</i>	34
<i>Figure IV.4 : Système Bc</i>	37
<i>Figure IV.5 : Les dimensions du système Bt</i>	38
<i>Figure IV.6 : Les dimensions du système Br</i>	39
<i>Figure IV.7 : Les dimensions du système Mc120</i>	40

Figure IV.8 : Les dimensions du système D240.	41
Figure V.1 : Répartition Longitudinale De La Charge Permanente G	43
Figure V.2 : Système B_c disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal)	45
Figure V.3 : Recherche du moment maximal	46
Figure V.4 : Ligne d'influence du moment sous P_3	48
Figure V.5 : Ligne d'influence du moment sous P_4	49
Figure V.6 : Chargement type sous un tandem (système B_f)	52
Figure V.7 : Surcharge B_t	53
Figure V.8 : Position de $M_c 120$	56
Figure V.9 : Position de D_2 sur la travée	57
Figure V.10 : Schéma statique d'une poutre	58
Figure V.11 : Les lignes d'influence de l'effort tranchant à 0 L	58
Figure V.12 : Position du système B_c donnant T_m à 0,00L	60
Figure V.13 : Position du système B_f	61
Figure V.14 : Les efforts tranchants engendrés par la surcharge $M_c 120$	62
Figure V.15 : Efforts tranchants engendrés par la surcharge D_2	63
Figure VI.1 : Définition des caractéristiques de taches	65
Figure VI.2 : les lignes de construction	66
Figure VI.3 : modélisation de la dalle	67
Figure VI.4 : modélisation du tablier	67

Figure VI.5 : Définition des appuis.....	68
Figure VI.6 : le chargement sous G.	68
Figure VI.7 : Le chargement sous le poids du revêtement.	69
Figure VI.8 : Le chargement sous le poids du garde.corps.	69
Figure VI.9 : Le chargement sous le poids de la corniche.....	70
Figure VI.10 : Le chargement sous le poids du trottoir.....	70
Figure VI.11 : Le chargement sous le poids des surcharges du trottoir.....	71
Figure VI.12 : Le chargement sous le système A(l).	71
Figure VI.13 : Les charges roulantes.....	72
Figure VI.14 : Le système de charges Bc.....	72
Figure VI.15 : Le système de charge Mc_{120}.....	73
Figure VI.16 : Le système de charge D_{240}.....	73
Tableau VI.1 : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.....	74
Figure VI.17 : Les combinaisons de charges.....	75
Figure VI.19 : Les résultats.	75
Figure VI.20 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	76
Figure VI.21 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	76
Figure VI.22 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.....	77
Figure VI.23 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.....	77

Figure VI.24 : Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée.....	78
Figure VI.25 : Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée.	78
Figure.VI.26 : vue en plan du ferrailage de la dalle.....	89
Figure.VI.27 : Ferrailage dans les deux sens.	90
Figure VII.1 : Tracé d'un câble	99
Figure VII.2 : Tracé d'un câble émergeant	100
Figure VII.3 : Dispositifs des câbles.....	102
Figure VII.4 : Tracé des câbles.....	105
Figure VII.5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N °1	119
Figure VII.6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N °2	121
Figure VII.7 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3	122
Figure VII.8 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4	124
Figure VII.9 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°5.	125
Figure VII.10 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°6.....	126

Figure VIII.1 : Coupe longitudinale de la culée	143
Figure VIII. 2 : Coupe transversale au niveau de la culée	144
Figure. VIII.3 : Ferrailage de la dalle de transition	151
Figure VIII. 4 : Poussée des terres sur le mur	152
Figure VIII.5: Ferrailage du mur garde grève	155
Figure VIII.6 : Ferrailage du mur de front.	160
Figure VIII.7 : ferrailage de mur en retour (vue en plan)	163
Figure VIII.8 : Ferrailage du corbeau	165
Figure VIII.9 : Coupe transversal de la semelle	168
Figure VIII.10 : Schéma de ferrailage (nappe inférieure)	170
Figure VIII.11: Schéma de ferrailage (nappe supérieur)	171
Figure IX.1 : disposition des appareils d'appuis	172
Figure. IX.2: Appareil d'appui en élastomère frette	173
Figure IX.3 : Effet de l'effort normal	174
Figure IX.4 : Cas de torsion	176
Figure IX.5 : 2ème cas de torsion	176
Figure IX.6 : Rotation de l'about du tablier	178
Figure IX.7 : Joint de chaussée	182
Figure IX.8 : Joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).	184
Figure IX.9 : Rotation d'extrémité du tablier sous chargement	185

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1 : Tableau comparatif des trois variantes</i>	<i>10</i>
<i>Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about</i>	<i>24</i>
<i>Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about.....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau III.3 : Caractéristique géométrique de la poutre intermédiaire</i>	<i>26</i>
<i>Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'intermédiaire</i>	<i>27</i>
<i>Tableau III.5 : Caractéristique géométrique de la poutre médiane</i>	<i>28</i>
<i>Tableau III.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à la médiane.....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau IV.1 : Classe du pont</i>	<i>30</i>
<i>Tableau IV.2 : Les charges des éléments non porteurs.....</i>	<i>34</i>
<i>Tableau IV.3 : Le poids propre du tablier.....</i>	<i>35</i>
<i>Tableau IV.4 : Valeur du coefficient a_1.....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau V.1 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge $A(L)$.....</i>	<i>44</i>
<i>Tableau V.2 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir</i>	<i>45</i>
<i>Tableau V.3 : Détermination de la section dangereuse</i>	<i>46</i>
<i>Tableau V.4 : Lignes d'influence du moment sous P_3.....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau V.5: Lignes d'influence du moment sous P_4.....</i>	<i>50</i>

Tableau V.6 : Moments de la surcharge b_c dans les différents section	51
Tableau V.7 : Calcul du moment max sous P_1 (pour une seule file de roue)	53
Tableau V.8 : Calcul du moment max sous P_2(pour une seule file de roue).....	54
Tableau V.1 : Les lignes d'influence du à la surcharge B_c	61
Tableau VI.1 : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.....	74
Tableau VI.2 : Efforts internes maximum dans les poutres.	78
Tableau VII.1 : Câble moyen fictif.....	106
Tableau VII.2 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).....	109
Tableau VII.3 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.	110
Tableau VII.4 : Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.....	110
Tableau VII.5 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections	111
Tableau VII.6 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis).....	113
Tableau VII.7 : Caractéristiques du fuseau limite de compression	115
Tableau VII.8 : Perte par frottement.....	117
Tableau VII.9 : Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.	128
Tableau VII.10 : Pertes par raccourcissement instantané du béton (1ère famille).....	131
Tableau VII.11 : Pertes subies par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème famille.....	132
Tableau VII.12 : Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa).....	133
Tableau VII.13 : Tensions initiales probables « p_i (Mpa) »	133

Tableau VII.14 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton	136
Tableau VII.15 : Pertes dans les câbles de la 2eme famille.	137
Tableau VII.16 : Pertes dans les câbles de la 2eme famille.	139
Tableau VII.17 : Pertes par fluage " Δ " dans les câbles de la 2ème famille	139
Tableau VII.18 : Pertes différées totales " Δ "	140
Tableau VII.19 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections	141
Tableau VII.20 : Pourcentage des pertes.....	141
Tableau VIII.1 : Coefficient de poussées	145
Tableau VIII.2 : Valeurs des moments dus à la poussée des terres.....	146
Tableau VIII. 3 : Valeurs des moments et les efforts globaux	148
Tableau VIII. 4 : Valeurs de vérification au glissement	149
Tableau VIII. 5 : Valeurs de vérification au renversement	149
Tableau VIII.6 : Valeurs des sollicitations	156
Tableau VIII.7 : Sollicitation à la base de voile	159
Tableau VIII.8 : Sollicitations agissants sur la semelle	166

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction..... 2
I.2. Présentation de l’ouvrage..... 2
I.3. Description de l’ouvrage..... 2
I.4. Reconnaissance de site 4
I.5. Choix des variantes 7
I.6. Conclusion 10

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

II.1. Introduction 11
II.2. Caractéristique des matériaux..... 11

Chapitre III : Pré dimensionnement

III.1. Introduction 17
III.2. Pré dimensionnement de la poutre 17
III.3. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre 21

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

IV.1. Introduction 30

IV.2. Caractéristique du pont	30
IV.3. Calcul des charges et surcharges	31

Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts

V.1. Introduction	42
V.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux	42
V.3. Calcul des efforts tranchants	58

Chapitre VI : Modélisation

VI.1. Introduction	64
VI.2. Présentation du logiciel	64
VI.3. La modélisation	64
VI.4. Effort interne dans les poutres	76
VI.5. Ferrailage de la dalle	79

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

VII.1. Dimensionnement de la précontrainte	92
VII.2. Tracé des câbles	103
VII.3. Caractéristiques géométriques des sections nettes	108
VII.4. Les pertes de tension	116
VII.5. Les pertes par recul d'ancrage	127
VII.6. Les pertes par raccourcissement instantané du béton	129
VII.7. Les pertes différées	134

VII.8. Conclusion	142
-------------------------	-----

Chapitre VIII : Etude de la culée

VIII.1. Introduction	143
VIII.2. Pré dimensionnement de la culée	144
VIII.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée	145
VIII.4. Détermination des différents cas de charge.....	146
VIII.5. Vérification de la culée	148
VIII.6. Ferrailage des éléments de culée	150

Chapitre IX : Etude des appareils d'appuis et joints de chaussées

IX.1. Introduction	172
IX.2. Appareils d'appui	172
IX.3. Dimensionnement des appareils d'appuis	174
IX.4. Prescription réglementaire	179
IX.5. Application à notre projet	181
IX.6. Dimensionnement de l'appareil d'appui	181
IX.7. Calcul de joint de chaussée	182
IX.8. Conclusion	186

Conclusion générale	187
----------------------------------	------------

Bibliographie.

Introduction Générale

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication la construction d'ouvrages d'art, particulièrement, les ponts est en pleine expansion.

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leurs dimensionnements et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. On doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles, liées au site et à la destination d'un ouvrage qui s'inscrit toujours dans le cadre plus général d'une opération d'équipement collectif. Le respect de l'environnement impose des exigences, allant d'une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix des matériaux de construction, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur et précision dès les premières étapes de l'étude. Enfin, on doit avoir le souci du détail et le sens des dispositions constructives pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique raisonnée.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte. Leurs conceptions, initialement inspirées de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 30 mètres
- les ponts à poutres précontraintes par post tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres. Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le viaduc V1 localiser autour de PK0 +12.

Ce projet est inscrit dans la pénétrante autoroutière reliant Sidi Abdallah et Zeralda sur 06 km.

Dans ce travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale. Une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour calculer les caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés. On s'intéresse dans le chapitre 05 au calcul des charges et surcharges, et on passera à la modélisation dans le chapitre 06 et la précontrainte dans le chapitre 07. Le chapitre 08 a pour but l'étude de la culée. En dernier lieu l'étude des équipements fera l'objectif du chapitre 09.

I.1. Introduction

La réalisation d'un ouvrage d'art consiste à lui conférer des qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques. L'ouvrage doit être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacle franchis) qui lui sont imposées. Qu'il puisse être réalisé au meilleur coût pour une nécessité d'ordre budgétaire. Il est également essentiel de veiller à lui donner des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site. La démarche de conception consistera donc à fixer les choix fondamentaux avant de s'intéresser aux détails, en procédant par étape et affinements successifs. C'est ainsi que l'implantation des appuis sera déterminée et aussi le choix du type de l'ouvrage.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage, objet de cette étude, se situe dans le tronçon de PK0+12 reliant Sidi Abdallah et Zeralda sur 06 km, Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par ENGOA, il consiste à étudier un pont routier à poutre en béton précontraint à deux voies circulations identiques avec une longueur totale de 167 m, et une largeur de 25 m, avec une pente de 2,5%.

I.3. Description de l'ouvrage

I.3.1. Superstructures

-) **Tablier** est une structure porteuse de 167 m de longueur et 12 m de largeur qui supporte les charges du trafic routier et les transmet aux appuis ou aux éléments de suspension (suspentes ou arcs)
-) **Poutre** le pont est porté sur 80 poutres en béton précontraint, 8 poutres dans chaque travée de 33.4 m de longueur et 1.5 m de hauteur pour chaque une.
-) **Gabarit** Espace réservé pour le passage.
-) **Trottoir** il en existe deux dont un de largeur de 1.2 m et 0.8 m, ils sont préfabriqués et montés sur place, ils seront munis de garde-corps de 1 mètre de hauteur et d'une glissière de sécurité permettant de mener les véhicules qui s'écartent de leurs voies.
-) **Equipement :**
-) **Les corniches :** élément d'aspect architectural, la corniche permet d'une part de couronner le bord latéral extérieur de l'hourdis et le protège, et d'autre part permet l'ancrage d'autres équipements notamment les barrières, les lampadaires, etc.

-) **Les barrières** : protection des personnes et des biens contre les chutes dans l'obstacle franchit.
-) **Les gargouilles** : dispositif d'évacuation des eaux de pluies hors de l'ouvrage.
-) **Les joints de chaussées** : permettent de lutter contre les fissurations de la chaussée.
-) **Les systèmes d'étanchéité** : protège le hourdis contre l'infiltration des substances nocifs telles que : l'eau de ruissellement, l'huile de moteur, etc.
-) **La couche de roulement** : assure le confort de la circulation.
-) **Les trottoirs** : dispositifs de sécurité et de confort de la circulation piétonnière et animalière.
-) **La dalle de transition** : facilite l'accès à l'ouvrage (pont).

I.3.2. Infrastructures

Appuis la superstructure est supportée par (02) culés et 24 piles (3×4×2)

-) **Pile** : c'est un appui intermédiaire entre deux travées voisines d'une hauteur variante. Elle est constituée par un chevêtre de 3.2m de largeur de 2 m de hauteur sur lequel repose les poutres, et supporté par les fûts, le nombre de piles est 24 (3 x 4 x 2) de diamètre Ø2000mm
-) **Culée** : C'est un support réalisé à chaque extrémité du pont. Elle doit assurer une bonne transmission des efforts au sol de fondation, et la limitation des déplacements horizontaux de façon à ne pas entraver le bon fonctionnement des appareils d'appuis. Le nombre de culées est 2 (1 x 2).

Fondations : Les fondations reposeront sur des pieux forés simple de 1.20 m de diamètre.

-) **Pieux** : c'est un élément de construction en béton, acier, bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Le nombre de pieux est 144 (8x4x2) et (12x2x2) , de diamètre Ø1200mm.
-) **Semelles** : c'est un ouvrage d'infrastructure, généralement en béton armé, qui reprend les charges d'un organe de structure d'une construction et qui transmet et répartit ces charges sur le sol (fond de coffre ou niveau d'assise). Le nombre de semelle est 12 (6x2).

I.4. Reconnaissance de site

I.4.1 Données fonctionnelles

) Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mis en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

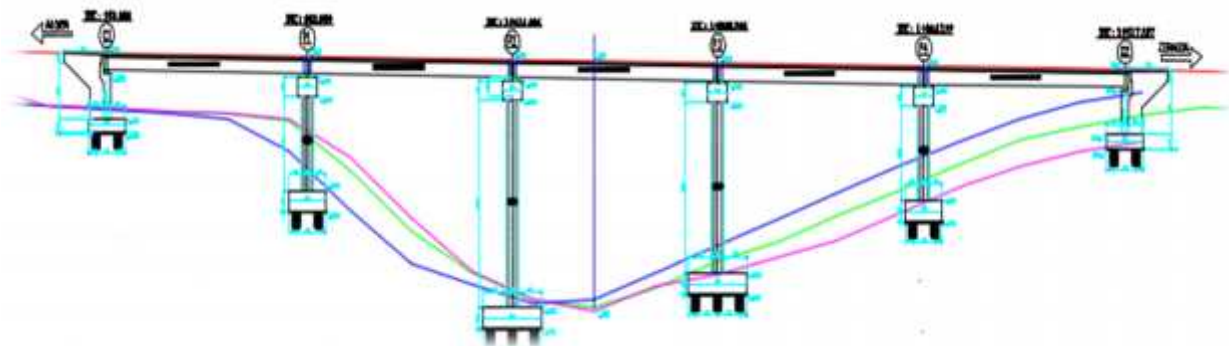


Figure I.1 : Profil en long du pont

) Profil en travée

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir).

Le profil en travers de l'ouvrage est défini comme suit :

-) Largeur roulable : $L_r = 10\text{m}$
-) Largeur utile : $L_u = 12\text{m}$
-) Largeur de trottoir : $l = 1,2\text{m}$ et $l' = 0,8$
-) Nombre de voies de circulations : $N = 2$ Voies
-) Profil en toit de 2,5%, et -2,5%

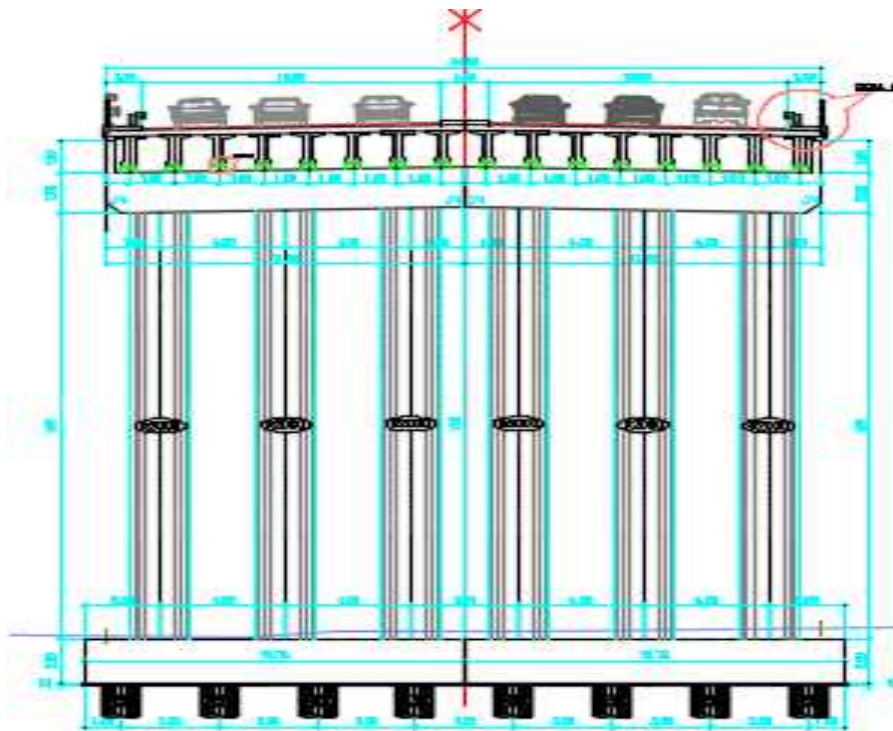


Figure I.2 : Profil en travée du pont

) Profil en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel : il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

En plan nous pourrions distinguer que c'est un ouvrage oblique.

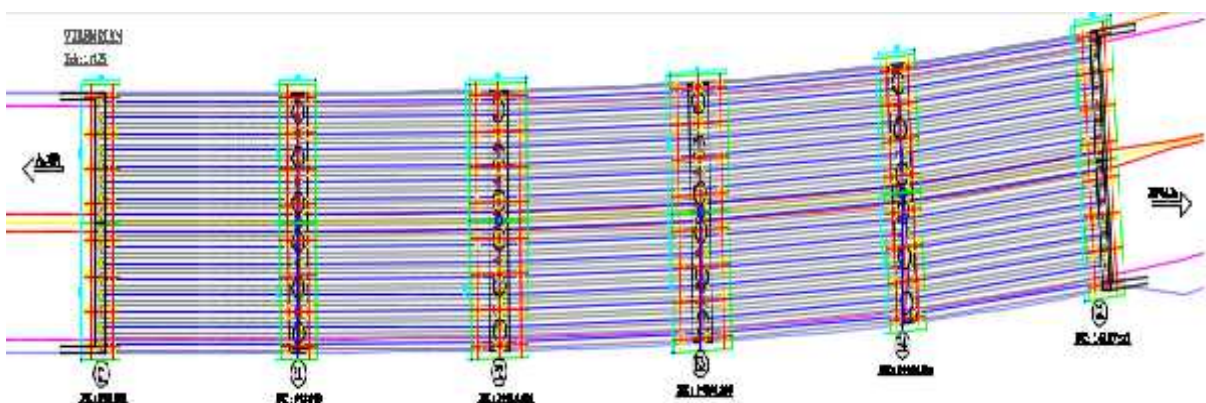


Figure I.3 : Profil en plan du pont

I.4.2 Données naturelles

D'après la carte géologique de CHERAGAS –ALGER établie à l'échelle 1/50 000ème, la géologie régionale est représentée par des formations géologiques suivantes (voir ci-dessous extraitcarte).

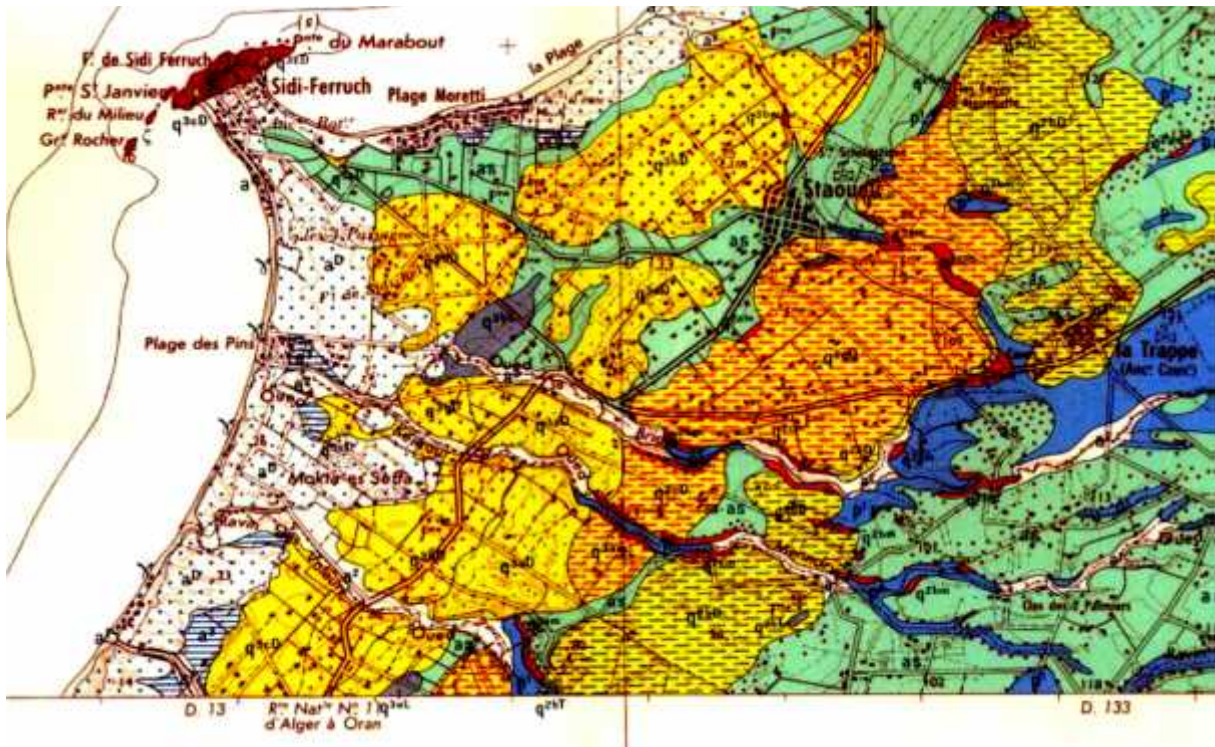


Figure I.4 : Extrait carte géologique de CHERAGAS –ALGER

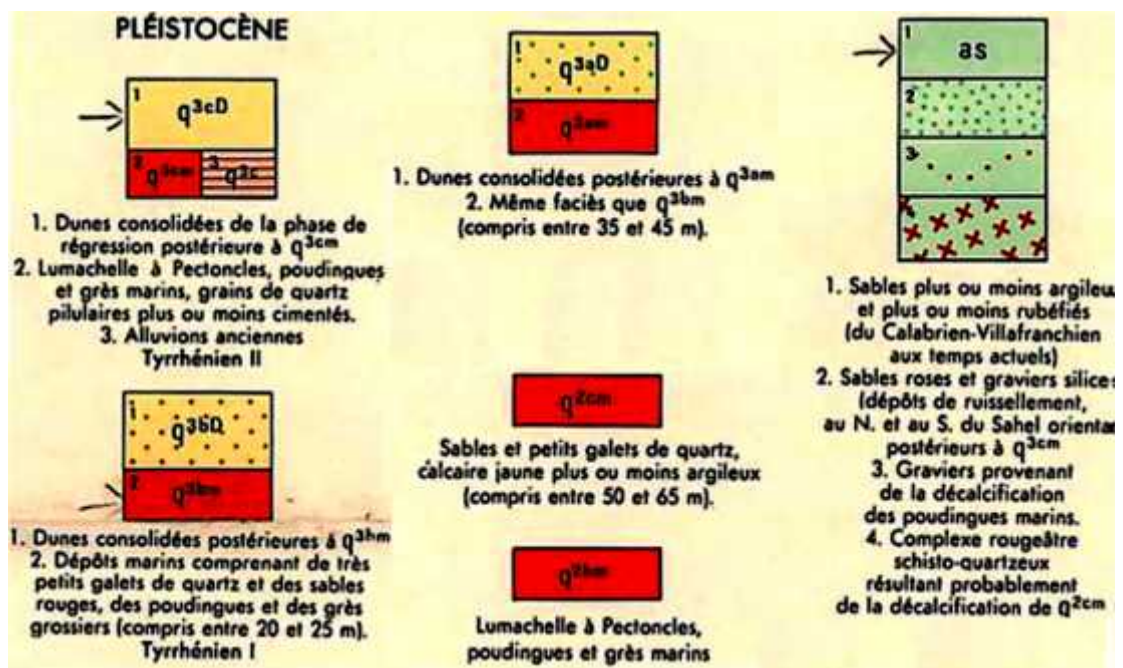


Figure I.5 : Extrait carte géologique de CHERAGAS –ALGER

I.4.3 Données topographiques

Le site traverse un terrain vague dans la région d'El Rahmania - commune de Zeralda, au droit du PK0+12.

Le projet s'inscrit dans un terrain accidenté.

I.4.4 Données sismologique

Selon le règlement parasismique algérien RPOA/2008, la région d'ALGER est située dans la zone ZIII, de très forte sismicité. Il y a lieu d'en tenir compte lors de la conception de l'ouvrage.

I.5. Choix des variantes

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire, le mieux possible toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrage qui peuvent être envisagés. La comparaison de ses deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleurs, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés. si la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter, on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus. par exemple, pour des portées de l'ordre de 100m, on peut hésiter entre un pont en voussoirs préfabriqués, béton précontraint et un pont mixte.

Trois variantes sont envisagées et sont les suivantes :

I.5.1. Ponts à poutres en béton précontraint

Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées à talon, âme et semelle supérieure. Son principe consiste à reprendre les charges permanentes et les surcharges par une armature active qui est la précontrainte, soit par prétention ou par post tension. Signalant que la prétention s'adapte sur des portées allant jusqu'à 30 m, et une gamme de portées comprises entre 30 à 50 m pour la poste tension. On propose des travées indépendantes à poutres en double T à talon d'une longueur identique.

➤ **Avantage**

- bon Maîtrise de la préfabrication des poutres.
- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.
- Le béton est toujours comprimé.

➤ **Inconvénients**

- La hauteur importante des poutres et leur poids qui augment au fur et à mesure que leur portée augmente.

I.5.2. Ponts en béton précontraint construits par encorbellement

Ces ponts sont construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs qui s'adaptent d'une manière très performante aux actions mécaniques telles que la torsion, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles ; ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau. Le tablier à hauteur variable devient plus économique et esthétique et il s'adapte sur une gamme de portées allant de 70 à 200 m.

➤ **Avantage**

- Ouvrages comportant des piles très hautes (construction est devenue économique grâce aux coffrages glissants) et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux).
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant).
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.

➤ Inconvénients

-Pour des portées inférieures à 50 m la construction par encorbellement est plus coûteuse que les travées indépendantes à poutres préfabriquées.

-Nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et leur mise en tension.

-Nécessité de disposer d'un matériel adéquat pour l'exécution.

I.5.3. Ponts à tablier mixte

Dans les tabliers métalliques à poutres ou caissons sous chaussée, la dalle peut être constituée d'un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

On propose des travées indépendantes à poutres en I à d'une longueur identique.

➤ Avantage

-Rapidité et simplicité de mise en œuvre.

-Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.

-Simplicité d'usinage des poutres à âme pleine.

-Possibilité d'extension et de réparation des poutres.

➤ Inconvénients

-Risques de corrosion de l'acier surtout en présence d'un milieu agressif.

-Risque de voilement, déversement des poutres.

-Nécessite de visites périodiques et entretien courant.

-Sensibilité au gradient thermique.

-Analyse multicritère**Tableau I.1 : Tableau comparatif des trois variantes**

	Pont en voussoir	Pont mixte	Pont a poutre en béton précontraint
Economie	-	-	+
Entretien	+	-	+
Esthétique	+	-	-
Exécution	-	+	+
Délais (chantier)	-	+	+

I.6. Conclusion

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale. Le choix de la solution résulte de critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures des tabliers, le mode de construction, les dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

Donc, parmi les trois solutions proposées nous en venons à choisir la première variante (pont a poutres en béton précontraint), qui est l'objet de notre étude.

II.1. Introduction

L'objet fondamentale d'un règlement est d'étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part surs et d'autres part économique. La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé «état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonction.

➤ **Etat limite ultime**

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.

➤ **Etat limite de service**

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

➤ **Règlements utilisés**

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

II.2. Caractéristique des matériaux**II.2.1. Le béton**

Dans ce qui suit, nous supposerons connues les notions de base sur la composition et les propriétés mécaniques du béton, et nous nous attacherons seulement à mettre en évidence les caractères spécifiques du matériau destiné à la précontraintes :

- Résistance à la compression.
- Déformabilité, instantanées et différée.
- Résistance aux agents agressifs.

Pour des applications particulières, on peut aussi chercher certaines qualités spéciales telles que faible masse volumique, faible conductivité thermique, bonne résistance à l'abrasion ...etc.

II.2.1.1. La résistance à la compression et à la traction

➤ La résistance à la compression

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions idéales.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays. Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge j 28 jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$f_c = \frac{1}{4,7 + 0,8} f_{c2} \quad \text{pour} \quad f_{c2} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_c = \frac{1}{1,4 + 0,9} f_{c2} \quad \text{pour} \quad f_{c2} \geq 40 \text{ M}$$

Au –delà de j=28 jours, on admet pour les calculs de résistance que : $f_c = f_{c2}$

➤ La résistance à la traction

Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression f_c mais leur résistance à la traction f_t joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécaniques : c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence. Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes. $f_t = 0,6 + 0,06f_c$

II.2.1.2. Déformation instantanées et différées du béton

A l'inverse de celle de l'acier, la courbe contrainte déformation du béton ne présente pas de partie rectiligne, si bien que le module d'élasticité longitudinale n'a pas une valeur constante, ce qui amené à distinguer le module tangent du module sécant. Cependant, pour les Valeurs usuelles des contraintes, c'est-à-dire jusqu'à 40 à50 % de la contrainte ultime, on prend généralement en compte une seule valeur E_{ij} du module instantané. Le module E_t est fonction croissante de la résistance à la compression ; les règles BPEL donnent la relation suivante.

$$E_t = 11000 \sqrt[3]{f_c}$$

➤ **Déformation transversale du béton**

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante.

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

ν : Coefficient de poisson

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS)

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU)

➤ **Contraintes admissibles**

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

a. Contrainte admissible à la compression

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression

$$\text{Etat limite "ELU"} = \frac{0,8 f_c}{\gamma_E}$$

Avec

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_D : Coefficient de sécurité.

γ_D : 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_D : 1.15 situation accidentelle

➤ **Qualités attendues d'un béton pour ouvrages**

a. Ses qualités sont

-Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).

-Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.

-Une bonne déformabilité instantanée, et différés la plus faible possible.

Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

b. La résistance caractéristique à la compression

Béton pour des éléments coulé sur place $f_{c2} = 27\text{MPa}$

Béton pour des éléments préfabriqués précontraints $f_{c2} = 35\text{MPa}$

c. La résistance caractéristique à la traction du béton

Béton pour des éléments coulé sur place $f_{ct} = 2.22\text{ MPa}$

Béton pour des éléments préfabriqués précontraints $f_{ct} = 2.7\text{ MPa}$

II.2.2. L'acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes

-Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.

-Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limite la fissuration.

II.2.2.1. Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

a. La limite élastique

- b. Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes FeE 40 et FeE 50, la limite élastique de ces derniers sont respectivement 400 MPa et 500MPa

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

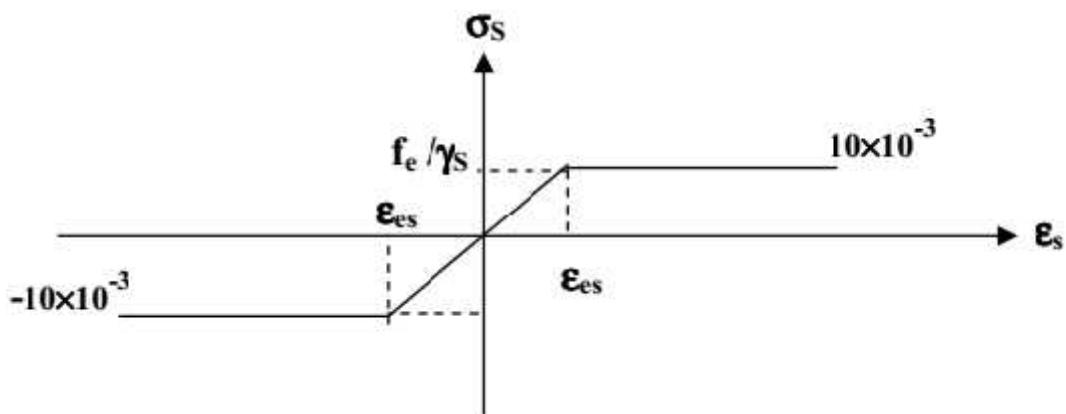


Figure II.1 : Diagramme contrainte déformation

b. Contrainte limite de traction

-En fissuration peu nuisible

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$$

-En fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110(n_t)^{0.5}\right)$$

-En fissuration très préjudiciable

$$\sigma = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90(n_t)^{0.5}\right)$$

Avec

$n = 1$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ Aciers à haute adhérence.

c. Module d'élasticité longitudinal de l'acier

$E_s = 210000 \text{ MPa}$

II.2.2.1. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

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

-Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min (0,8 f_p + 0,95 f_p) \quad \text{Selon les règles de BPEL}$$

f_p : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_p : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

a. La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

b. Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal "EP" des aciers de précontrainte est pris égal à :

$E_P = 200\,000 \text{ MPa}$ pour les barres.

$E_P = 190\,000 \text{ MPa}$ pour les torons.

III.1. Introduction

Une fois effectués les choix fondamentaux de la conception dictés par les conditions locales et par l'expérience d'ouvrages similaires, il reste à déterminer les principales cotes de coffrage des poutres. Pour des conditions de résistance et de rendement, la section doit être mince et ce afin d'augmenter la rigidité flexionnelle de la poutre. Pour cela on choisit une section en I avec un espacement (entraxe des poutres) très réduits pour éviter l'emploi de la prédalle à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression :

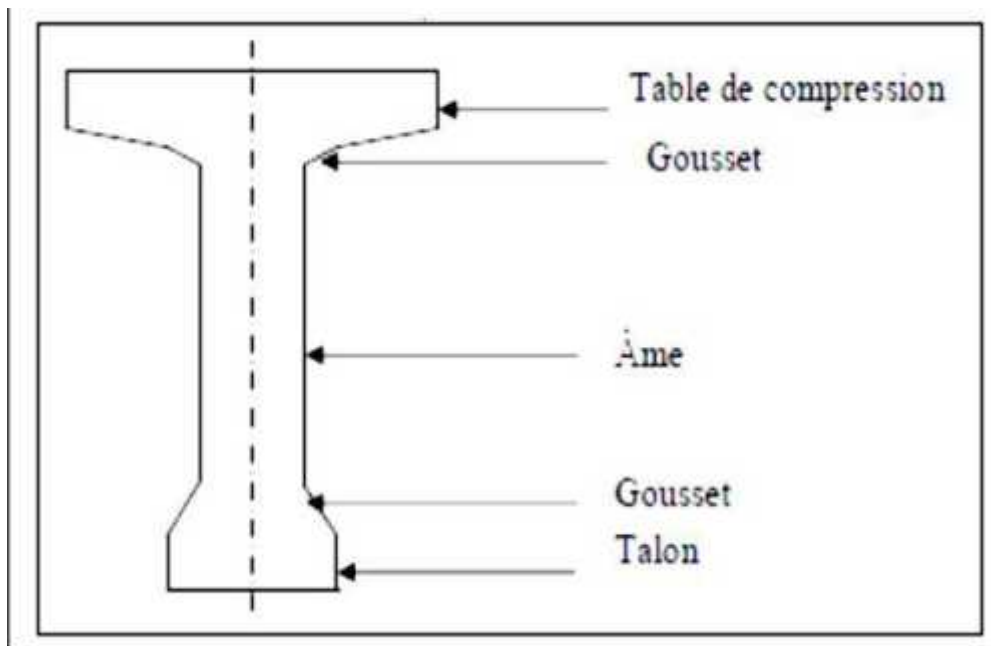


Figure III.1 : Coupe transversale d'une poutre

III.2. Pré dimensionnement de la poutre

Selon l'article 3.2 de guide de conception [VIPP], une poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, ou en béton armé ou précontraint. En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

III.2.1. L'espacement entre axes des poutres ()

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions et, des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi des poutres en section **I**, la largeur de la table de compression est l'égerment inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir l'espacement entres- axes des poutres: 1,5 2,5 donc on fixe l'espacement = 1,50

III.2.2. Nombre de poutre

Le nombre des poutres est déterminé par:

$$N = (L_u /) + 1$$

L_u : est la distance entre appui de rive = 10,50 m

on fixe l'espacement = 1,50m

$$N = (10,50 / 1,50) + 1 = 8 \text{ poutres } N = 8 \text{ poutres}$$

III.2.3. hauteur de la poutre

la hauteur de la poutre de pont dont la portée dépasse ou égale à 20m ($L \geq 20m$) est donnée par la condition suivante:

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

Pour $L = 33,40$ on aura: 1,50 H_p 1,85

On prend: $H_p = 1,50m$

III.2.4. Membrure supérieure (table de compression) **b**

Selon l'article 3.2.3 de guide de conception [VIPP], la largeur **b** de la dalle de compression 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 relation suivante :

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

Alors: $b \geq 0,9$

On prend : $b = 1,03$

-L'épaisseur de la table de compression

$10 < e_d < 25$; on prend : $e_d = 11$ cm

-Remarque :

Dans ce cas, des prés-dalle sont nécessaires pour le coffrage du hourdis.

On prévoit des goussets qui jouent un triple rôle:

- faciliter la mise en œuvre du béton
- assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- permettre de loger les ancrages des câbles.

III.2.5. Epaisseur de l'âme (b_0)

III.2.5.a section médiane

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

$$18 \leq b_0 \leq 25$$

On fixe : $b_0 = 21$ cm

III.2.5.b. Section intermédiaire

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

$$25 \leq b_0 \leq 35 \text{ cm}$$

On fixe : $b_0 = 35$ cm.

III.2.6. Largeur du Talon (b_t)

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'écaler sous la poussée au vide des armatures.

Sa largeur b_t est comprise entre 40 et 70 cm

On prend : $b_t = 47$ cm

Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10 cm et 20 cm, pour permettre un bon bétonnage.

On prend : $h_t = 15$ cm

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

$$1 \quad \text{tg} = \frac{2-h_g}{b_t-b_0} \quad \frac{3}{2}$$

Avec : h_g hauteur de gousset

$$b_t \text{ Largeur du talon} \quad b_t = 47 \text{ cm}$$

-Pour la poutre médiane on aura :

$$\frac{b_t-b_u}{2} \quad h_g \quad \frac{3}{2} \frac{b_t-b_u}{2}$$

$$\frac{4-2}{2} \quad h_g \quad \frac{3}{2} \frac{4-2}{2}$$

$$13.5 \quad h_g \quad 20.25$$

On prend : $h_g = 20$

-Pour la poutre d'about on aura :

$$\frac{4-3}{2} \quad h_g \quad \frac{3}{2} \frac{4-3}{2}$$

$$6 \quad h_g \quad 9$$

On prend : $h_g = 9 \text{ cm}$

III.2.7. Goussets

Cet angle est disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontraintes. Cet angle est fixé entre : 45 60

III.2.7.a. Gousset de la table de compression

-En travée : $\alpha_1 = 11$; $e_1 = 6$

$$\alpha_2 = 45 \quad ; \quad e_2 = 10$$

-A l'about : $\alpha_1 = 10$; $e_1 = 5$

III.2.7.b. Gousset du talon

$$\alpha_1 = 57 \quad ; \quad e_1 = 20$$

$$\alpha_2 = 56 \quad ; \quad e_2 = 9$$

III.2.8. Hourdis (la dalle) h_0

En général, l'hourdis possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres, il joue le rôle d'entretoisement transversal. Son épaisseur en général: $20 \leq h_0 \leq 30$

On fixe : $h_0 = 25$ cm

III.3. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

-Notation utilisées

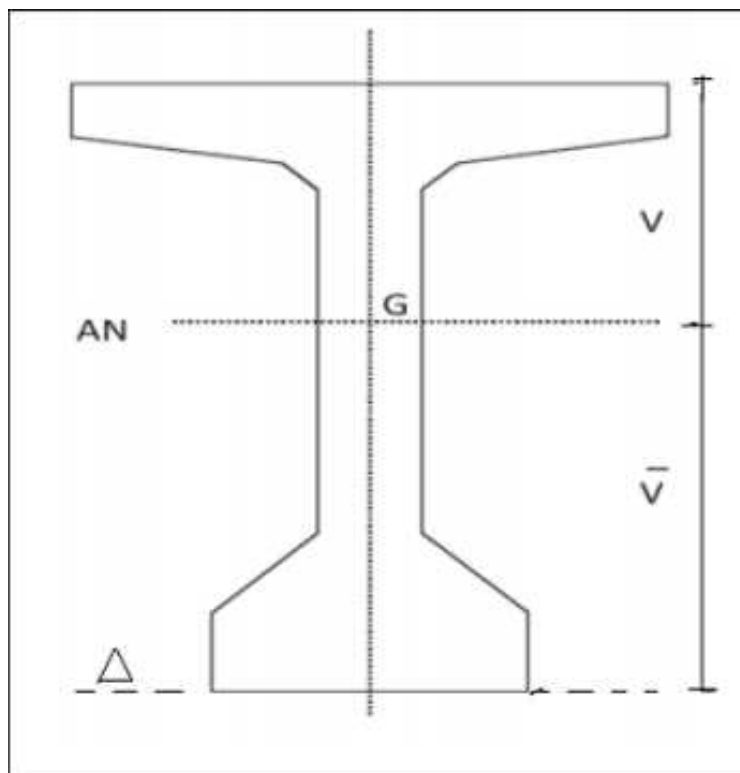


Figure III. 2 : Notation utilisée

Z : bras de levier de la poutre considérée par rapport à l'axe ()

I_{Δ} : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe ()

$$I_{\Delta} = S_{\Delta} \times Z + I_G$$

I_G : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre.

B : section totale de la poutre

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

r : Rayon de giration

$$r^2 = \frac{I_G}{B}$$

: rendement géométriques de la section:

$$= \frac{I_G}{B \times V \times V'} = \frac{r^2}{V \times V'}$$

Avec : V et V' distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutres :

$$V = h_{\text{t}} - V' \quad ; \quad V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

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

Avec : $S = B \times Z$

I0 : Moment d'inertie propre de la section considérée

- Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$

- Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

Remarque : dans ce qui suit, l'axe () passe par la fibre inférieure de la section.

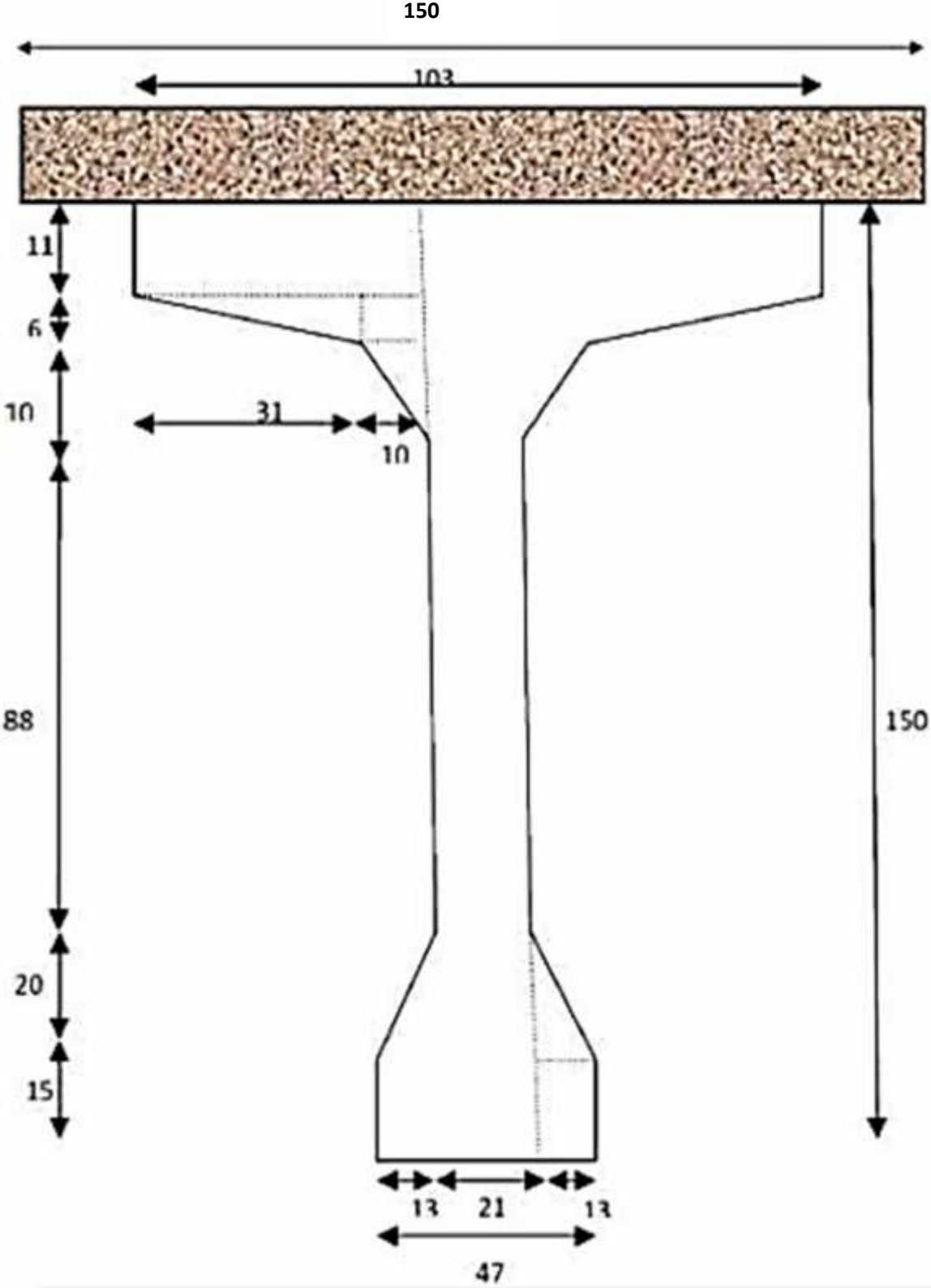


Figure III. 3 : Section médiane de la poutre préfabriquée

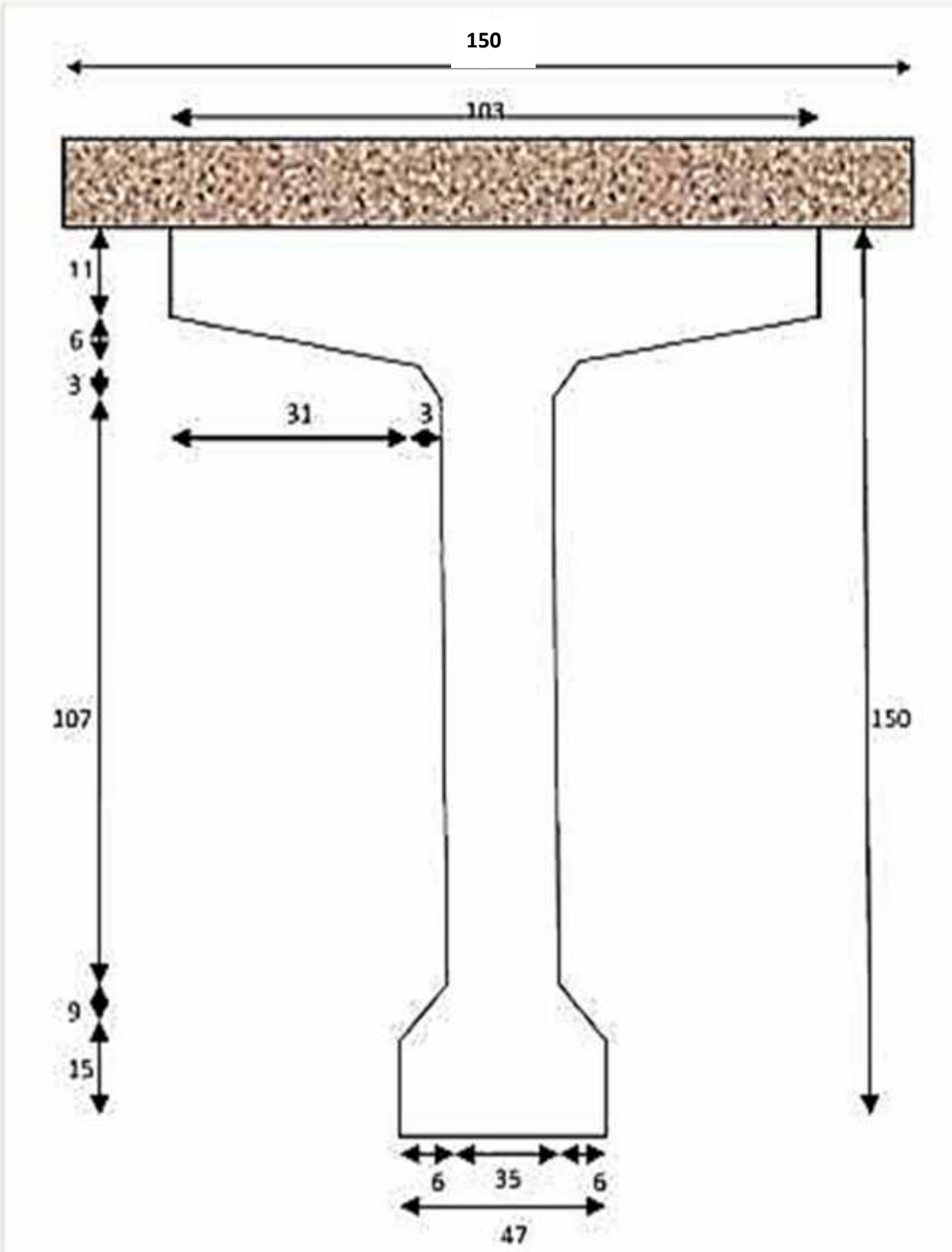


Figure III. 4 : Section intermédiaire de la poutre préfabriquée

III.3.1. La poutre à l'about

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Désignation	Dimensions (cm)	B(cm^2)	Z(cm)	S (cm^3)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
1	103x11	1 133,00	144,5	163 718,50	11424,41	23668747,66
2	2x [(28x5)/2]	140	136,5	19 110,00	194,4444444	2608709,444
3	47x139	6533	69,5	454 043,50	10518674,42	42074697,67
B brute		7 806,00				
B nette		7415,7				
S/ brute				636 872,00		
S/ nette				605 028,40		
I/ brute						68352154,77
I/ nette						61516939,29

$I_g(\text{cm}^4)$	V	V	r^2	(%)
16391362,5	81,5874968	68,42	2099,84147	0,37616625

Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about

Désignation	Dimensions (cm)	B(cm^2)	Z(cm)	S (cm^3)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
Section poutre		7806	81,58	636 872,00		68352154,77
Section hourdis	103×25	2575	162,5	418 437,50	134114,5	68130208,25
B brute		10381				
B nette						
S/ brute				1 055 309,50		
S/ nette				1002544,025		
I/ brute						136482363
I/ nette						122834126,7

III.3.2. La poutre intermédiaire

Tableau III.3 : Caractéristique géométrique de la poutre intermédiaire

Désignation	Dimensions (cm)	B(cm^2)	Z(cm)	S (cm^3)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
1	103x11	1 133,00	144,5	163 718,50	11424,41	23668747,66
2	2x[(31x6)/2]	186	137	25 482,00	372	3491406
3	2x(3x6)	36	136	4 896,00	108	665964
4	2x[(3x3)/2]	9	132	1 188,00	4,5	156820,5
5	35x124	4340	77	334 180,00	5560986,66	31292846,66
6	2x[(9x6)/2]	54	18	972,00	108	17604
7	47x15	705	7,5	5 287,50	13218,75	52875
B brute		6 463,00				
B nette		6139,85				
S/ brute				535 724,00		
S/ nette						
I/ brute						59346263,82
I/ nette						45013623,57

$I_y(\text{cm}^4)$	V	V	r^2	(%)
14939609,92	82,89	67,11	2311,55	0,41

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'intermédiaire

Désignation	Dimensions (cm)	$B(\text{cm}^2)$	$Z(\text{cm})$	$S(\text{cm}^3)$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I(\text{cm}^4)$
Section poutre		6 463,00	82,89	535 718,07		59346263,8
Section hourdis	103×25	2575	162,5	418 437,50	134114,5	68130208,25
B brute		7656				
B nette		7273,2				
S/ brute				954 155,57		
S/ nette				906 447,79		
I/ brute						127476472,1
I/ nette						114728824,8

III.3.3. La poutre médiane

Tableau III.5 : Caractéristique géométrique de la poutre médiane

Désignation	Dimensions (cm)	B(cm^2)	Z(cm)	S (cm^3)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
1	103x11	1 133,00	144,5	163 718,50	11424,41	23668747,66
2	2x[(31x6)/2]	186	137	25 482,00	372	3491406
3	2x(10x6)	120	136	16 320,00	360	2219880
4	2x[(10x10)/2]	100	129,67	12 967,00	555,54	1681986,43
5	21x124	2604	77	200 508,00	3336592	18775708
6	2x[(20x13)/2]	260	21,67	5 634,20	2441,11	124534,224
7	47x15	705	7,5	5 287,50	13218,75	52875
B brute		5108				
B nette		4852,6				
S/ brute				429 917,20		
S/ nette				408421,34		
I/ brute						50015137,31
I/ nette						45013623,58

$I_g(\text{cm}^4)$	V	V	r^2	(%)
13833305,8	84,16	65,84	2708,16479	0,4887186

Tableau III.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à la médiane

Désignation	Dimensions (cm)	B(cm^2)	Z(cm)	S (cm^3)	I_0 (cm^4)	I (cm^4)
Section poutre		5 108,00	84,16	427 616,96		50015137,3
Section hourdis	103×25	2575	162,5	418 437,50	134114,5	68130208,25
B brute		7656				
B nette		7273,2				
S/ brute				846 054,46		
S/ nette				803 751,74		
I/ brute						118145345,6
I/ nette						106330811

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse ; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

IV.2. Caractéristique du pont

IV.2.1. Classe de pont

Tableau IV.1 : Classe du pont

Classe du pont	Largeur roulable
1	Lr 7.00m
2	5.50m Lr 7m
3	Lr 5.50 m

Dans notre cas $L_r = 10m$ Pont de 1ere classe.

IV.2.2. Largeur chargeable

Largeur total : $L_t = 12 m$

Largeur roulable : $L_r = 10 m$

Donc la largeur chargeable $L_c = 10m$.

IV.2.3. Nombres de voies de circulation

$$N = \frac{L_c}{3} \quad N = 3 \text{ voies}$$

IV.2.4. Largeur de la voie

$$L = \frac{L_c}{N} \rightarrow L = 3.33m$$

IV.3. Calcul des charges et surcharges

IV.2.1. Les charges permanentes

Elles concernent toute les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées des :

-) Eléments porteurs : poids propre de tablier (poutres, entretoises, hourdis).
-) Eléments non porteurs : poids propre des équipements (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

a. Les éléments porteurs

) Les poutres

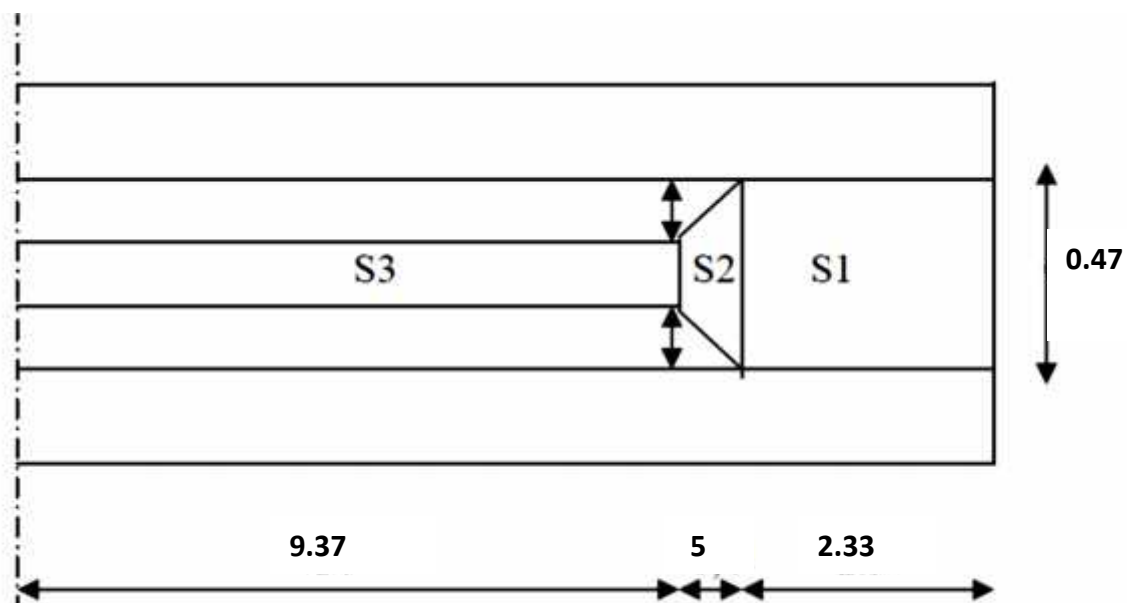


Figure IV.1 : Coupe longitudinale de l'âme de la poutre

$$P_T = 2 \times (P_1 + P_2 + P_3)$$

$$P_1 = 2.33 \times 0.7806 \times 2.5 = 4.5469t$$

$$P_2 = 5.4 \times 0.6463 \times 2.5 = 8.0787t$$

$$P_3 = 9.37 \times 0.5108 \times 2.5 = 11.9655t$$

$$P_P = 2 \times (4.5469 + 8.0787 + 11.9655)$$

$$P_p = 49.1822 \text{ t}$$

$$P_p = 49.1822 / 33.4 = 1.4725 \text{ t/m}$$

Le poids de toutes les poutres :

$$P_{PT} = 1.4725 \times 8 = 11.7801 \text{ t/ml}$$

) **La dalle (hourdis)**

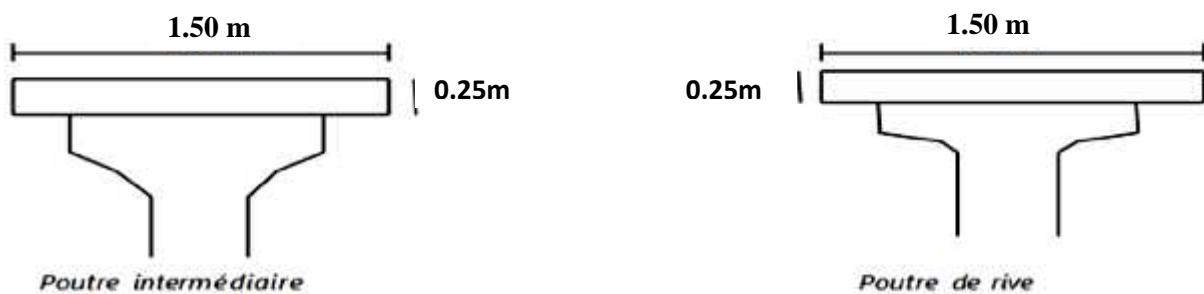


Figure IV.2 : Dimensions de la poutre intermédiaire et de rive

Épaisseur de la dalle est de 25cm

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

$$P = 0,25 \times 1.5 \times 2,5 \times 1 = 0,9375 \text{ t/m}$$

Le poids propre de la dalle

$$P_d = 8 \times 0.9375 = 7.5 \text{ t/m}$$

b. Les éléments non porteurs

Ces charges sont appelées **CCP (complément de charge permanente)**, et concernent :

- Le revêtement.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les dispositifs de sécurité (barrière + garde-corps).

) **Les trottoirs**

Pour le trottoir 1 $P_{t1} = 1,2 \times 0,25 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}$.

Pour le trottoir 2 : $P_{t2} = 0,8 \times 0,25 \times 2,5 = 0,5 \text{ t/m}$

Pour les 2 trottoirs : $P = 0,5 + 0,75 = 1,25 \text{ t/m}$

) **Les corniches**

Pour une seule corniche : $P = 0,18 * 2,5 = 0,45 \text{ t/m}$.

Pour deux corniches : $P = 0,45 * 2 = 0,9 \text{ t/m}$.

) **Le revêtement**

$$P = 0,1 \times 2,4 \times 10 = 2,4 \text{ t/m}$$

) **Les dispositifs de retenus (- barrière + garde – corps + séparateur en béton)****Les barrières**

Le type BN4 est le plus employé. Ces barrières sont plus légères et moins agressives que les anciennes

Le poids de la barrière est $P = 0,065 \text{ t/m}$.

Le poids des deux barrières $P = 0,065 \times 2 = 0,13 \text{ t/m}$

Le garde-corps

Le type le plus utilisé est TYPE S8 dont le poids égale $0,03 \text{ t/m}$

Le poids des deux garde-corps est $P = 0,03 \times 2 = 0,06 \text{ t/m}$.

Séparateurs en béton

Le plus utilisé est de type simple GBA dont le poids égale $700 \text{ kg/ml} = 0,7 \text{ t/ml}$.

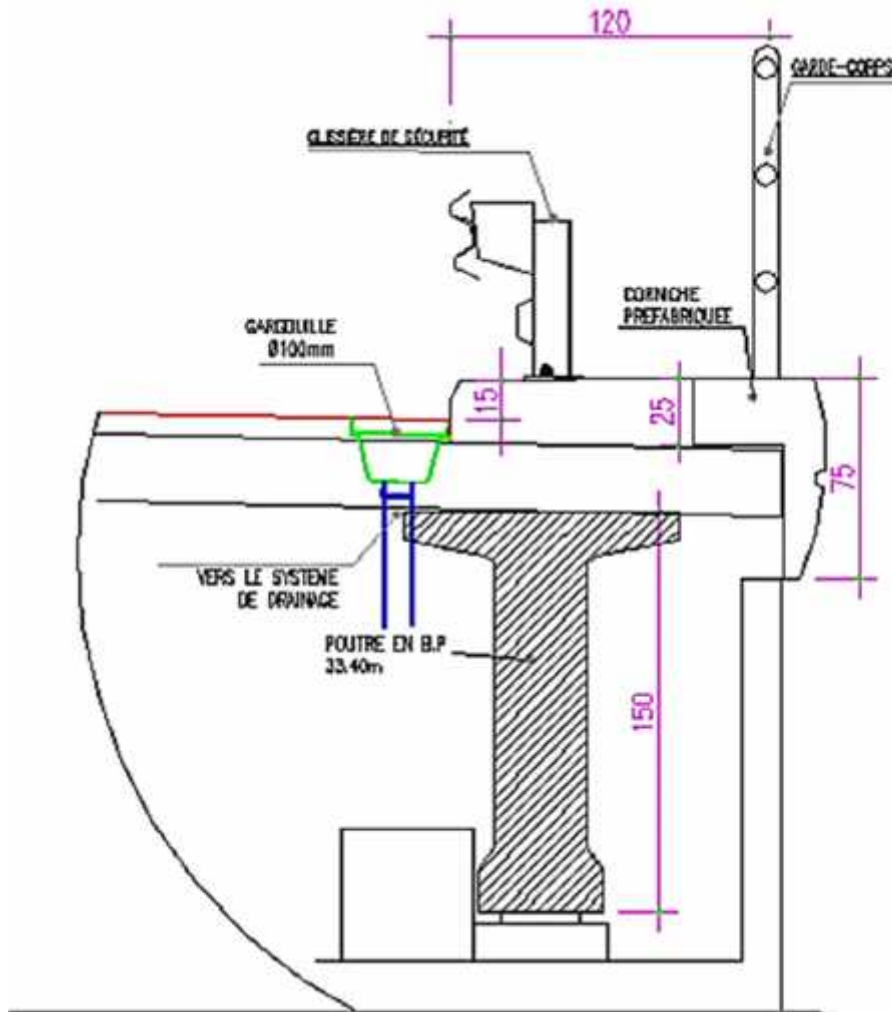


Figure IV.3 : Coupe transversale du trottoir (avec éléments non porteurs).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les charges des éléments non porteurs.

Superstructure	Charges en t/m
Trottoirs	1.25
Revêtement	2.4
Dispositifs de retenus	0.89
Corniche	0.9
La somme	5.44

Tableau IV.3 : Le poids propre du tablier.

Éléments	Poids en t/m
Dalle coulée	7.5
Poutres	11.780
Equipements	5.44
La somme	24.72

Poids total du tablier

$$PT = 24.72 \times 33.4 = 825.648t$$

IV.3.2. Les Surcharges d'exploitations**a. Les charges d'exploitation**✓ **Système de charges A(L)**

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

D'après le fascicule 61 titre II :

$$A = \alpha_1 \times \alpha_2 \times A(l).$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

Avec :

L : Longueur chargée.

L= 32.4 (1 travée chargée)

L=64.8 (2 travées chargées).

$$A(l) = 1.041t/m^2(1 \text{ travée chargée}).$$

$$A(l) = 0.699t/m^2(2 \text{ travées chargées}).$$

α_1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Valeur du coefficient a_1

Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.7
2	1	0.9	/	/	/
3	0.9	0.8	/	/	/

$$a_1 = 0.9$$

$$a_2: a_2 = \frac{L_0}{L_v}$$

L_v : Largeur de la voie qui est égale à ; $L_v = 3,5$ m

$L_0 = 3.5$ m pour un pont de 1^e classe

Donc : $a_2 = 1$

Ce qui donne : $A = 0.9.A(L)$

$$A = 0.9369 \text{ t/m}^2 \text{ (1 travée chargée).}$$

$$A = 0.6291 \text{ t/m}^2 \text{ (2 travées chargées).}$$

✓ **Système de charge B**

a. Système de charge Bc

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

Masse totale des essieux **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 de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,5 m

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

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5m de largeur.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, les camions homologués des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

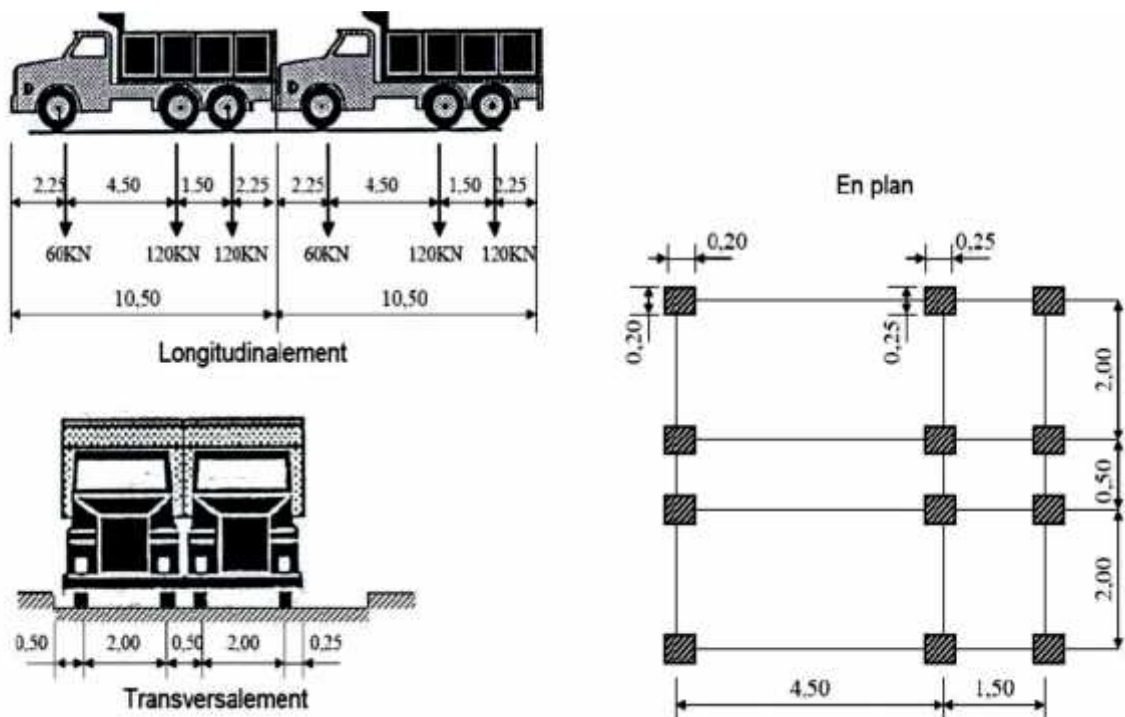


Figure IV.4 : Système Bc.

$$Bc = 2 \times (30 \times n \times b)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

b_c = 0.95 pour un pont de première classe avec trois voies chargées.

$$Bc = 2 \times 30 \times 3 \times 0.95 \rightarrow Bc = 171 t$$

b. Système de charge Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et 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.

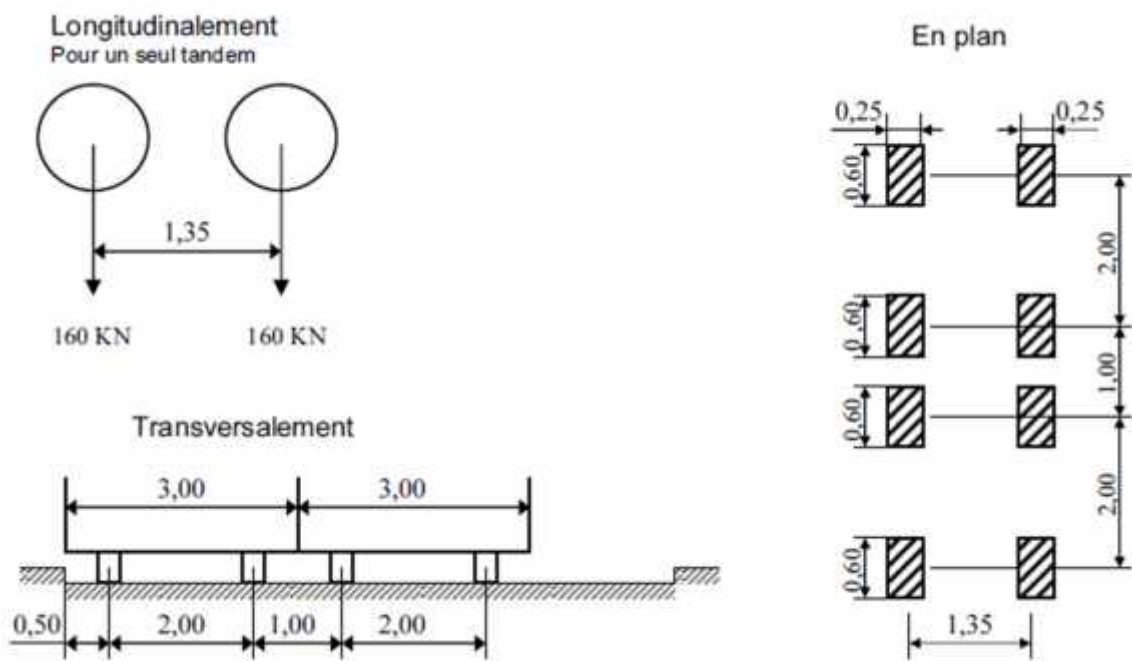


Figure IV.5 : Les dimensions du système Bt.

$$Bt = 2 \times (16 \times n \times b)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

bt = 1 pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

$$Bt = 2 \times 3 \times 16 \times 1 \quad \rightarrow \quad Bt = 96t$$

c. Système de charge *B*

La roue isolée, qui constitue le système *B* porte une masse de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60 m et le coté longitudinal 0,30 m.

Deux voies chargées $B = 10 t$

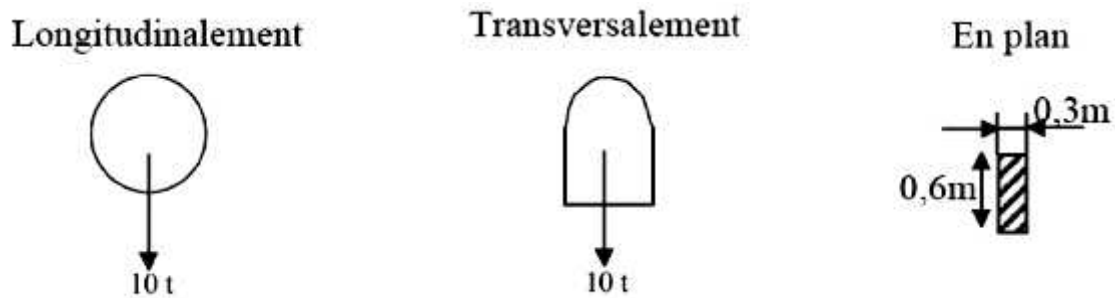


Figure IV.6 : Les dimensions du système *B*.

d. La surcharge militaire (Mc120)

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B.

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 véhicule est limité.

Poids total : 110 t

Longueur d'une chenille : 6,10 m

Largeur d'une chenille : 1,00 m

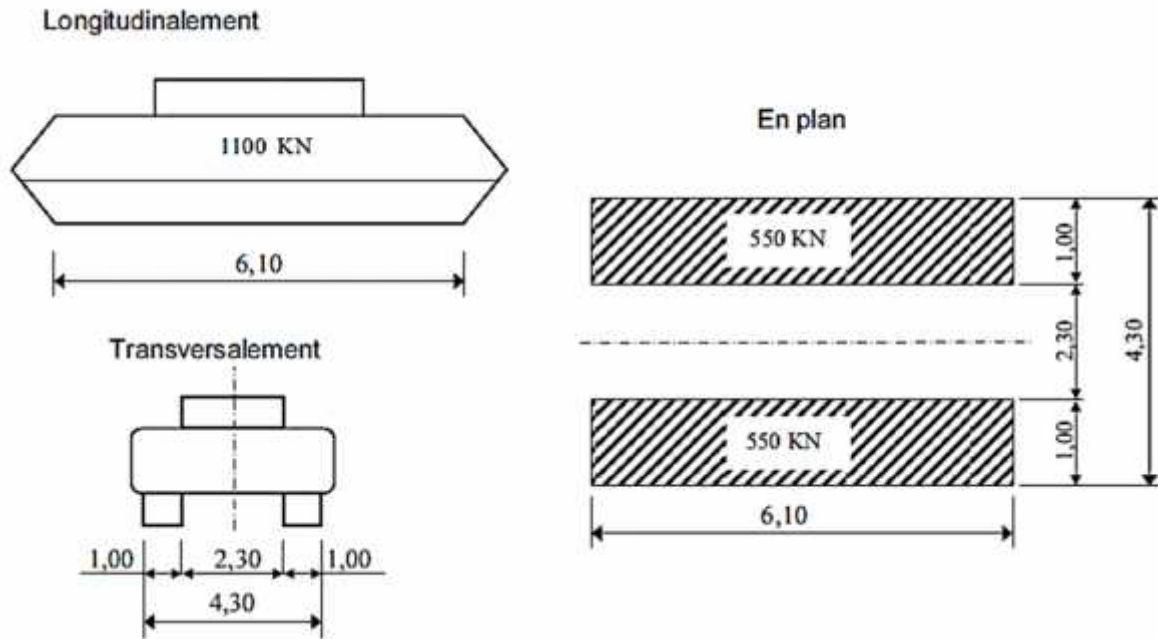


Figure IV.7 : Les dimensions du système Mc₁₂₀.

Ce qui donne

$$Q = \frac{P}{S}$$

$$Q = 1,0 \text{ t/m}^2 \text{ par chenille.}$$

e. La surcharge D240

Le convoi type D comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de large et 18,60 m de long.

Ce qui donne

$$Q = 4,0 \text{ t/m}^2$$

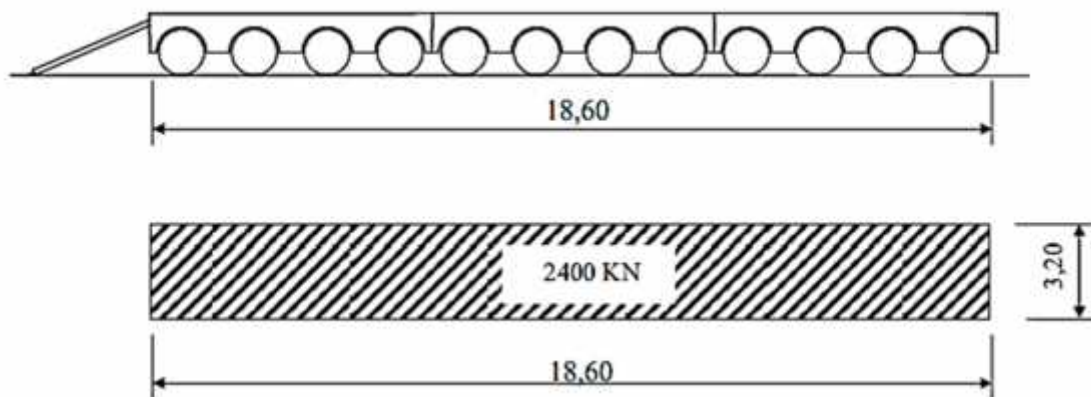


Figure IV.8 : Les dimensions du système D240.

Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient () appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d’une étude dynamique vers une étude pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n’est pas majoré par ce coefficient vu la lenteur de ce dernier, sa charge est donc considérée directement comme une charge statique.

$$u \times \Gamma_r \times \Gamma_s \times \Gamma_{0,2L} \times \Gamma_{0,4} \times \Gamma_{0,6} \times \frac{G}{Q}$$

L : portée de la travée L = 32.40 m

G : poids total du tablier G = 800,3976 t

Q : max. (b_cB_c , b_tB_t)=171 t avec : b_c=0.95 pour 3 voies chargées

Ω=1.077

f. Surcharges sur les trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge générale uniforme de 150 kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l’effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs chargés :
 q_{st} = 0,15 × (0.8+1.20) = 0,3/ml.

V.1. Introduction

Le calcul consiste à déterminer les efforts internes dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précédent.

V.2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux

V.2.1. Charges uniformément répartie sur toute la poutre

La valeur du moment fléchissant max d'une charge uniformément répartie, s'écrit sous la forme :

$$M_m = Q * \Omega \text{ (t.m)}$$

Avec:

Q est la charge uniformément répartie (t/ml)

Ω Est la section max sous la charge

D'après calcul du la RDM, on sait que M_{\max} se trouve à $x=L/2$, donc la ligne d'influence y s'écrit sous la forme :

$$y = \frac{a}{L} = \frac{\frac{L}{2} * \frac{L}{2}}{L} = \frac{L}{4}$$

Avec :

a est la distance entre x et l'appui de gauche

b est la distance entre x et l'appui de droite

La section Ω serait calculée comme suit :

$$\Omega = \left(\frac{\frac{L}{2} * \frac{a}{L}}{L} \right) * 2 = \left(\frac{\frac{L}{2} * \frac{L}{4}}{L} \right) * 2 = \frac{L^2}{8}$$

D'où

$$M_m = Q * \frac{L^2}{8} \text{ (t.m)} \tag{V.1}$$

a. Moments engendrés par les charges permanentes G

Poids totale du tablier : $G_T = 825,7 \text{ t}$

Poids totale du tablier par le mètre linéaire (figure 1) : $q = \frac{G_T}{L_T} = \frac{825,7}{33,4} = 24,7 \text{ t/m}$

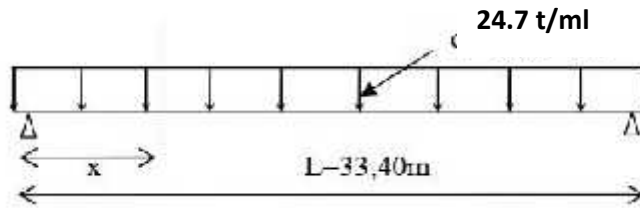


Figure V.1 : Répartition Longitudinale De La Charge Permanente G

$$M_m = q * \frac{L}{2} * \frac{L - \frac{L}{2}}{2} = G_T * \frac{L}{8}$$

$$\Rightarrow M_m = 825,648 * \frac{33,4}{8} = 3447,0804 \text{ t.m}$$

b. Moment engendré par la surcharge A(L)

$$A = 936,9 \text{ k/m}^2 = 0,9369 \text{ t/m}^2$$

$v = 3,50 \text{ m}$ Largeur d'une voie

$n = 3$ Nombre de voie

q_A : La surcharge A par mètre linéaire

$$q_A = 3 * 3,50 * 0,9369 = 9,8375 \text{ t/m}$$
 Pour trois voies

$$q_A = 2 * 3,50 * 0,9369 = 6,5583 \text{ t/m}$$
 Pour deux voies

$$q_A = 1 * 3,50 * 0,9369 = 3,2792 \text{ t/m}$$
 Pour une voie

En appliquant la formule V.1

Pour une voie chargée :

$$M_m = 3,2792 * 139,445 = 457,26 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_m = 6.5583 * 139,445 = 914.522 \text{ t.m}$$

Pour trois voies chargées :

$$M_m = 9.8375 * 139,445 = 1371.79 \text{ t.m}$$

Tableau V.1 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge A(L)

	Section	L/2
	X (m)	16,7
M (t.m)	01 voie chargée	457.26
	02 voies chargées	914.522
	03 voies chargées	1371.79

c. Moment engendrés par les surcharges sur trottoirs

Surcharge appliquée 150 K /m² :

) Un seul trottoir chargé..... $q_t = 0,15 \times 1,2 = 0,18 \text{ t/m}$

$$q_t = 0,15 \times 0,8 = 0,12 \text{ t/m}$$

) Deux trottoirs chargés $q_t = (1,2 + 0,8)0.15 = 0,30 \text{ t/m}$

En appliquant la formule V.1

Pour un seul trottoir :

$$M_m = 0,18 * 139,445 = 25,1 \text{ t.m}$$

$$M_m = 0.12 * 139,445 = 16.73 \text{ t.m}$$

Pour les deux trottoirs :

$$M_m = 0,30 * 139,445 = 41,8335 \text{ t.m}$$

Tableau V.2 : Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge sur trottoir

Section		L/2	
x (m)		16,7	
M	1 trottoir	25,1	; 16,73
(t.m)	2 trottoirs	41,83	

V.2.2. Charges tronquées (cas d'un convoi de charges)

a. Moments engendrés par les surcharges B_c

On utilise le théorème de (BARRE) pour déterminer la section dangereuse.

) Théorème de BARRE

Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante général des charges du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre. Généralement, le maximum absolu a lieu au droit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante générale

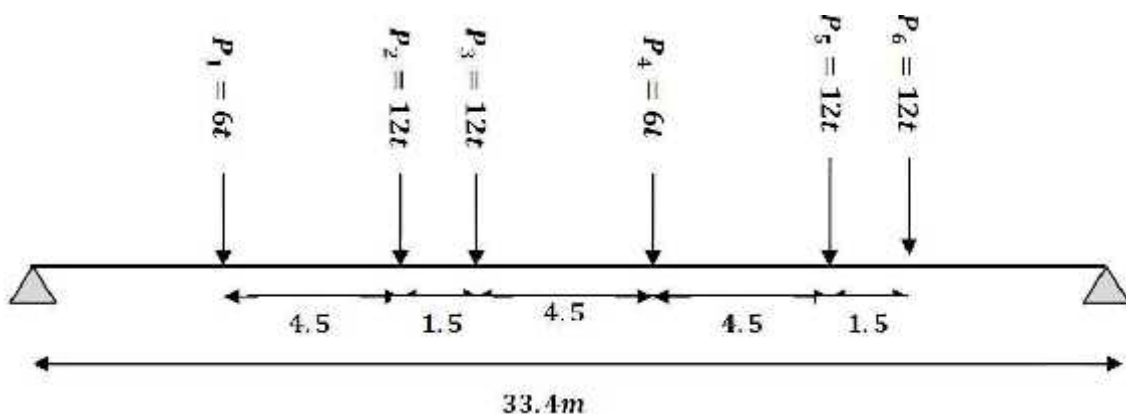


Figure V.2 : Système B_c disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinal)

Section Dangereuse

La charge au droit de la section droite vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{K-1} P_g \leq \frac{\alpha R}{L} \leq \sum_{i=1}^K P_g + P_k$$

Avec :

P_k est la charge considérée

P_g sont les charges se trouvant à gauche de la charge considérée

α est la distance entre l'appui de gauche est la charge considérée

R est la résultante des charges

Le Tableau 4 illustre les résultats de l'inégalité pour chaque charge du système B_c

Tableau V.3 : Détermination de la section dangereuse

Charges	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Valeurs	6	12	12	6	12	12
L'inégalité	0 30 6	6 30 18	18 30 30	30 30 36	36 30 48	48 30 60
Vérification	non	non	oui	oui	non	non

Résultat : la section dangereuse sera donnée soit par P3 ou P4.

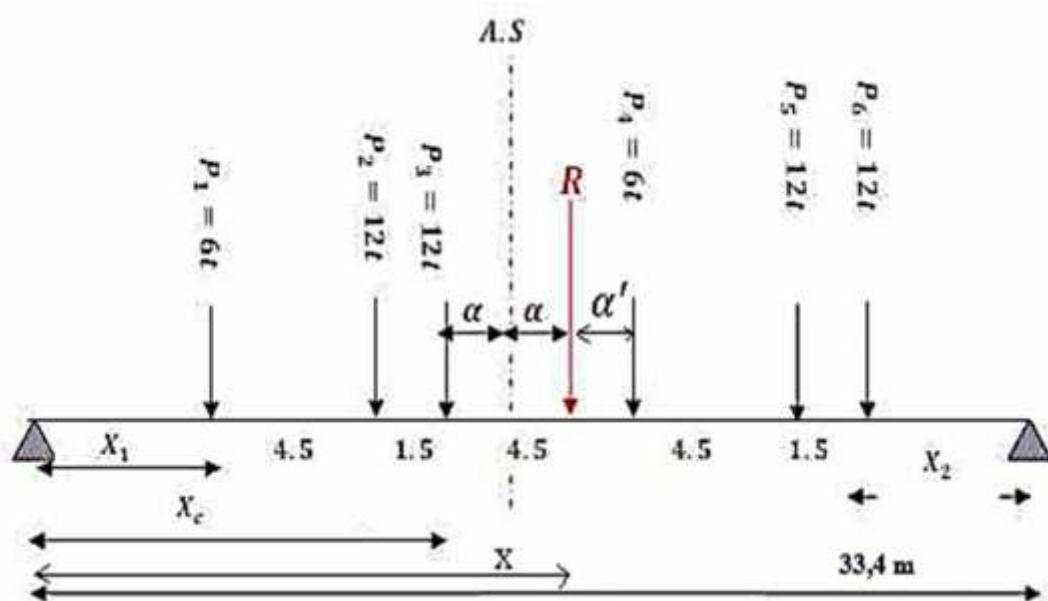


Figure V.3 : Recherche du moment maximal

$$R = \sum P_i$$

$$R = 6 + 12 + 12 + 6 + 12 + 12 = 60 \text{ t}$$

$$X = \frac{\sum P_i d_i}{R}$$

$$X = \frac{(60 * 0) + (12 * 4,5) + (12 * 6) + (6 * 10,5) + (12 * 15) + (12 * 16,5)}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$2\alpha = X - 6 = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,725 \text{ m}$$

$$\alpha' = 10,5 - X = 10,5 - 9 = 1,5 \text{ m}$$

$$\frac{\alpha'}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$X_1 = \frac{L}{2} - (X - \alpha)$$

$$X_1 = \frac{33,4}{2} - (9,45 - 1,725) = 8,975 \text{ m}$$

$$X_c = X_1 + 4,5 + 1,5$$

$$X_c = 8,975 + 4,5 + 1,5 = 14,975 \text{ m}$$

$$X_2 = L - (X_1 + 16,5)$$

$$X_2 = 33,4 - (8,975 + 16,5) = 7,925 \text{ m}$$

- 🚩 Le moment sous P
- Le moment sous P_3

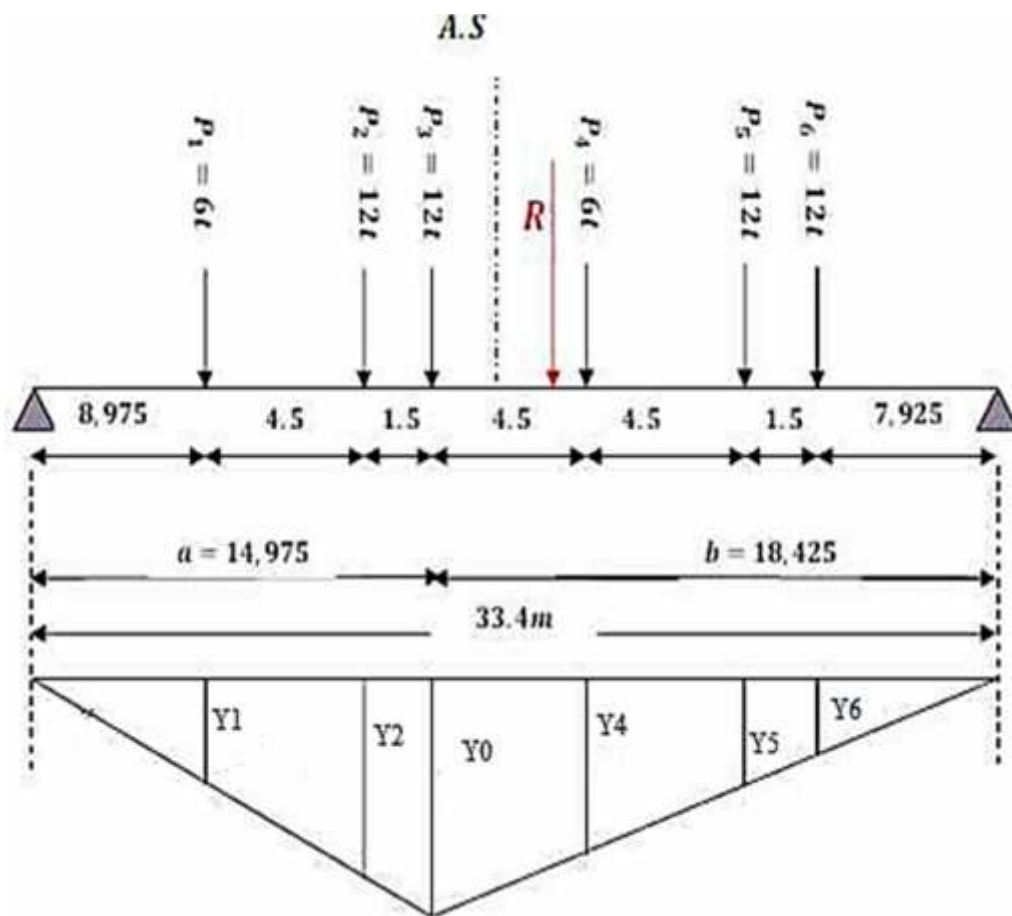


Figure V.4 : Ligne d'influence du moment sous P_3

D'après la similitude des triangles semblables la valeur de Y_0 est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \frac{a * b}{L} \text{ (V.3)}$$

$$a = X_1 + 4,5 + 1,5 = 8,975 + 4,5 + 1,5 = 14,975 \text{ m}$$

$$b = L - a = 33,4 - 14,975 = 18,425 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_0 = \frac{1,9 * 1,4}{3,4} = 8,26 \text{ m}$$

D'après la règle des trois on a :

$$) \frac{Y_0}{a} = \frac{Y_1}{X_1} = \frac{Y_2}{1,5+X_1}$$

$$) \frac{Y_0}{b} = \frac{Y_6}{x_2} = \frac{Y_5}{x_2+1,5} = \frac{Y_4}{x_2+1,5+4,5}$$

Exemple de calcul :

$$\frac{Y_0}{a} = \frac{Y_1}{X_1}$$

$$\Rightarrow \frac{8,2}{1,9} = \frac{Y_1}{8,9}$$

$$\Rightarrow Y_1 = 4,95 \text{ m}$$

Tableau V.4 : Lignes d'influence du moment sous P_3

Y_i	Y_1	Y_2	$Y_3 = Y_0$	Y_4	Y_5	Y_6
Valeurs	4,95	7,43	8,26	6,24	4,22	3,55

Le moment max sous P_3 est donnée par la formule suivante:

$$M_m = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i \text{ (V. 6)}$$

$$\Rightarrow M_m = 4,95 * 6 + 7,43 * 12 + 8,26 * 12 + 6,24 * 6 + 4,22 * 12 + 3,55 * 12 = 348,66t.m$$

🌈 Le moment sous P_4

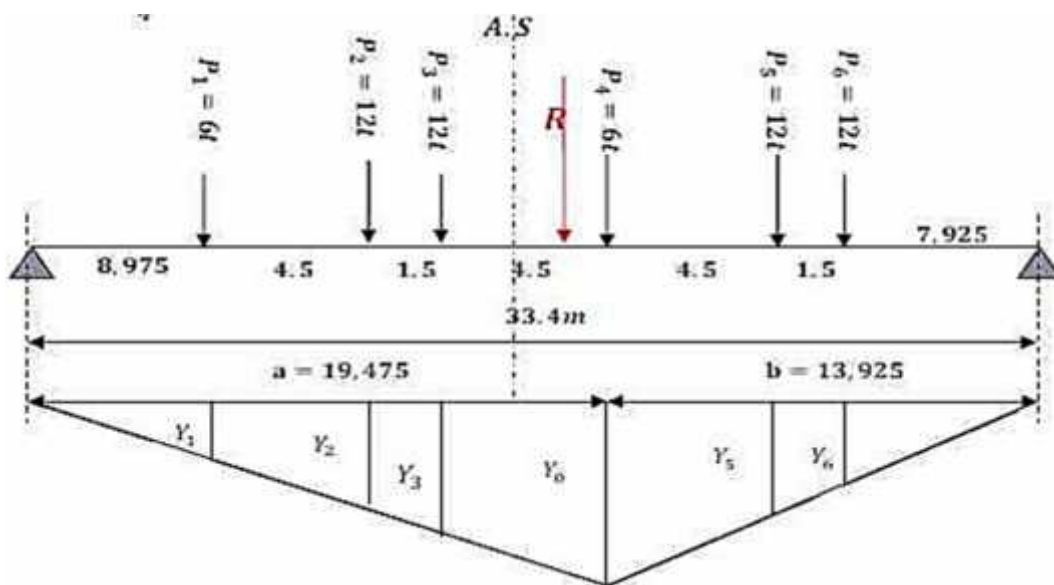


Figure V.5 : Ligne d'influence du moment sous P_4

$$a = X_1 + 4,5 + 4,5 + 1,5 = 19,475 \text{ m}$$

$$b = L - a = 33,4 - 19,475 = 13,925 \text{ m}$$

La valeur de Y_{C} est donnée par le formule (V.3) :

$$Y_{\text{C}} = \frac{19,475 * 13,925}{33,4} = 8,12 \text{ m}$$

D'après la règle des trois on a :

$$\frac{Y_{\text{C}}}{a} = \frac{Y_1}{X_1} = \frac{Y_2}{X_1 + 4,5} = \frac{Y_3}{X_1 + 4,5 + 1,5}$$

$$\frac{Y_{\text{C}}}{b} = \frac{Y_6}{X_2} = \frac{Y_5}{X_2 + 1,5}$$

Exemple de calcul :

$$\frac{Y_{\text{C}}}{a} = \frac{Y_1}{X_1}$$

$$\Rightarrow \frac{8,1}{19,475} = \frac{Y_1}{8,9}$$

$$\Rightarrow Y_1 = 3,74 \text{ m}$$

Tableau V.5: Lignes d'influence du moment sous P_4

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	$Y_{\text{C}} = Y_4$	Y_5	Y_6
Valeurs	3,74	5,62	6,24	8,12	5,49	4,62

Le moment max sous P_4 est donnée par la formule (V.6) :

$$M_m = 3,74 * 6 + 5,62 * 12 + 6,24 * 12 + 8,12 * 6 + 5,49 * 12 + 4,62 * 12$$

$$= 334,8 \text{ t.m}$$

Conclusion :

Le moment max $M_m = 348,66 \text{ t.m}$ se produit sous la charge $P_3 = 12\text{t}$ au droit de la section $X = 14,975 \text{ m}$.

Remarque :

Le calcul est fait pour une seul voie, alors pour deux voies $M_m = 697,32 \text{ t.m}$.

Moment fléchissant après majoration est donné comme suit:

$$M = \delta_p * b_c * M_m$$

Avec :

-) δ_B : Coefficient dynamique de la poutre qui est : $\delta_B = 1,082$
-) P : Poids de l'élément concerné par la flexion longitudinale $\Rightarrow P = 809,769306 \text{ t.m}$
-) S : Charge du système considéré $\Rightarrow S = 171 \text{ t}$
-) L : Longueur de l'élément $\Rightarrow L = 33,40 \text{ m}$

Les résultats des moments sous différentes sections :

Tableau V.6 : Moments de la surcharge b_c dans les différents section

	Section	L/2
M(t.m)	b_c	0,95
	δ_B	1,082
	01 voie	358,39
	02 voies	716,78
	03 voies	1075,17

b. Les moments engendrés par les surcharges B_t

Pour les ponts comportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t, la section dangereuse peut être obtenue sous P_1 ou P_2 .

$$P_1 = P_2 = 8 t$$

$$\Rightarrow R = \sum_i^2 P_i = 16 T$$

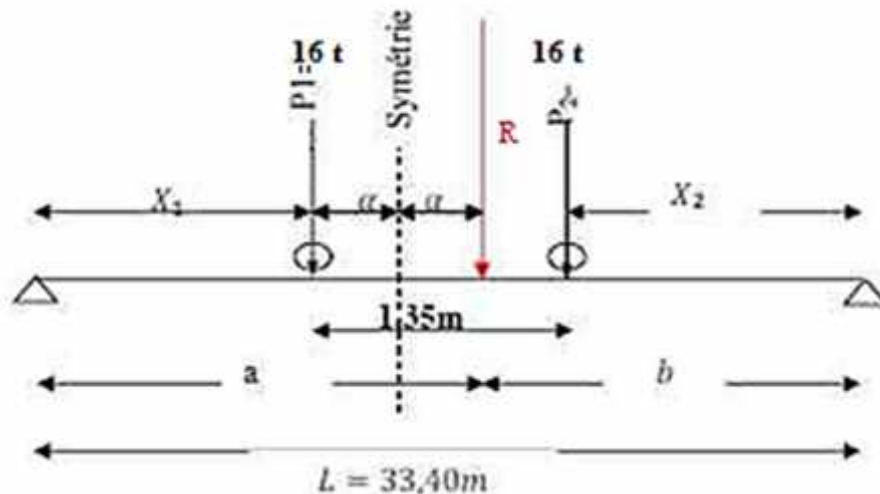


Figure V.6 : Chargement type sous un tandem (système B_1)

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. La même procédure de calcul (théorème de barrée).

$$R = 16 + 16 = 32 t$$

$$X = \frac{(16 * 0) + (16 * 1,35)}{32} = 0,675 m$$

Comment on a juste deux charges $2\alpha = X = 0,675 m$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,6}{2} = 0,337 m$$

$$X_1 = \frac{33,4}{2} - (0,675 - 0,337) = 16,362 m$$

$$X_2 = 33,4 - 1,35 - 16,362 = 15,688 m$$

Le moment sous P

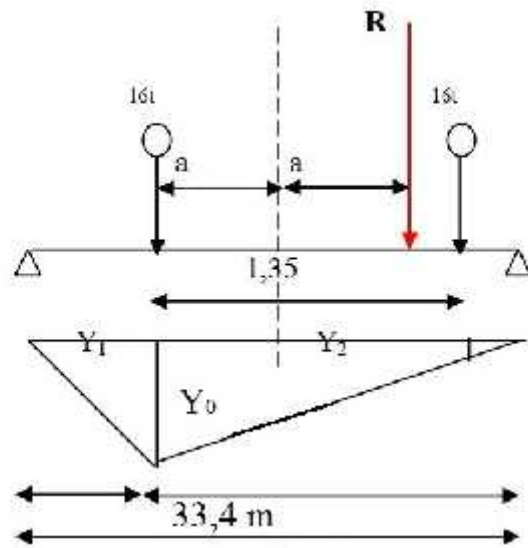


Figure V.7 : Surcharge Bt

$$a = X_1 = 16,362 \text{ m}$$

$$b = 33,4 - 16,362 = 17,038 \text{ m}$$

La valeur de Y_0 est donnée par le formule (V.3) :

$$Y_0 = \frac{16,362 * 17,038}{33,4} = 8,347 \text{ m}$$

Selon la règle des trois :

$$\frac{Y_0}{b} = \frac{Y_1}{X_2}$$

$$\Rightarrow Y_1 = \frac{8,3 * 17,0}{17,0} = 7,685 \text{ m}$$

$$M_m = 8,347 * 16 + 7,685 * 16 = 256,512 \text{ t.m}$$

Tableau V.7 : Calcul du moment max sous P_1 (pour une seule file de roue)

Sous P ₁			
Y _i	Y ₁	Y ₂	Moment
Valeurs	8,347	7,685	256,512

Le moment sous P

$$a = 16,362 \text{ m}$$

$$b = X_2 = 15,688 \text{ m}$$

La valeur de Y_c est donnée par le formule (V.3) :

$$Y_c = \frac{16,362 * 15,688}{33,4} = 7,685 \text{ m}$$

Selon la règle des trois :

$$\frac{Y_c}{b} = \frac{Y_1}{X_2}$$

$$\Rightarrow Y_1 = \frac{7,6 * 15,6}{15,6} = 7,685 \text{ m}$$

$$M_m = 7,685 * 16 + 8,319 * 16 = 256,064 \text{ t.m}$$

Tableau V.8 : Calcul du moment max sous P₂(pour une seule file de roue)

Sous P ₂			
Y _i	Y ₁	Y ₂ = Y ₀	Moment
Valeurs	7,685	8,319	256,064

Le moment max. est engendré sous la charge P₁avec une valeur de 256 ,512t.m, cette valeur

sera ensuite multiplié par un coefficient de pondérationb_t, et le coefficient dynamiqueδ_E = 1,069, notre pont est de 1ere classe doncb_t = 1,2.

$$\Rightarrow M_m = 256,512 \times 1,2 \times 1,069 = 329,05 \text{ t.m}$$

V.2.3. Charges uniformément répartie sur une partie de la poutre

La valeur du moment fléchissant max d'une charge uniformément répartie, s'écrit sous la forme :

$$M_m = Q * \Omega (t.m)$$

Avec :

Q est la charge uniformément répartie (t/ml)

Afin d'avoir M_{\max} , il faut avoir $\Omega_m \Rightarrow y_1 = y_2$

) Si $X = \frac{L}{2} \Rightarrow x_1 = x_2 = \frac{l_c}{2}$, la charge est placée symétriquement au milieu

) Si X est quelconque, pour obtenir le moment max, on maintient l'hypothèse $y_1 = y_2$

$$x_1 = \frac{l_c a}{L}$$

$$x_2 = \frac{l_c b}{L}$$

Avec l_c est la longueur de la charge.

a. Moment engendré par les surcharges M_c1 (RCPR 4.10.1.2)

Les véhicules du système M_c120 peuvent circuler en convoi; Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50m ; De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

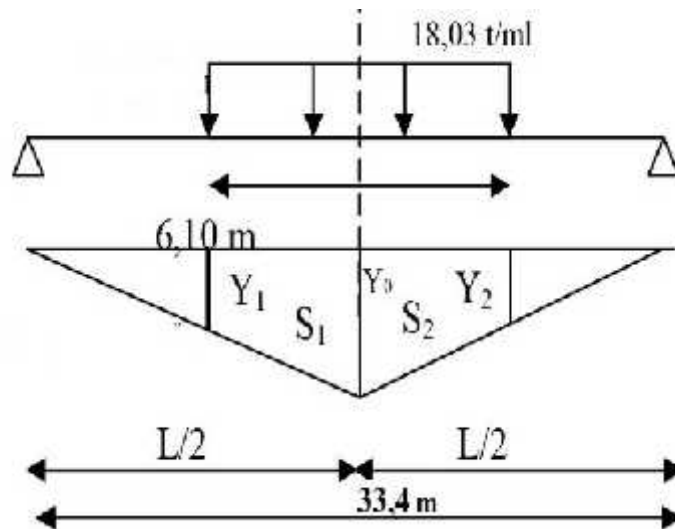


Figure V.8 : Position de $M_c 1$

Le convoi comporte 2 chenilles et représente une charge de totale de 1 100 KN, alors que :

$$q = \frac{1}{6,1} = 18,033 \text{ t/m}$$

La valeur de Y_0 est donnée par la formule (V.3) :

$$Y_0 = \frac{16,7 * 16,7}{33,4} = 8,35 \text{ m}$$

Selon la règle des trois :

$$\frac{Y_0}{1,7} = \frac{Y_1}{1,6} = \frac{Y_2}{1,6}$$

Donc $Y_2 = Y_1 = 6,825 \text{ m}$

On a :

$$M_m = q \times s$$

$$\text{Avec } S = (Y_0 + Y_1) \frac{3,1}{2} \times 2 = (8,35 + 6,825) \frac{3,1}{2} \times 2 = 46,28 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 46,28 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow M_m = 46,28 \times 18,033 = 834,56 \text{ t.m}$$

b. Moment engendré par les surcharges D_2

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

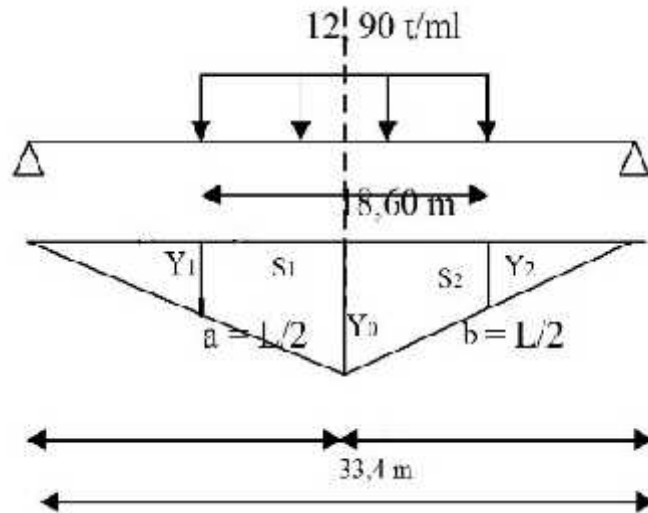


Figure V.9 : Position de D_2 sur la travée

$$q = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/m}$$

On procède de la même manière que les surcharges M_c 120 pour déterminer le moment max.

$$Y_c = \frac{16,7}{33,4} = 8,35 \text{ m}$$

Selon la règle des trois :

$$\frac{Y_0}{1,7} = \frac{Y_1}{7,4} = \frac{Y_2}{7,4}$$

Donc $Y_2 = Y_1 = 3,7 \text{ m}$

$$S = (8,35 + 7,4) \cdot \frac{9,3}{2} = 146,475 \text{ m}^2$$

$$M_m = 146,475 \cdot 12,90 = 1889,5275 \text{ t.m}$$

V.3. Calcul des efforts tranchants

La section dangereuse vis-à-vis de l'effort tranchant se trouve au niveau des appuis, et ce pour toutes les charges, qu'elles soient concentrées ou uniformément réparties.

a. Effort tranchant engendrés par les charges permanentes G

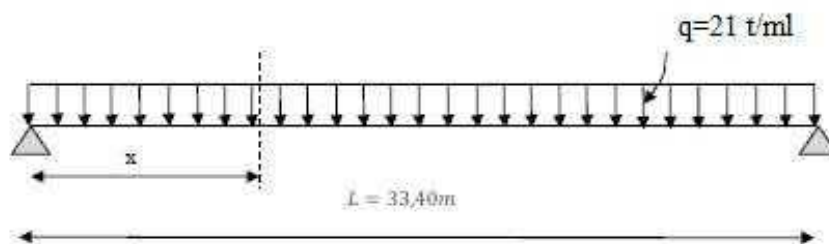


Figure V.10 : Schéma statique d'une poutre

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance x de l'appui gauche est donnée par l'expression suivante :

$$T(X) = q \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$\text{Et } T_m = T(x = 0) = \frac{qL}{2}$$

$$\Rightarrow T_m = \frac{21 \times 33,4}{2} = 350,70\text{ t}$$

b. Effort tranchant engendrés par les surcharges A(l)

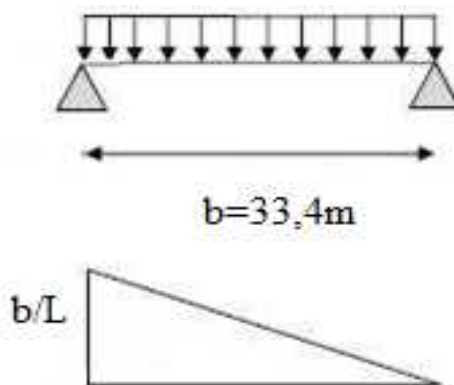


Figure V.11 : Les lignes d'influence de l'effort tranchant à 0 L

$$T = q \left(\frac{b}{L} \frac{b}{2} \right) = q_u \frac{b^2}{2L}$$

$$T_m = T(x=0) = \frac{1}{2} q_u L$$

$$A = 1,027 \text{ t/m} \quad (\text{cha} \quad 4)$$

Pour une voie chargée

$$q_u = A \times L_v \text{ et } L_v = 3,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_u = 1,027 \times 3,50 = 3,5945 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow T_m = \frac{1}{2} \times 3,5945 \times 33,4 = 60,03 \text{ t}$$

Pour deux voies chargées

$$T_m = 120,06 \text{ t}$$

Pour trois voies chargées

$$T_m = 180,09 \text{ t}$$

c. Efforts tranchants engendrés par la surcharge sur les trottoirs

En suivant le même cheminement que la surcharge sur $A(l)$, en appliquant la méthode des lignes d'influences:

$$T = q \left(\frac{b}{L} \frac{b}{2} \right) = q \frac{x^2}{2L}$$

$$T_m = T(x=0) = \frac{1}{2} q L$$

$$\text{Trottoir chargé } q = 0,15 \text{ t/m}$$

Deux trottoirs chargés :

$$T_m = \frac{1}{2} \times 0,15 \times 33,4 = 2,505 \text{ t}$$

d. Efforts tranchants engendré par la surcharge B_c

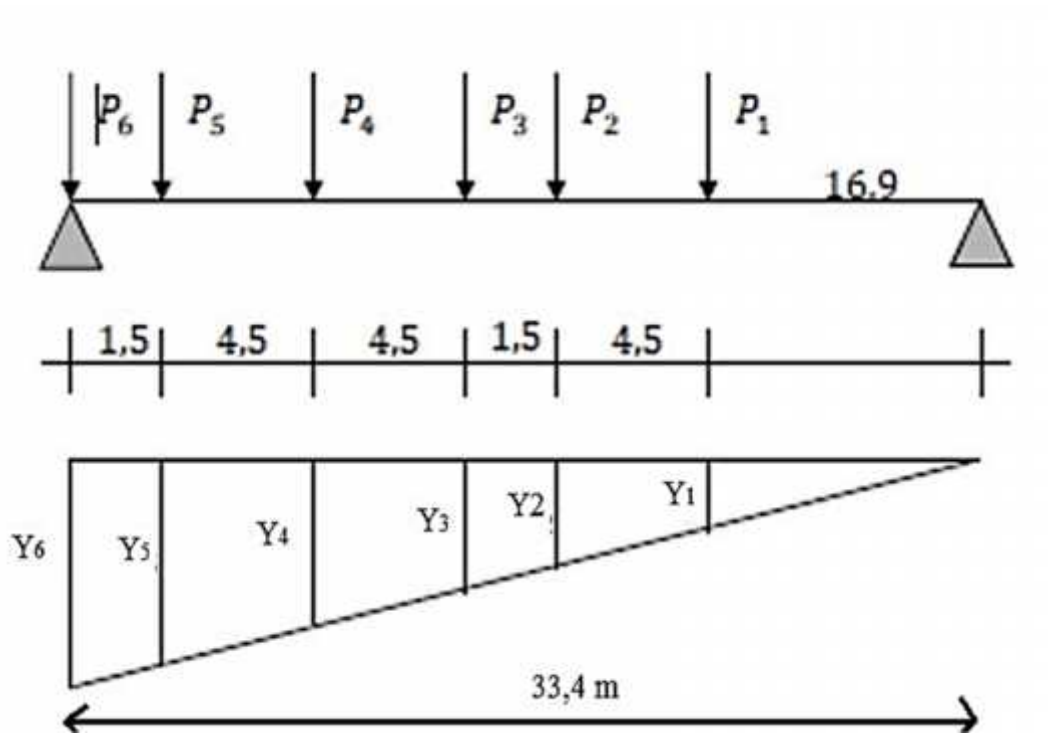


Figure V.12 : Position du système B_c donnant T_m à $0,00L$

Exemple de calcul :

$$L = 0,0 \text{ m}$$

$$Y_6 = \frac{b}{L}$$

$$) \quad a = 0,00 \text{ m}$$

$$) \quad b = 33,4 \text{ m}$$

$$Y_6 = \frac{33,4}{33,4} = 1 \text{ m}$$

D'après la similitude des triangles semblables : $Y_i = \frac{Y_6}{L} X_i$

Tableau V.1 : Les lignes d'influence du à la surcharge B_c

L_1	L_2	L_3	L_4	L_5	L_6
Valeurs (m)	1	0,95	0,82	0,68	0,64

$$T_m = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

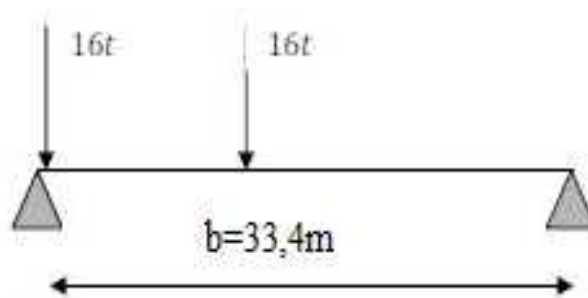
$$T_m = (1 \cdot 6) + (12 \cdot 0,95) + (12 \cdot 0,82) + (6 \cdot 0,68) + (12 \cdot 0,64) + (12 \cdot 0,50) \\ = 45 \text{ t}$$

$$) \text{ un convoi : } T_m = 45 \text{ t}$$

$$) \text{ Deux convois : } T_m = 90 \text{ t}$$

e. Effort tranchant engendré par la surcharge B_t

Le calcul se fera en utilisant la même méthode appliquée dans le calcul de l'effort tranchant sous la surcharge B_c .

Figure V.13 : Position du système B_t

$$) a = 0,00 \text{ m}$$

$$) b = 33,34 \text{ m}$$

$$) Y_1 = \frac{b}{L} = 1 \text{ m}$$

$$) Y_2 = \frac{Y_1}{L-b} \quad X_2 = 0,96 \text{ m}$$

$$) T_m = 16 \times 0,96 + 16 \times 1 = 31,35 \text{ t}$$

f. Efforts tranchants engendrés par la surcharge M_c1

En utilisant la méthode RDM (charge uniformément répartie).

Soit :

$$a = 0,00 \text{ m}$$

$$b = 33,40 \text{ m}$$

$$q = \frac{110}{6,1} = 18,033 \text{ t/m}$$

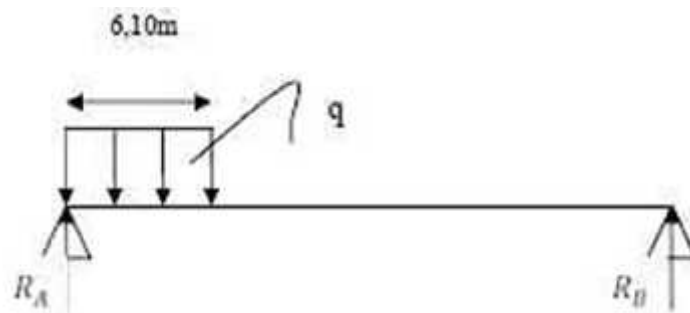


Figure V.14 : Les efforts tranchants engendrés par la surcharge M_c1

$$T_m = R_A$$

$$\sum M_B = (R_A \cdot L) - (q \times 6,1) \left(b - \frac{6,1}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q \cdot 6,1}{L} \left(b - \frac{6,1}{2} \right) = \frac{1}{3,4} \left(3,4 - \frac{6,1}{2} \right) = 9,9 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T_m = 9,9 \text{ t}$$

g. Efforts tranchants engendrés par la surcharge D_2

Avec la méthode utilisée précédemment on calcul l'effort tranchant dû à la surcharge D_2 .

Soit :

$$) L = 33,40 \text{ m}$$

$$) q = \frac{2}{1,6} = 12,903 \text{ t/m}$$

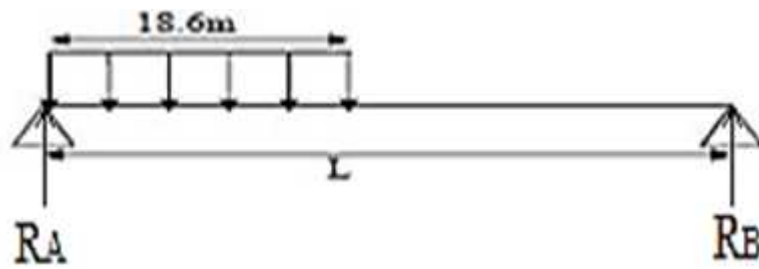


Figure V.15 : Efforts tranchants engendrés par la surcharge D_2

$$T_m = R_A$$

$$R_A = \frac{q \cdot 1,6}{L} \left(b - \frac{1,6}{2} \right) = \frac{2}{3,4} \left(3,4 - \frac{1,6}{2} \right) = 1,1 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T_m = 1,1 \text{ t}$$

VI.1 Introduction

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique en utilisant le programme aux éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis 2015.

VI.2 Présentation du logiciel

Le système Robot Structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et à dimensionner les différents types de structures. Robot Structural permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural 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 de type :

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de Robot Structural pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Robot Structural permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

Robot Structural permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

VI.3 La modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats.

✓ 1^{re} étape

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques (préférences) de l'affaire c'est-à-dire :

- Définition de la langue de travail.
- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements.

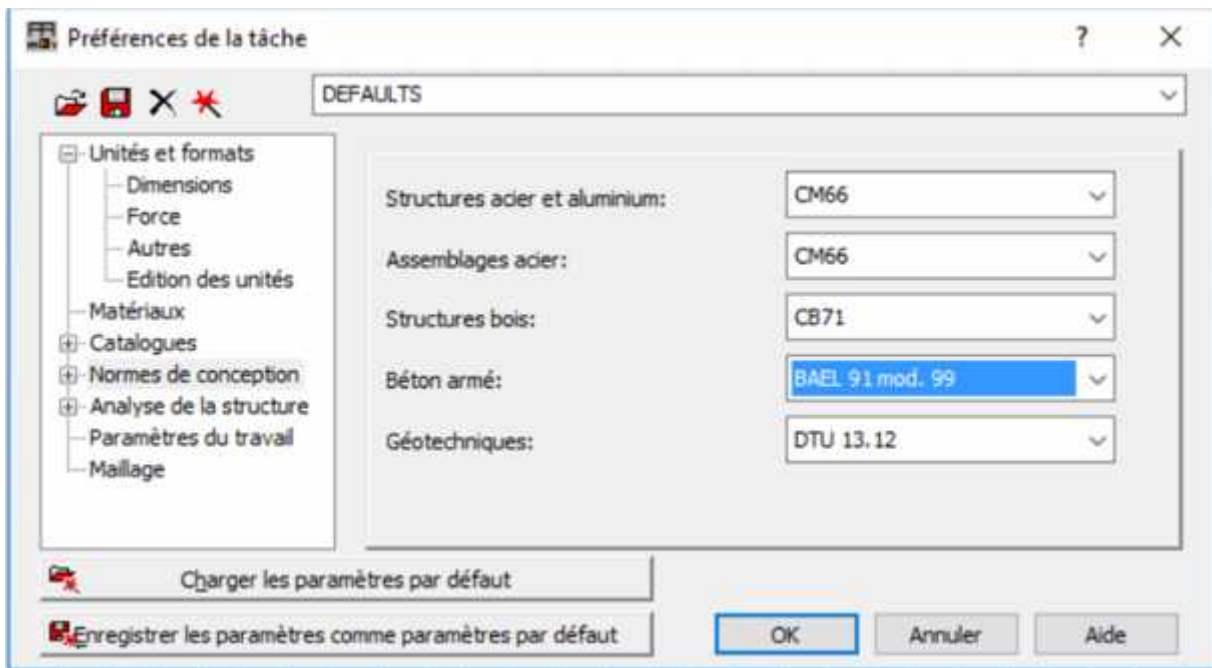


Figure VI.1 : Définition des caractéristiques de tâches.

✓ 2^{ème} étape

La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).

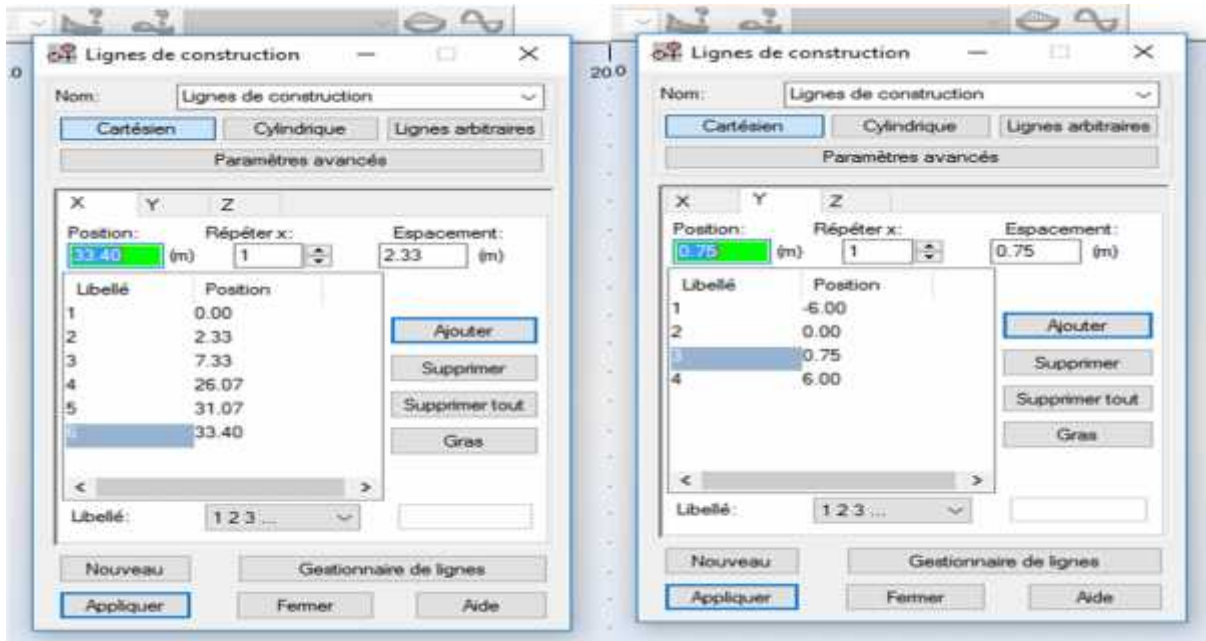


Figure VI.2 : les lignes de construction.

✓ 3^{ème} étape

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

✓ 4^{ème} étape

La modélisation de la dalle.

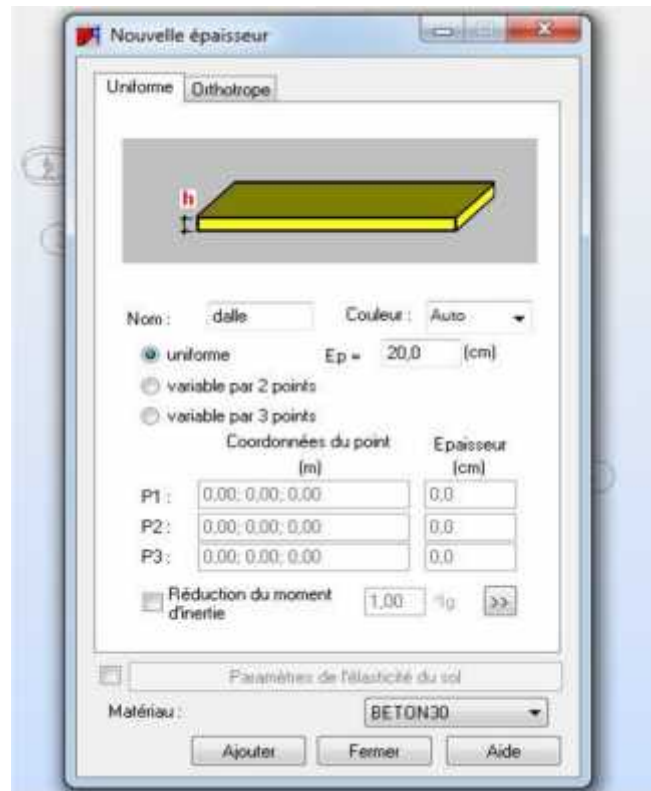


Figure VI.3 : modélisation de la dalle.

✓ 5^{eme} étape

Modélisation du tablier.

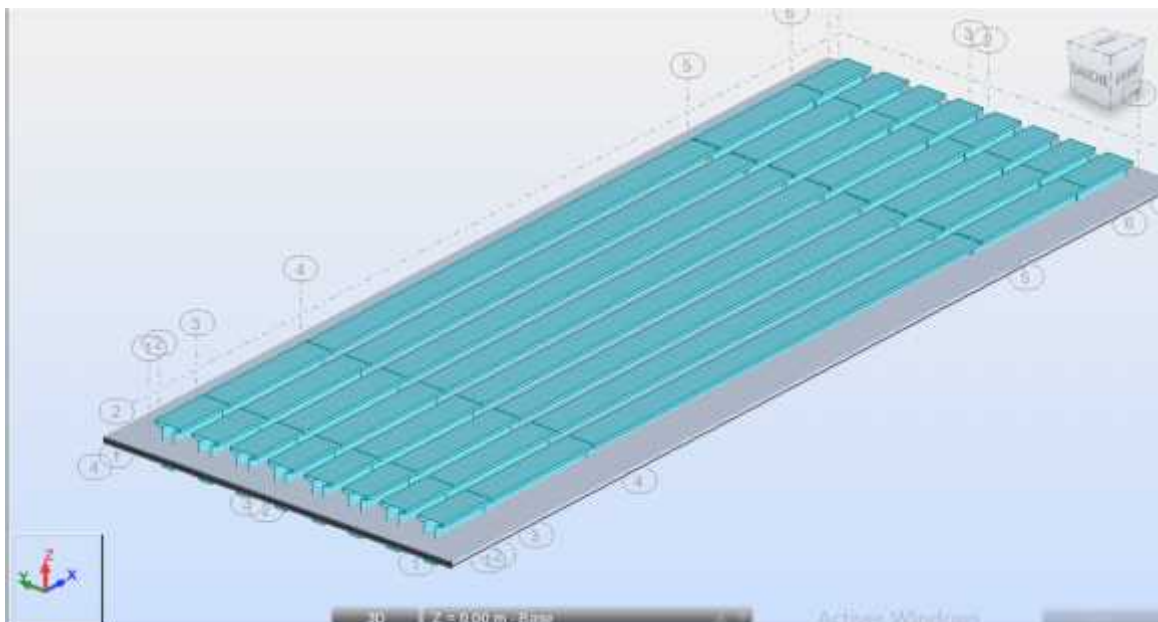


Figure VI.4 : modélisation du tablier.

Définition des appuis

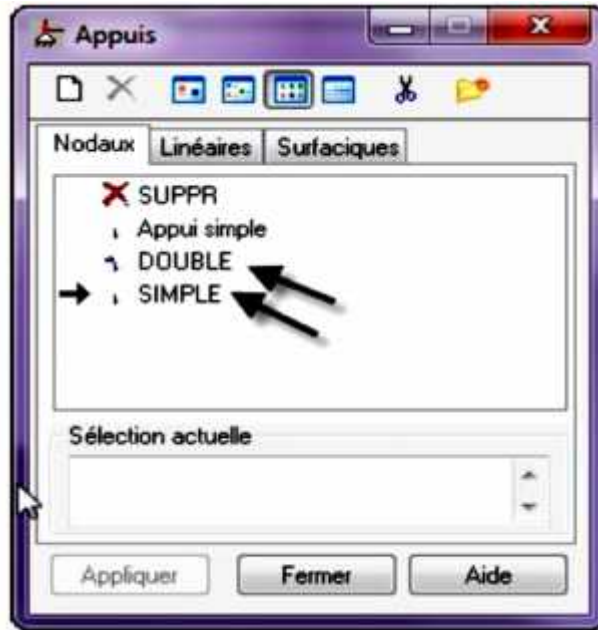


Figure VI.5 : Définition des appuis.

✓ 6ème étape

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliqué les différents chargements de la structure :

. Les charges permanentes : elles sont définies comme suit

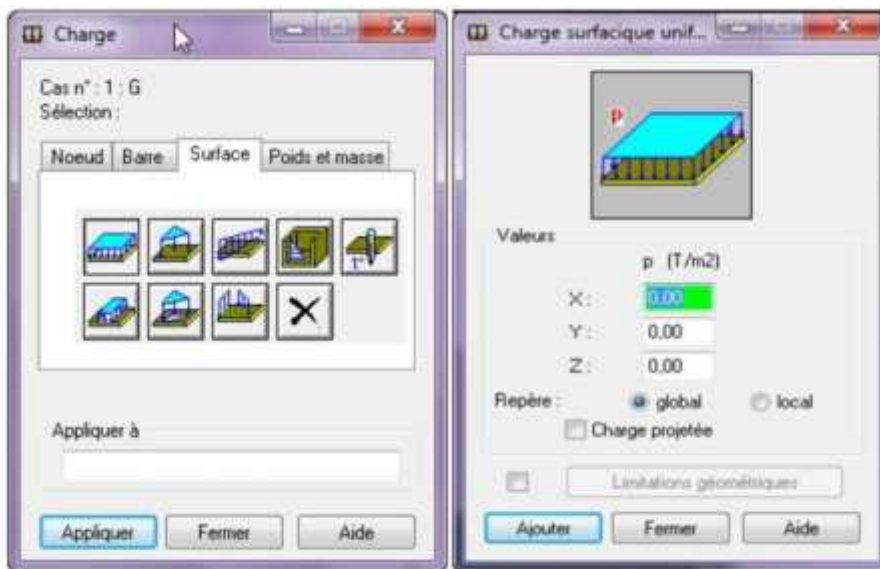


Figure VI.6 : le chargement sous G.

- Poids propre du tablier : est généré automatiquement par le logiciel.

. Revêtement

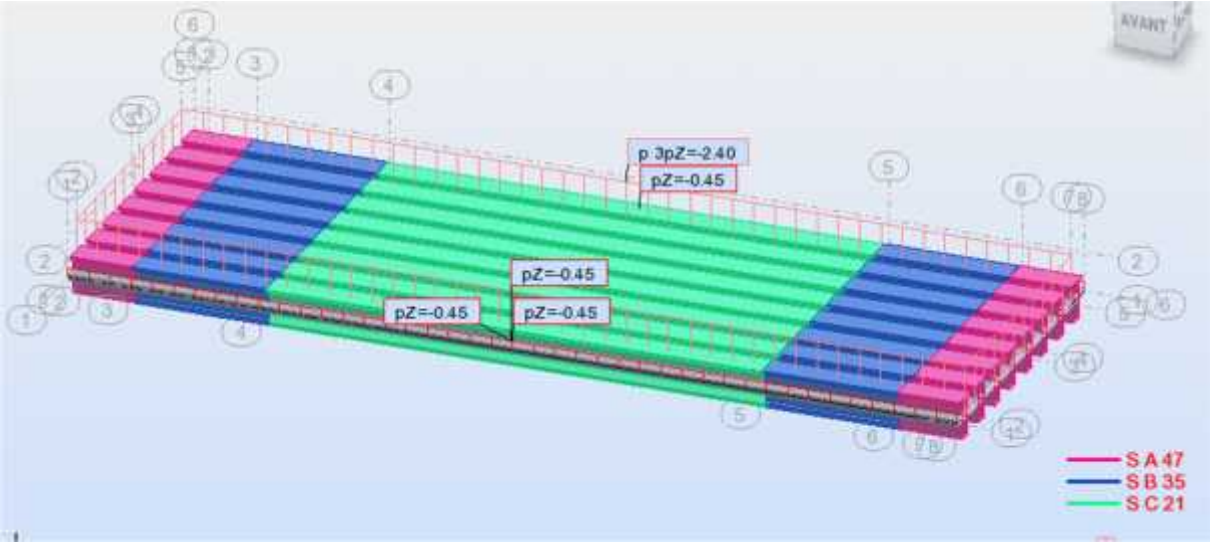


Figure VI.7 : Le chargement sous le poids du revêtement.

. Garde.corps

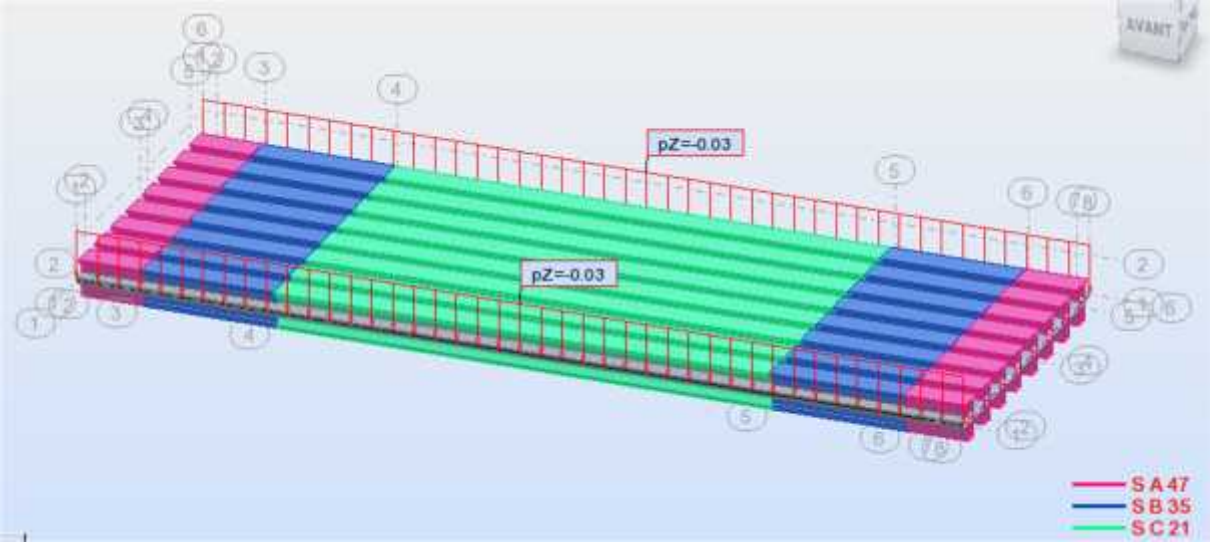


Figure VI.8 : Le chargement sous le poids du garde.corps.

.Corniche

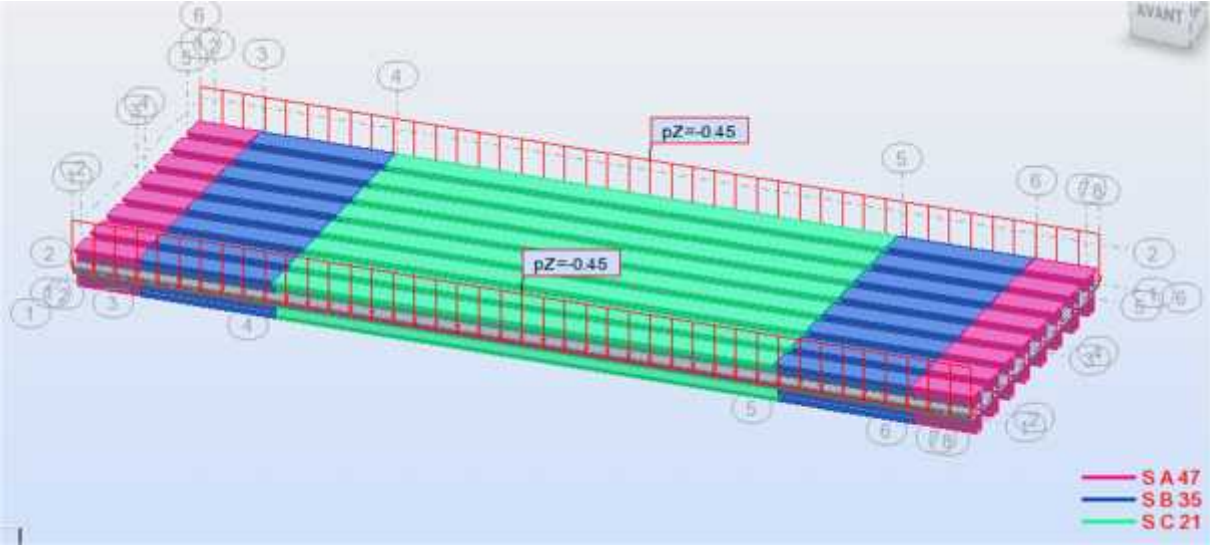


Figure VI.9 : Le chargement sous le poids de la corniche.

. Trottoirs

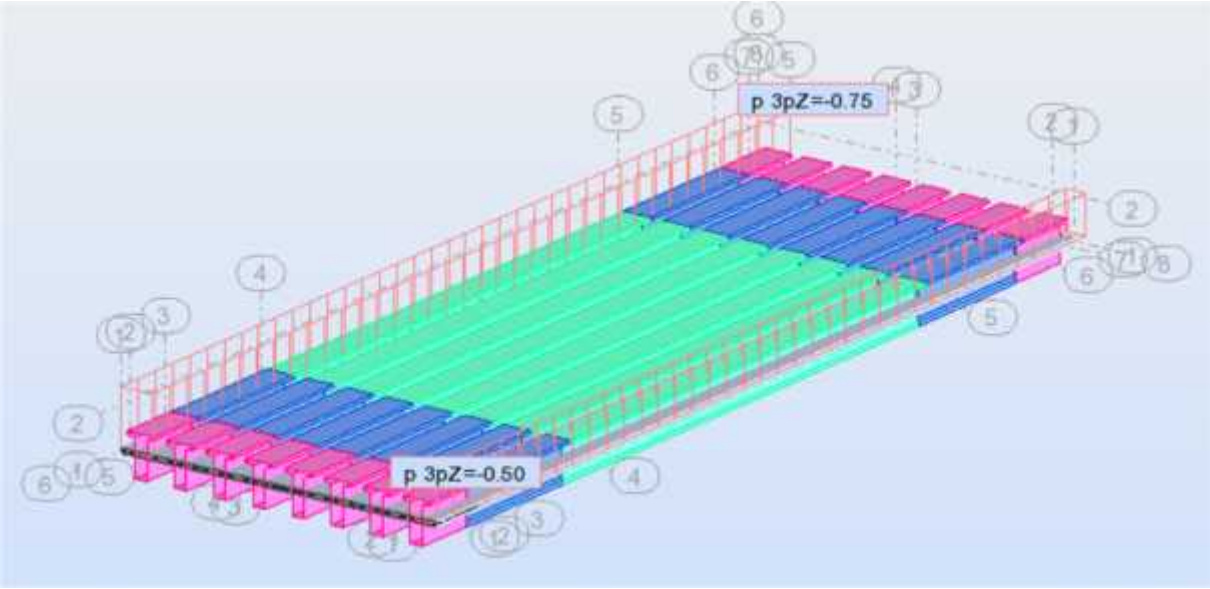


Figure VI.10 : Le chargement sous le poids du trottoir.

. Surcharge sur trottoir

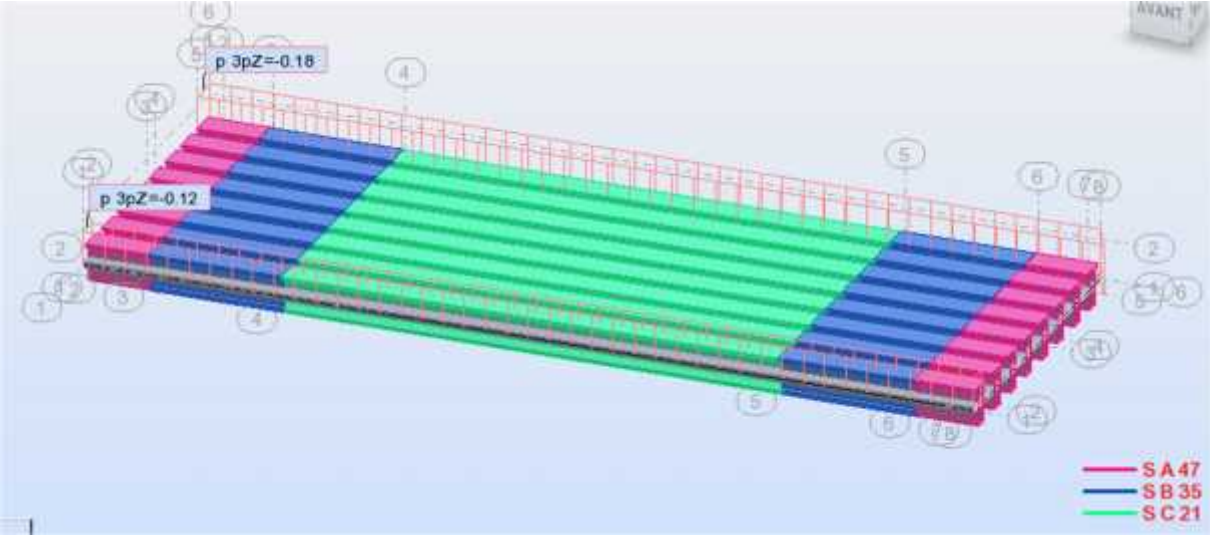


Figure VI.11 : Le chargement sous le poids des surcharges du trottoir.

. Système de charges A(l)

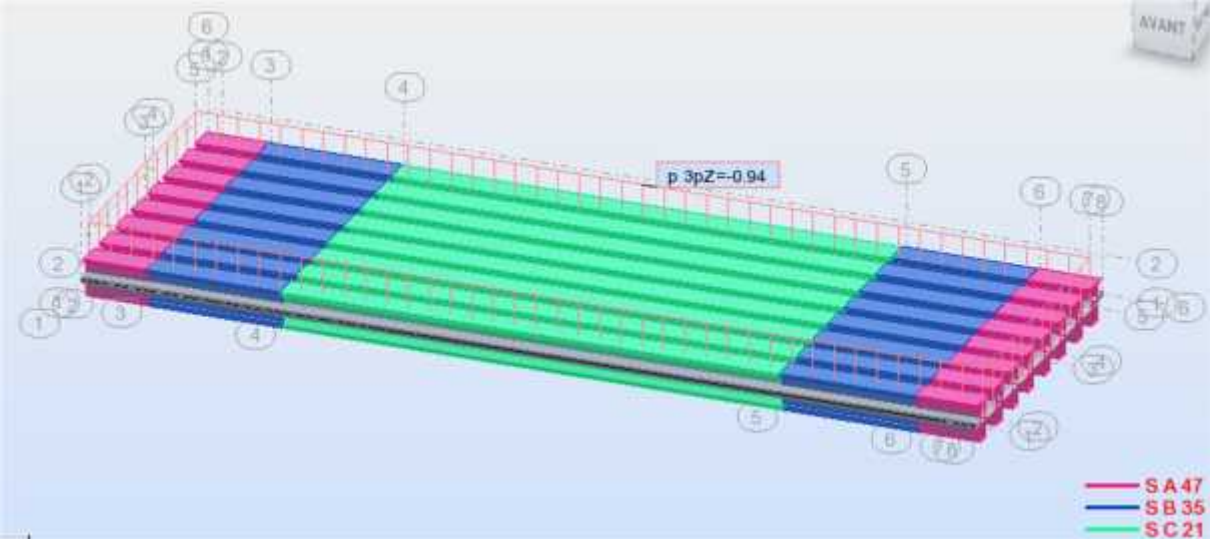


Figure VI.12 : Le chargement sous le système A(l).

. Les charges roulantes : qui sont définie comme suit

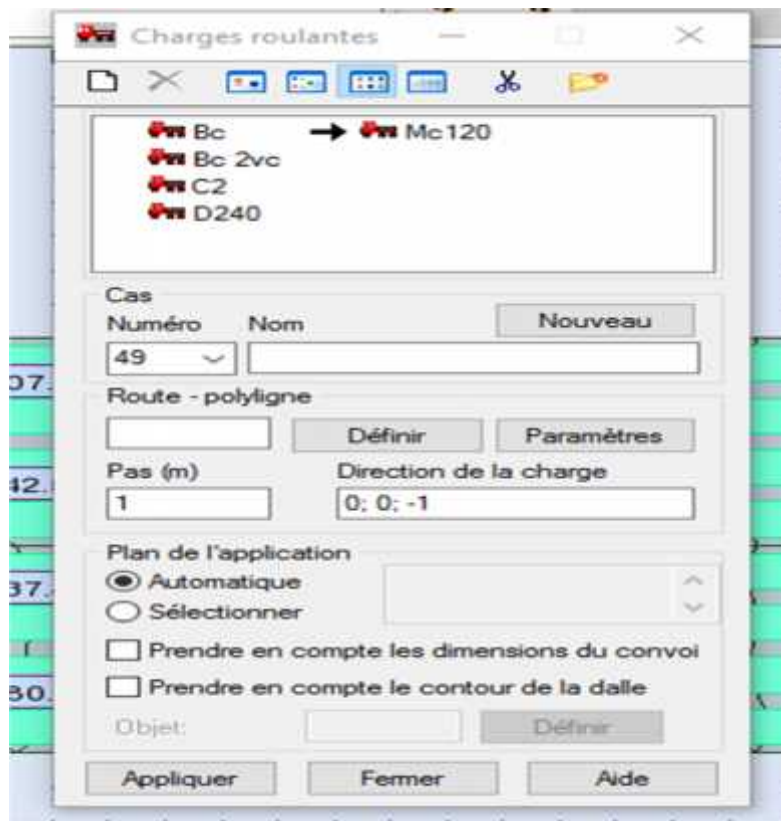


Figure VI.13 : Les charges roulantes.

. Système de charge Bc

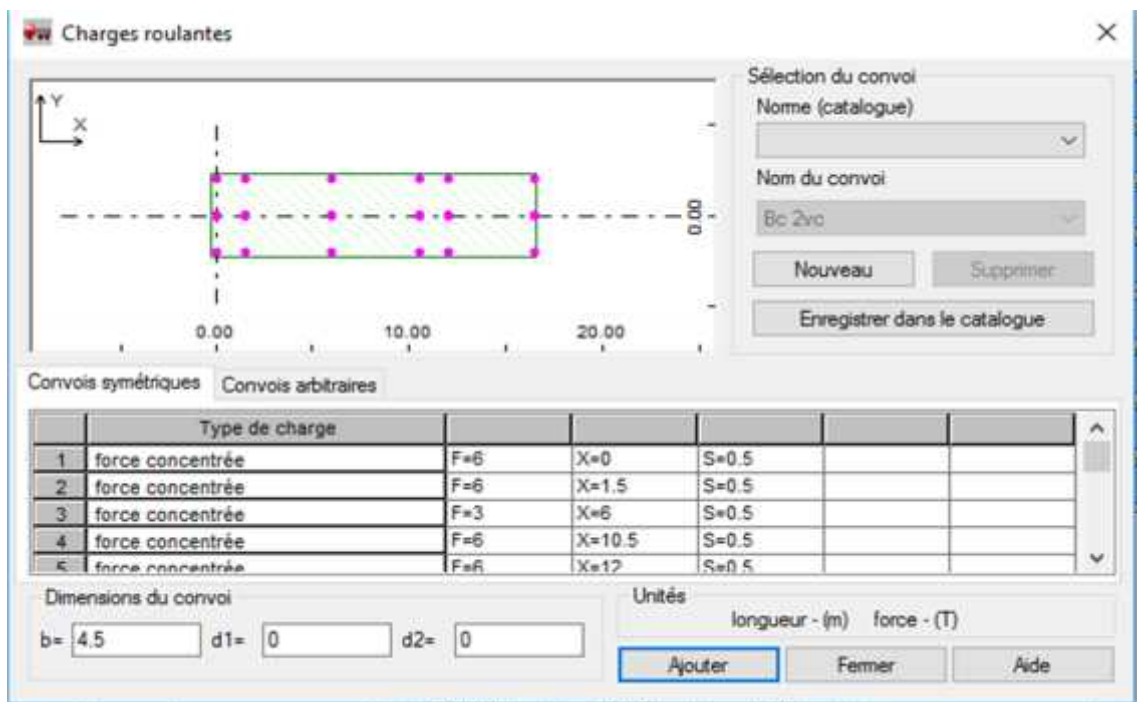


Figure VI.14 : Le système de charges Bc.

. Système de charge Mc120

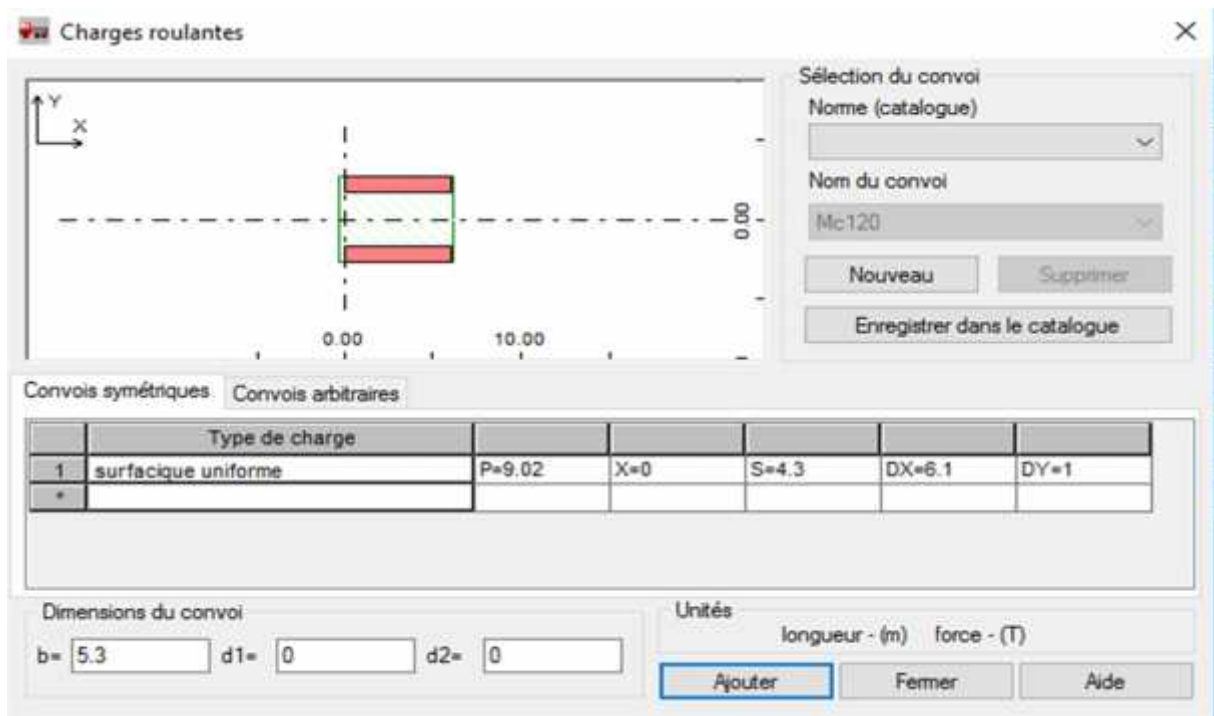


Figure VI.15 : Le système de charge Mc120

. Système de charge D240

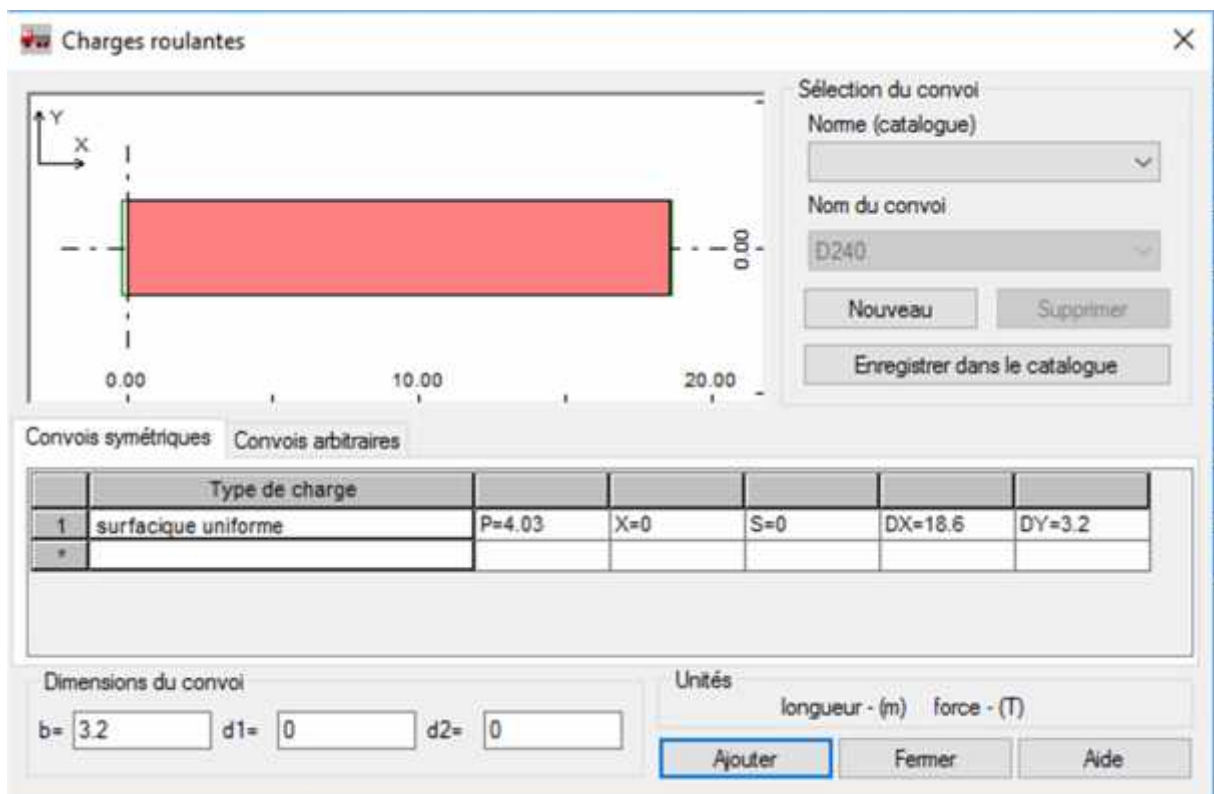


Figure VI.16 : Le système de charge D240.

✓ 7^{ème} étape

Définition des combinaisons d'actions et lancement du calcul

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Tableau VI.1 : Les différentes combinaisons selon le fascicule 61.

ELU	ELS
1.35G+1.6 (Qt+Al)	G+1.2 (Qt+Al)
1.35G+1.6 (Qt+Bc)	G+1.2 (Qt+Bc)
1.35 (G+Mc ₁₂₀)	G+Mc ₁₂₀
1.35 (G+D ₂₄₀)	G+D ₂₄₀

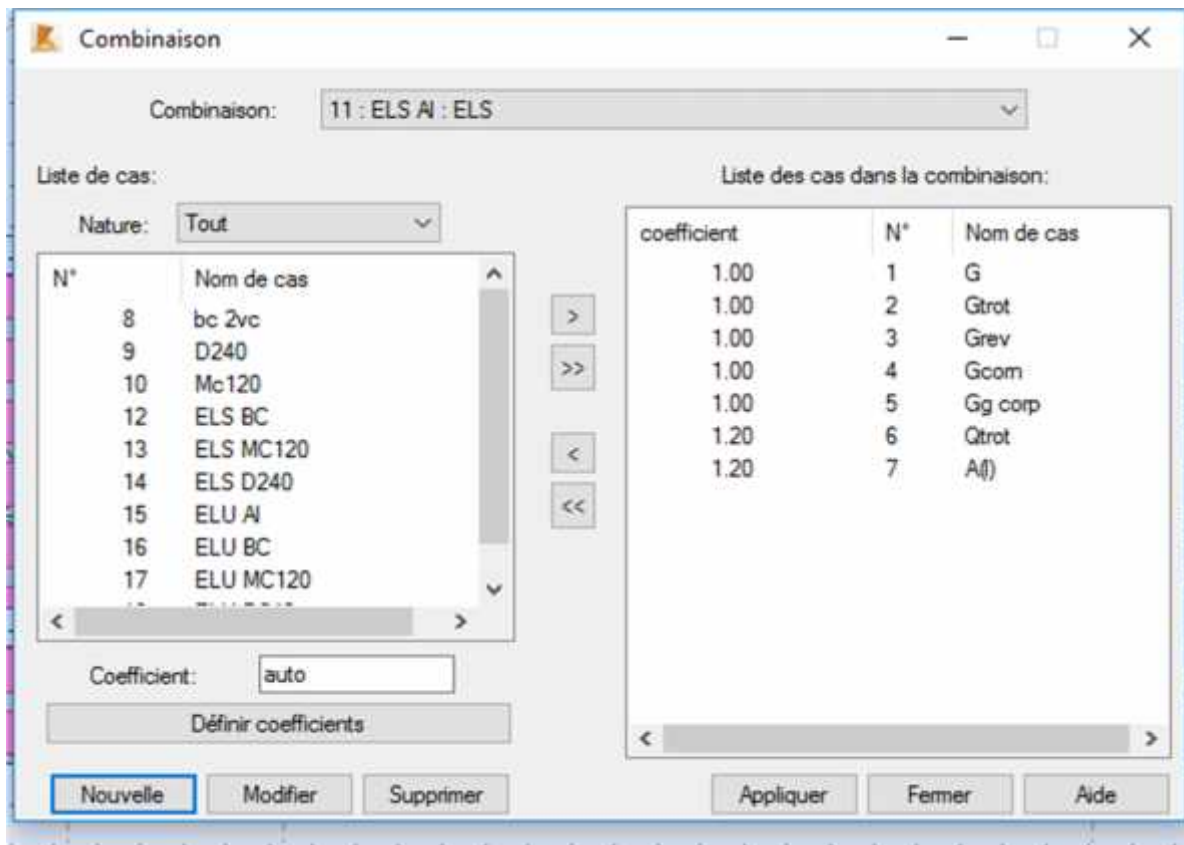
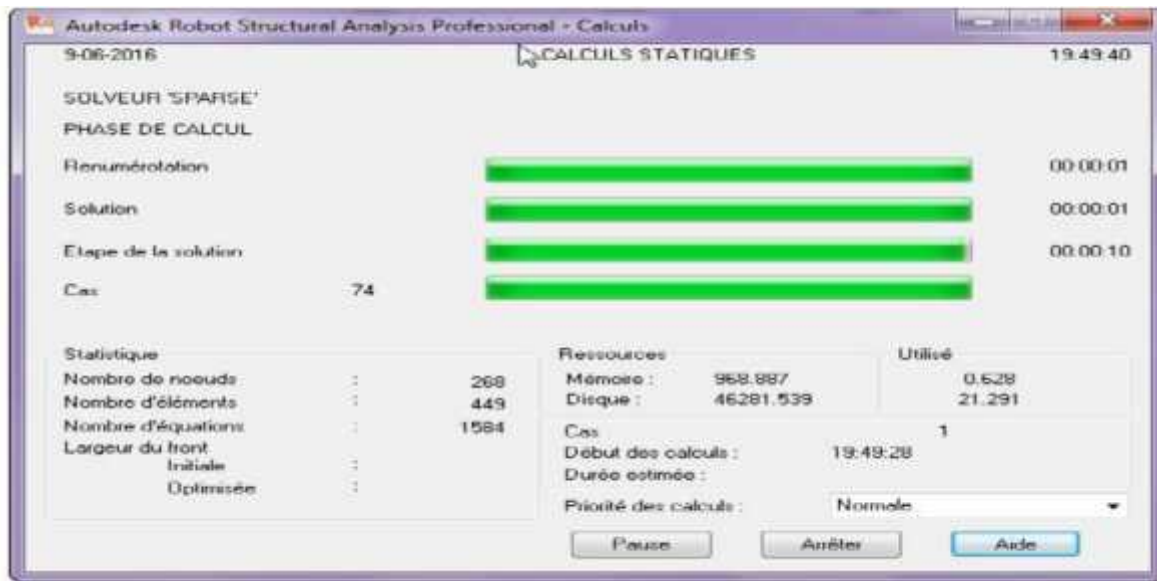


Figure VI.17 : Les combinaisons de charges.

✓ 8^{ème} étape : Lancement du calcul



✓ 9^{ème} étape

Affichage des résultats

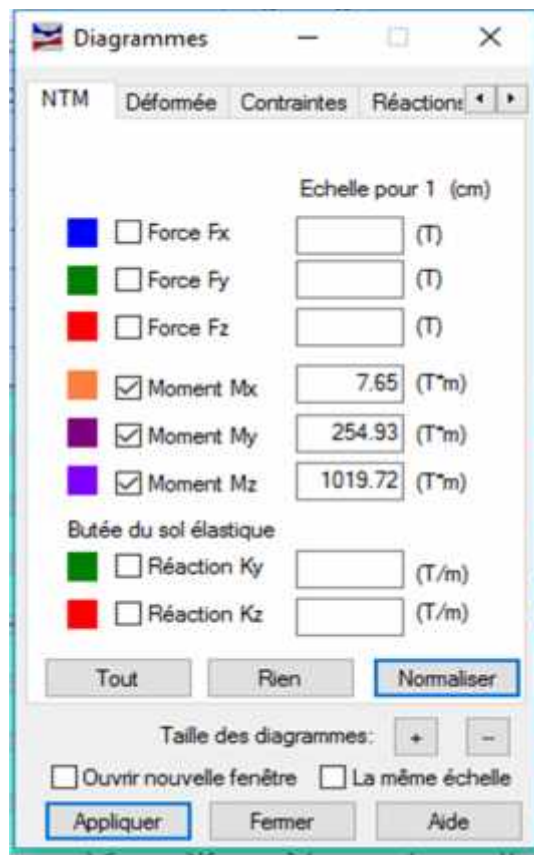


Figure VI.19 : Les résultats.

VI.4) Effort interne dans les poutres

a) Moment fléchissant

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35G+1.35 D240 à L'ELU

$M_{max} = 1321.19 \text{ t.m à L'ELU}$

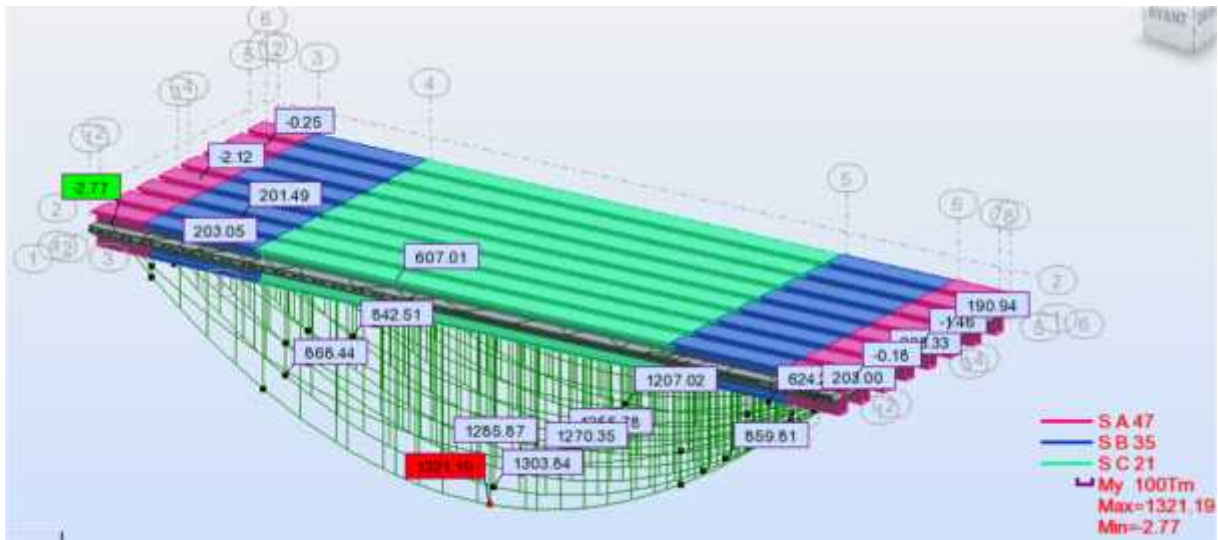


Figure VI.20 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$M_{max} = 981 \text{ t.m à L'ELS}$

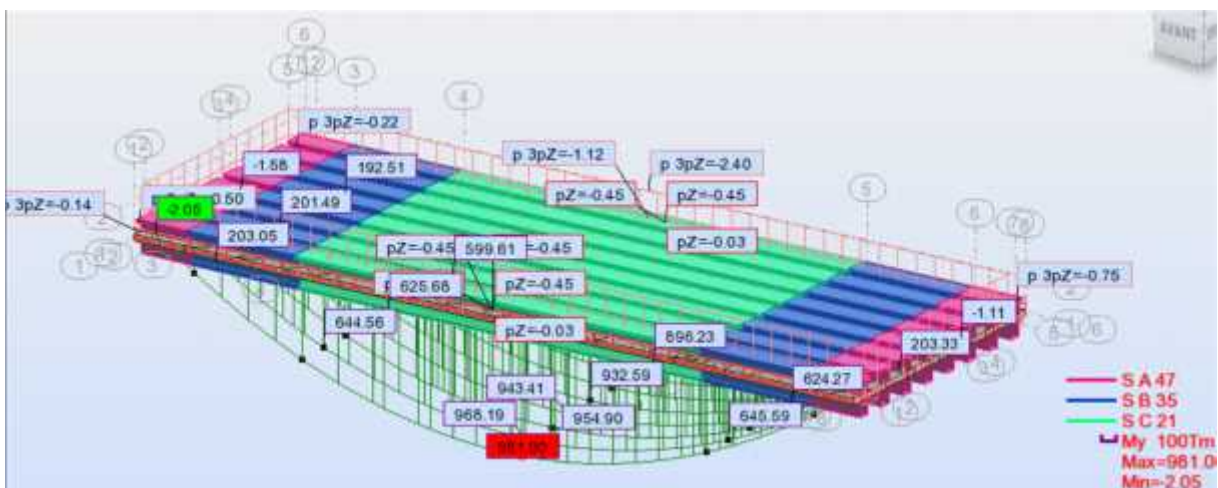


Figure VI.21 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b) Effort tranchant

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable 1.35G+1.35 D240 à L'ELU et (G+D240) à L'ELS aux niveaux des appuis.

$T_{max} = 87.88 \text{ t}$ à l'ELU



Figure VI.22 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$T_{max} = 65.32 \text{ t}$ à l'ELS



Figure VI.23 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

Le moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée



Figure VI.24 : Diagramme du moment fléchissant max sous la poutre la plus sollicitée.

L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée



Figure VI.25 : Diagramme de L'effort tranchant Max sous la poutre la plus sollicitée.

D'où :

Les efforts maximums sont donnés par la combinaison : $1.35G+1.6 (Qt+A1)$.

Tableau .VI.2 : Efforts internes maximum dans les poutres.

	M(t.m)	T(t)
ELU	1321.72	87.88
ELS	981	65.32

VI.5. Ferrailage de la dalle

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

VI.5.1 Dans le sens transversal

a) En travée

) Armatures inférieures E.L.U :

$$M = 8.88 \text{ t.m/m} = 8.88 \times 10^4 \text{ N.m/m}$$

$$c = m \quad (e; \phi; 1c)$$

$$e = 3c$$

$$\phi: d \quad d \text{ l'ar}$$

On prend $c = 3c$

Donc :

$$d = 25 - 3 = 22c$$

$$b = 100 c \quad (p \text{ u mètre li éa})$$

Fe400 $s = 1.15 \quad \frac{f}{s} = 348 M = 348 \times 10^6 \text{ N/m}^2$

$$f_{28} = 35 M$$

$$f = \frac{0.85 \times f_{28}}{b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.8 M$$

$$\mu_b = \frac{M}{b \times d^2 \times f_c} = \frac{8.88 \times 10^4}{1 \times 22^2 \times 1.8} = 0.0927. < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0.0927$$

De l'abaque $\beta = 0.951$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.88 \times 10^4}{0.951 \times 22 \times 348} = 12.2 \text{ cm}^2$$

) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_s = 6.57 \text{ t.m/m} = 6.57 \times 10^4 \text{ N.m/m}$$

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

$$\sigma_{cbc} = 0.6 f_{28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = m \left\{ \frac{2}{3} f ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{28} \right\}$$

$$f_{28} = 0.6 + 0.06 f_{28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$ (H) : Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = \frac{1}{b \times d} \times A = \frac{1}{1 \times 22} \times 12.2 = 0.554 \quad [\beta_1 = 0.889 ; K_1 = 33]$$

$$\sigma = \frac{M}{A \times 1 \times d} = \frac{6.5 \times 10^4}{1 \times 22 \times 0.8 \times 22} = 275.345 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 228.63 \text{ MPa.}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M}{b \times d^2 \times \bar{s}} = \frac{6.5 \times 10^4}{1 \times 22^2 \times 2.6} = 0.0059 \quad \{ K_1=37 ; \beta_1 = 0.880. \}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times b \times \bar{c}} = \frac{6.57 \times 10^4}{0.880 \times 22 \times 228.63} = 14.84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{s}}{K_1} = \frac{2.6}{3} = 6.18 \leq \bar{c} = 21 \text{ MPa.}$$

.Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 14.84 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA20**

) Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)

$$A = 0.23 \frac{f_t}{f_c} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{4} \times 100 \times 22 = 3.42 < A$$

Condition vérifié.

) Vérification à l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < m \left\{ 0.15 \times \frac{f_{t2}}{\gamma_E} ; 4 M \right\}$$

$$\tau = \frac{10.78 \times 10^2}{100 \times 22} = 0.49 < m \left\{ 0.15 \times \frac{f_{t2}}{\gamma_b} ; 4 M \right\} = 3.5 \text{ MPa.}$$

Condition vérifié.

) Vérification à la contrainte d'adhérence

$$s_e = \frac{V}{0.9 \times d \times \Sigma u} \leq \bar{s}_e = 2 \text{ s. ft}_2 ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées.}$$

$$\tau_{se} = 2 \text{ s. f } 28 = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ M}$$

$$s_e = \frac{1.7 \times 10^4}{0.9 \times 2 \times 3} = 1.74 \text{ MPa} < 8.1 \text{ M} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

) Armatures transversales

Si le béton est coulé en même moment (pas de reprise de bétonnage), et la formule suivante est vérifiée, alors on n'aura pas besoin des armatures transversales :

$$V_u \leq 0.07 \frac{f_{c2}}{b} \times d = 0.359 \text{ MN} = 35.9 \text{ t} \rightarrow V_u = 10.78 \text{ t} \leq 35.9 \text{ t}$$

Condition vérifiée.

B) Aux appuis

) Armatures supérieurs

E.L.U

$$M = 4.65 \times 10^4 \text{ N. m/m}$$

$$\mu_b = \frac{M}{b \times d^2 \times f_t} = \frac{4.6 \times 10^4}{1 \times 22^2 \times 1.8} = 0.048 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0.048 \quad \text{De l'abaque } \beta = 0.975$$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.65 \times 10^4}{0.975 \times 22 \times 348} = 6.23 \text{ cm}^2$$

E.L.S

$$M_s = 3.44 \times 10^4 \text{ N.m/m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{1}{b \times d} \times \frac{M}{\sigma_{st}} = \frac{1}{1 \times 22} \times \frac{3.44 \times 10^4}{228.63} = 0.29 \quad [\beta_1 = 0.915; K_1 = 23]$$

$$\sigma = \frac{M}{A \times d} = \frac{3.44 \times 10^4}{7.52 \times 22} = 265.53 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 228.63 \text{ MPa.}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.44 \times 10^4}{1 \times 22^2 \times 21} = 0.0031 \quad \{ K_1 = 25; \beta_1 = 0.909 \}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{3.44 \times 10^4}{0.909 \times 22 \times 228.63} = 7.52 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{bc}}{K_1} = \frac{21}{2} = 9.15 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.} \quad \text{Vérfié}$$

.Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 7.52 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA14

) Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A = 0.23 \frac{f_t}{f_c} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{4} \times 100 \times 22 = 3.42 < A$$

Condition vérifié.

) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < \bar{m} \left\{ 0.15 \times \frac{f_{t2}}{f_{c2}} ; 4 M \right\}$$

$$\tau = \frac{10.78 \times 10^2}{100 \times 22} = 0.49 < \bar{m} \left\{ 0.15 \times \frac{f_{t2}}{f_{c2}} ; 4 M \right\} = 3.5 \text{ MPa.}$$

Condition vérifié.

) Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$s_e = \frac{V}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{s}_e = 2 \text{ s. ft}_2 ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées.}$$

$$s_e = 2 \text{ s. ft}_2 = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 M$$

$$s_e = \frac{1.7 \times 10^4}{0.9 \times 2 \times 2 \times 1.8} = 2.48 \text{ MPa} < 8.1 M \quad \text{Condition vérifié.}$$

III.5.2) Dans le sens longitudinal

A) en travée

Armatures inférieures E.L.U :

$$M = 2.65 \text{ t. m/m} = 2.65 \times 10^4 \text{ N.m/ ml}$$

$$\mu_b = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{c2}} = \frac{2.6 \times 10^4}{1 \times 2 \times 1.8} = 0.028. < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0.028$$

De l'abaque $\beta = 0.986$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.65 \times 10^4}{0.986 \times 22 \times 348} = 3.51 \text{ cm}^2$$

) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_s = 1.96 \text{ t.m/m} = 1.96 \times 10^4 \text{ N.m/m}$$

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

$$\sigma_{cbc} = 0.6 f_{28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\bar{s}t} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{1}{b \times d} \times A = \frac{1}{1 \times 2} \times 3.5 = 0.16 \quad [\beta_1 = 0.935 ; K_1 = 16$$

$$\sigma = \frac{M}{A \times 1 \times d} = \frac{1.9 \times 10^4}{3.5 \times 0.9 \times 2} = 271.47 \text{ MPa} > \sigma_{\bar{s}t} = 228.63 \text{ MPa.}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.9 \times 10^4}{1 \times 2^2 \times 348} = 0.0017 \quad \{ K_1 = 18 ; \beta_1 = 0.930.$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times b \times \sigma_{bc}} = \frac{1.96 \times 10^4}{0.930 \times 22 \times 228.63} = 4.19 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{s}{k_1} = \frac{2.6}{1} = 4.19 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.}$$

. Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 4.19 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA12**

) Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A = 0.23 \frac{f_{ct}}{f} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{4} \times 100 \times 22 = 3.42 < A$$

Condition vérifié.

) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < m \left\{ 0.15 \times \frac{f_{ct}}{f}; 4 M \right\}.$$

$$\tau = \frac{10.78 \times 10^2}{100 \times 22} = 0.49 < m \left\{ 0.15 \times \frac{f_{ct}}{f}; 4 M \right\} = 3.5 \text{ MPa.}$$

Condition vérifié.

) Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$s_e = \frac{V}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{s}_e = 2 \text{ s. ft}_2 ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées.}$$

$$U s_e = 2 \text{ s. ft}_2 = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 M$$

$$s_e = \frac{1.7 \times 10^4}{0.9 \times 2 \times 1.7} = 3.61 \text{ MPa} < 8.1 M \quad \text{Condition vérifié.}$$

B) Aux appuis

) Armatures supérieures

E.L.U :

$$M = 12.15 \times 10^4 \text{ N. m/m}$$

$$\mu_b = \frac{M}{b \times d^2 \times f_c} = \frac{12.15 \times 10^4}{1 \times 22^2 \times 1.8} = 0.126 < \mu_u = 0.392$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0.028$$

De l'abaque $\beta = 0.932$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.15 \times 10^4}{0.932 \times 22 \times 348} = 17.03 \text{ cm}^2$$

E.L.S

$$M_s = 9.03 \times 10^4 \text{ N. m/m}$$

$$\sigma_{obc} = 0.6 f_{t28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A}{b \times d} = \frac{17.03}{1 \times 22} = 0.77 \quad [\beta_1 = 0.874 ; K_1 = 41$$

$$\sigma = \frac{M}{A \times d} = \frac{9.03 \times 10^4}{17.03 \times 0.8 \times 22} = 275.76 > \sigma_{st} = 228.63 \text{ MPa.}$$

Donc on doit chercher la section d'armature à E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M}{b \times d^2 \times s} = \frac{9.0 \times 10^4}{1 \times 22^2 \times 22.6} = 0.065 \quad \{ K_1=228 ; \beta_1 = 0.742$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times b \times c} = \frac{9.03 \times 10^4}{0.742 \times 22 \times 228.63} = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{s}{K_1} = \frac{22.6}{2} = 1.003 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa.} \quad \text{Vérfié}$$

.Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s) = 24.2 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA25**

) Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF) :

$$A = 0.23 \frac{f_t}{f_c} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{4} \times 100 \times 22 = 3.42 < A$$

Condition vérifié.

) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T}{b \times d} < m \left\{ 0.15 \times \frac{f_{t2}}{\gamma_b} ; 4 M \right\}$$

$$\tau = \frac{10.78 \times 10^2}{100 \times 22} = 0.49 < m \left\{ 0.15 \times \frac{f_{t2}}{\gamma_b} ; 4 M \right\} = 3.5 \text{ MPa.}$$

Condition vérifié.

J) Vérification à la contrainte d'adhérence :

$$s_e = \frac{V}{0.9 \times d \times \sum u} \leq \bar{s}_e = 2 \text{ s. ft}_2 ; U : \text{périmètre utile pour les armatures utilisées.}$$

$$\tau_{se} = 2 \text{ s. f } 28 = 2 \times 1.5 \times 2.7 = 8.1 \text{ M}$$

$$s_e = \frac{1.7 \times 10^4}{0.9 \times 2 \times 1.4} = 2.89 \text{ MPa} < 8.1 \text{ M} \quad \text{Condition vérifié.}$$

Récapitulatif

Suivant Lx:

En travée : **5HA20**

Aux appuis : **5HA14**

Suivant Ly :

En travée : **4HA12**

Aux appuis : **5HA25**

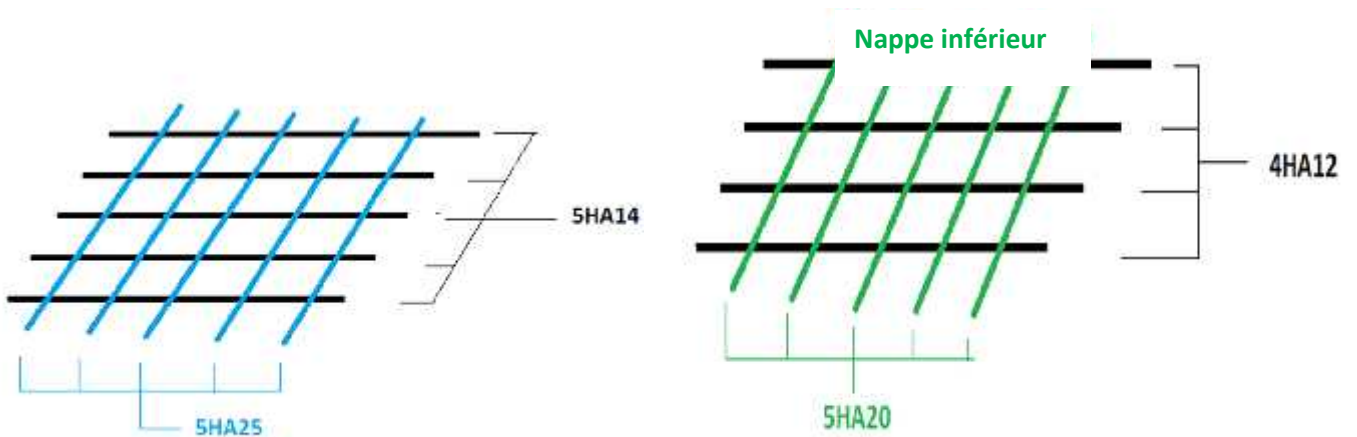


Figure.VI.26.vue en plan du ferrailage de la dalle.

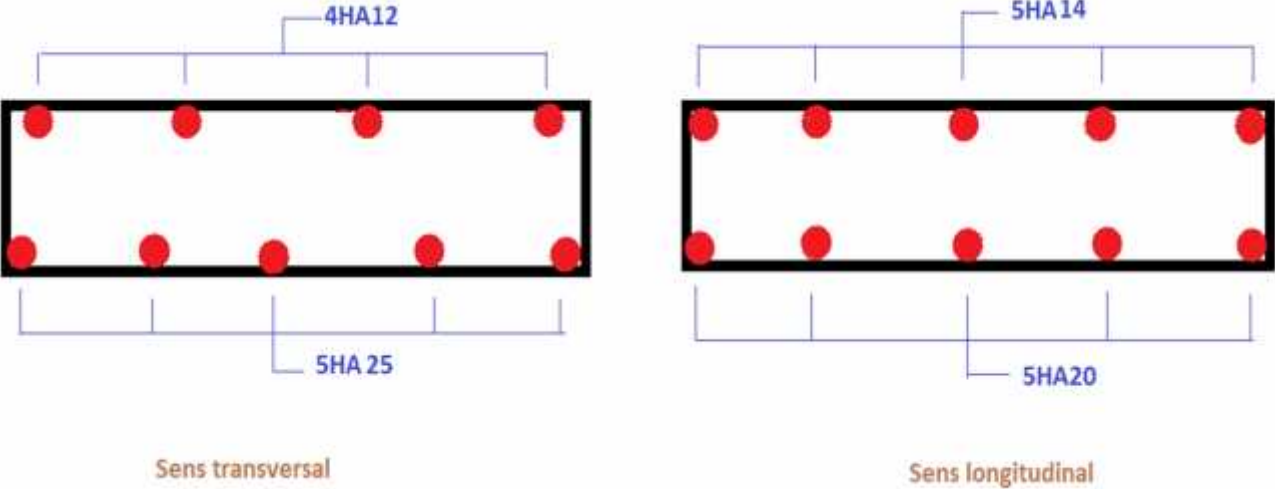


Figure.VI.27. Ferrailage dans les deux sens.

Qu'est-ce que c'est << La précontrainte >> ?

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles qui seront produites par les charges extérieures. Une pièce ou construction précontrainte est donc soumise à un système permanent d'effort intérieur créés artificiellement dans le but de contrebalancer ceux produits par les charges extérieures. Dans le cas du béton, qui résiste bien à la compression et mal à la traction, la précontrainte consiste à créer des contraintes de compressions permanentes de sorte que les charges extérieures qui, dans le cas du béton armé font naitre des tractions, ans le cas du béton précontraint ne provoquent qu'une décompression du béton (ou à la limite, des contraintes de traction faibles, jugées admissibles).

Le béton précontraint est une invention française de l'ingénieur français **Eugène FREYSSINET** (1928), c'est donc un matériau jeune. Il n'est employé couramment que depuis une cinquantaine d'années environ (avec l'apparition des aciers de haute limite élastique) bien que l'idée de précontrainte soit très ancienne et est utilisée sous des formes diverses.

Pour assurer l'intégrité du béton, c'est-à-dire, éviter l'ouverture des fissures, ce que peut entraîner la corrosion des armatures de précontraintes, le règlement à élaborer des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, qui sont : Classe I, Classe II et Classe III.

Définition des classes de vérification

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre 09 §9-4.1.1.), qui a résumé grossièrement l'article 1.3des règles BPEL ; on peut donc diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

1- Classe I : Le béton est toujours comprimé.

Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite :

Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche.

2- Classe II : On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

3- Classe III : On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application.

Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.

Contraintes limites réglementaires pour la classe II

Selon l'ouvrage de : La précontrainte (chapitre 09 §9-4.1.2.), elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation).
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes.
- La valeur de calcul de la précontrainte.
- La proximité des armatures de précontrainte

Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares (en section d'enrobage

VII.1. Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (chapitre VI) dans la section

la plus dangereuse est à .

VII.1.1. Précontrainte minimale

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

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

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

Avec :

P_I : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique.

P_{II} : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique.

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P2 », et dans la section médiane (poutre et section plus sollicitée).

) Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :

$$M_{\max} = 981.39 \text{ t.m}$$

$$M_{\min} = 297.99 \text{ t.m}$$

$$M = M_{\max} - M_{\min} = 981.39 - 297.99 = 683.4 \text{ t.m}$$

$$M = 683.4 \text{ t.m}$$

	B(cm ²)	Ig(cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	ρ(%)	Hp(cm)	r ² (cm ²)
Poutre seul	6139.85	14939609.92	67.11	82.89	41	150	2311.55
Poutre+ hourdis	7656	8561522.81	109.63	124.63	7.75	170	1118.28

- Les contraintes limites :

La contrainte de traction du béton est :

$$\sigma_t = -f_{t2} = 0.6 + 0.06f_{c2} = -2.7 \text{ M} \quad . \text{ (Dans la section d'enrobage)}$$

$$\sigma_t = -1.5 f_{t2} = -4.05 \text{ M} \quad . \text{ (hors la section d'enrobage)}$$

- En section sous critique :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (V \cdot \sigma_t + V' \cdot \sigma_t')$$

Avec :

$$e_0 = \rho \cdot V - \frac{M_m + \rho \cdot V \cdot B \cdot \sigma_t}{P}$$

- En section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_m + \rho \cdot V \cdot B \cdot \sigma_t}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

$$e_0 = -(V' - d') ; \text{ On admet } d' = 11$$

- Application :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (V \cdot \sigma_t + V' \cdot \sigma_t')$$

$$\sigma_t = \sigma_t' \cdot e \cdot (v + v') = h.$$

$$P_I = \frac{683.4 \times 10^3}{0.41 \times 150} + \frac{6139.85}{150} \times 150 \times (-2.7 \times 10^{-1}) = 9454.44 \text{ K}$$

$$P_I = 9454.44 \text{ K}$$

$$P_{II} = \frac{M_m + \rho \cdot V \cdot B \cdot \sigma_t}{\rho \cdot V + V' - d'} = \frac{9.3 \times 10^3 + 0.9 \times 1.6 \times 7.2 \times (-2.7 \times 10^{-1})}{0.9 \times 1.6 + 1.6 - 11} = 3680.89 \text{ K}$$

$$P_{II} = 3680.89 \text{ K}$$

$P_I > P_{II}$ la section est **sous critique**, donc l'effort de précontrainte économique **P_I** suffisant.

Donc :

$$P = P = S (P, P) = S (9454.44 ; 3680.89) = 9454.44 \text{ K}$$

$$P = 9.8$$

$$P = \frac{P_1 + P_2}{2} = 6567.665 \text{ K} .$$

Alors l'excentricité e_0 :

Ou
$$-c - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_0 \leq c' - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec $c = \frac{V}{3}$ et $c' = \frac{V'}{3}$

$$e_0 = -6.7 c .$$

VII.1.2. Calcul du nombre 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 25% :

$$P_m = 0.75 \times P_0 \rightarrow P_c = \frac{P_m}{0.75} = 12606.52 \text{ K} .$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

$$n = \frac{P_c}{P_0}$$

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

- D èt n d câb = 15,2 m .

- D èt e ér d l g = 8.5 c .

- S n d câb = 139 m².

- f = 1660 M .

- f = 1583 M .

- $E = 195000 \text{ M}$ (M d'él $é d l'a$).

$$\sigma_{P0} = \min(0.8f_p ; 0.9f_p) = 1328 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P0} = 1328 \text{ M} .$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times A = 1328 \times 16 \times 10^{-3} = 2390.4 \text{ KN.}$$

Le nombre de câble :

$$n = \frac{P_0}{P_0} = \frac{1}{2} \frac{.5}{.4} = 5.27$$

Soit $n=6$

$$P_m = 6 \times 2390.4 = 14342.4 \text{ K}$$

VII.1.3. Vérification des sections

$$\frac{p}{s} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_m \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_t .$$

$$\frac{p}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I} \leq \bar{\sigma}_c .$$

$$\frac{p}{s} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_m \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_c .$$

$$\frac{p}{s} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I} \geq \bar{\sigma}_t .$$

$\bar{\sigma}_c$, $\bar{\sigma}_c$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_t$, $\bar{\sigma}_t$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre inf. et sup.

- Vérification des contraintes à la mise en tension

En construction, la mise en tension se fait au 14^{ème} jour (50%).

- Contrainte limite**- En compression**

$$\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_c = 0.6 \cdot f_{c1} = 0.6 f_c = \frac{1}{4.7 + 0.8 \cdot j} \times f_{c2} ; f_{c2} = 35 \text{ M} .$$

$$\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_c = 17.948 \text{ M} .$$

- En traction

$\bar{\sigma}_t$:

$$\bar{\sigma}_t = -1.5 \times f_{t1} = -1.5 \times 2.392 = -3.588 \text{ M} . \text{ (Hors de la section d'enrobage).}$$

$$\bar{\sigma}_t = -f_{t1} = -2.392 \text{ M} . \text{ (Dans la section d'enrobage).}$$

Avec :

$$f_{c1} = f_c = \frac{1}{4.7 + 0.8 \times 1} \times 35 = 29.91 \text{ M} .$$

$$f_{t1} = 0.6 + 0.06 \times f_{c1} = 2.395 .$$

$$P = 0.94 \times P = 0.94 \times 14342.4 = 13481.86 \text{ M} .$$

- Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_t = \frac{p}{s} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_m \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_t = -3.438 \text{ MPa} \quad \text{a la fibre supérieur.}$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(82.89 - 11) = -71.89 \text{ c}$$

A la mise en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 0.9375 \text{ t/m}$.

$$M_m = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{0.9375 \times 33.4^2}{8} = 130.730 \text{ t.m}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{6} \cdot \frac{8}{8} + \frac{1}{1^2} \cdot \frac{8 \times -71.89 \times 6.1}{9} + 1307.3 \times \frac{6.1 \times 1^2}{1^2 \cdot 9} = -1.57 \frac{\text{K}}{\text{c}^2} = -15.7 \text{ M} .$$

$$\sigma_t = -15.7 M \geq -3.438 M \rightarrow C \quad n \text{ Vér } \acute{e}e$$

- Vérification des contraintes en fibre inférieur :

$$\frac{p}{s} - \frac{P.e_0.V'}{I} - \frac{M_{\min}.V'}{I} \leq \bar{\sigma}_c = 17.948 \text{ MPa} \quad \text{a la fibre inférieure.}$$

$$\sigma_c = \frac{13481.86}{6139.85} - \frac{13481.86 \times -67.74 \times 82.89}{14939609.92} - \frac{1307.3 \times 82.89 \times 10^2}{14939609.92} = 7.26 \text{ K /c}^2$$

$$\sigma_c = 72.6 < 17.948 M \rightarrow C \quad n \text{ vér } \acute{e}e.$$

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

VII.1.4. Détermination du nombre de câbles à l'about

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{S} + \frac{P.e_0.V}{I} + \frac{M_{\min}.V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.438$$

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{S} - \frac{P.e_0.V'}{I} - \frac{M_{\min}.V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 17.948$$

$$P = 0.94 . P_{\min} = 2390.4 \times n \quad (n : \text{nombre de câble})$$

$$\sigma_t = \frac{2.9 n}{6.8} + \frac{2.9 \times -7.8 \times 6.1 n}{1.9} + 1307.3 \times \frac{6.1 \times 10^2}{1.9} \geq -3.438 M$$

$$\sigma_t = (0.3 - 0.6 n + 0.5) \times 1 \geq -3.4 M \quad n \leq 2.9$$

$$\sigma_c = \frac{2246.976 n}{6139.85} - \frac{2246.976 \times -67.74 \times 82.89 n}{14939609.92} - \frac{1307.3 \times 82.89 \times 10^2}{14939609.92} \leq 17.948$$

$$\sigma_t = (0.3 + 0.8 - 0.7) \times 1 \leq 1.9 M \quad n \geq 2.0$$

D'après (2), on constate que l'on ne peut disposer que 2 câbles à l'about.

Conclusion : La mise en tension se fera en deux familles de câbles, 2 câbles à l'about et 4 câbles à l'extrados.

- Câble d'about

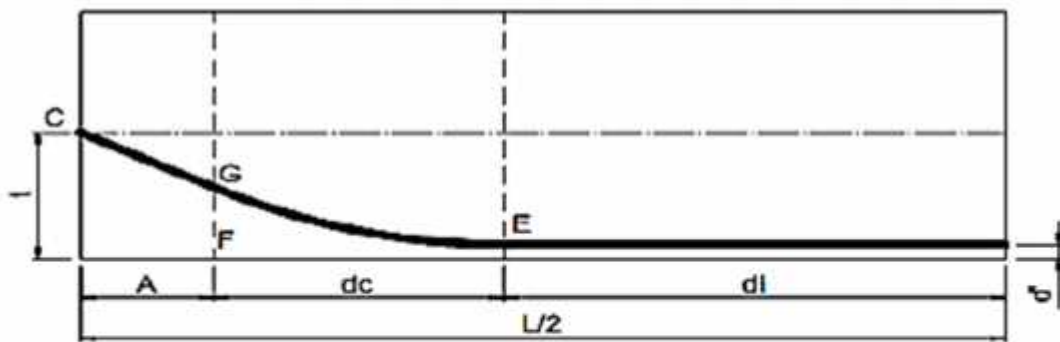


Figure VII.1 : Tracé d'un câble

E : point du début de relevage.

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

EG : tronçon parabolique d'équation $y = ax^2$.

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 $Y = ax^2$ pour $x = dc$

$$\text{Donc } y'(dc) = 2 \cdot a \cdot dc = \text{tg} \alpha \longrightarrow a = \frac{\text{tg} \alpha}{2 \times dc}$$

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

$$A = GC \cdot \cos \alpha \longrightarrow GC = \frac{A}{\cos \alpha} \longrightarrow GC \cdot \sin \alpha = A \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$a \times dc^2 = t - d' - A \times \operatorname{tg} \alpha \longrightarrow \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2 \times dc} \times dc^2 = t - d' - A \times \operatorname{tg} \alpha$$

$$dc = \frac{2}{\operatorname{tg} \alpha} (t - d' - A \times \operatorname{tg} \alpha)$$

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

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

- Câble extradós :

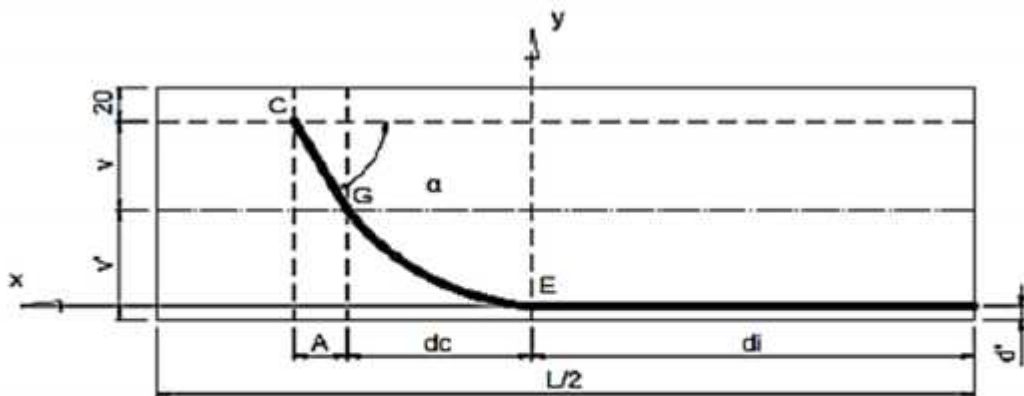


Figure VII.2 : Tracé d'un câble émergeant

EG : tronçon parabolique d'équation $y = a \cdot x^2$

$$\text{Pour } x = dc \longrightarrow \begin{cases} y = a \times dc^2 \dots\dots\dots (1) \\ y = v' - d' \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$y (dc) = 2 \times a \times dc = \operatorname{tg} \alpha \longrightarrow a = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2dc} \dots\dots\dots (3)$$

on remplace (3) dans (1) :

$$y = \frac{\operatorname{tg} \alpha \times dc \times dc}{2dc} \longrightarrow dc = \frac{2y}{\operatorname{tg} \alpha} \dots\dots\dots (4)$$

On remplace (2) dans (4)

$$d = \frac{2(v' - d')}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Dans notre projet

- Câbles d'about (aux appuis)

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,50m entre 2 plaques d'encrage successifs à l'about.

L'enrobage minimal est pris égale : $c = 11 \text{ cm}$.

Compte tenu de la disposition :

$$P_1 + P_2 = R$$

$$P_1 = P_2 = P$$

$$\Sigma M/f_{\tau \hat{u}} = R \times V' = P_1 \times d_1 + P_2 \times (y + d_1).$$

$$Y = 50 \text{ cm} \quad e \quad V' = 82.89 \text{ cm}.$$

$$d_1 = \frac{2 \times V' - y}{2} = 57.89 \text{ cm}.$$

$$d_2 = y + d_1 = 50 + 57.89 = 107.89 \text{ cm}$$

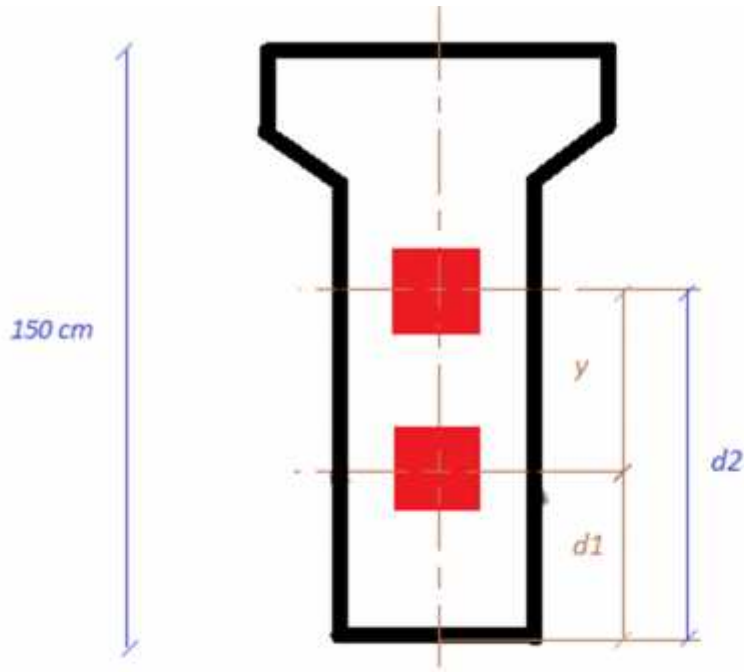


Figure V.3 : Dispositifs des câbles.

A l'extrémité, les contraintes de cisaillements sont généralement importantes. Ainsi, le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité de ces contraintes.

Soit α l'angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Les conditions liées à l'effort tranchant imposent sur appui :

$$-V \leq V_r \leq V.$$

V : étant l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

$$V_{\min} = V - P \sin \alpha \quad ; \text{ sous l'effet minimale des charges.}$$

$$V_{\max} = V - P \sin \alpha \quad ; \text{ sous l'effet maximale des charges}$$

c.à.d. :

$$V_{\min} = V - P \sin \alpha \quad ; (V_m: \text{effort tranchant minium à l'appui sous le poids propre la poutre seule})$$

$V = V - P \sin \alpha$; (VM: effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à E.L.S)

Donc on peut agir sur α de façon à ne pas créer de cisaillement excessif ; après calcul ; On prend comme angle de relevage :

$$\alpha_1 = 5^\circ ; \alpha_2 = 12^\circ ; \alpha_3 = 15^\circ ; \alpha_4 = 18^\circ.$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

VII.2. Tracé des câbles

- Longueur totale du câble :

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

Avec :

$$L_1 : L = \frac{d \cdot t_1 \cdot \cos \alpha_1}{r}$$

$$L_2 : L = \frac{d \cdot t_2 \cdot \cos \alpha_2}{p}$$

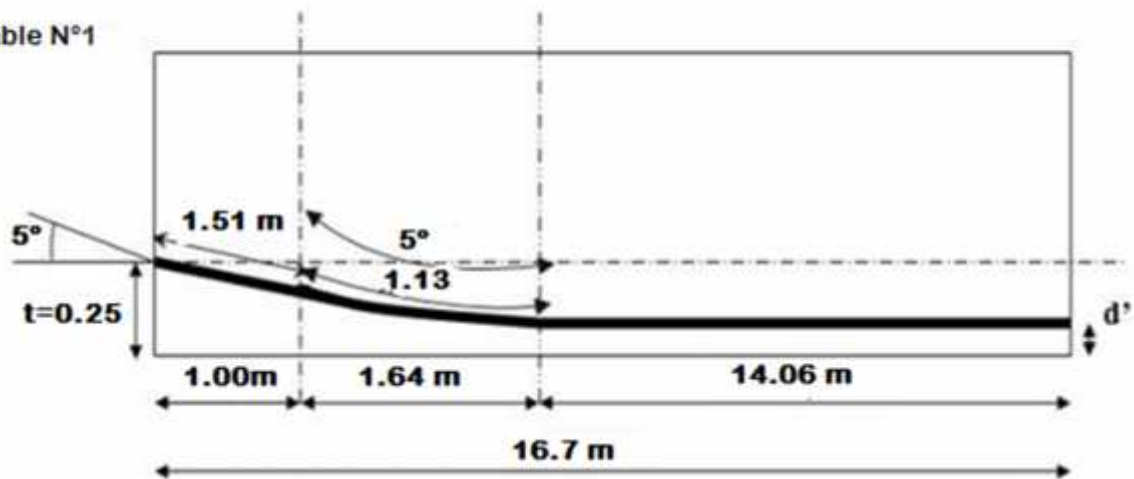
$$L_3 : L = \frac{d \cdot t_3 \cdot \cos \alpha_3}{d}$$

$$L_c = \frac{1}{4a} (\ln(2a \cdot dc + \sqrt{1 + (2a \cdot dc)^2}) + 2a \cdot dc \cdot \sqrt{1 + (2a \cdot dc)^2})^2$$

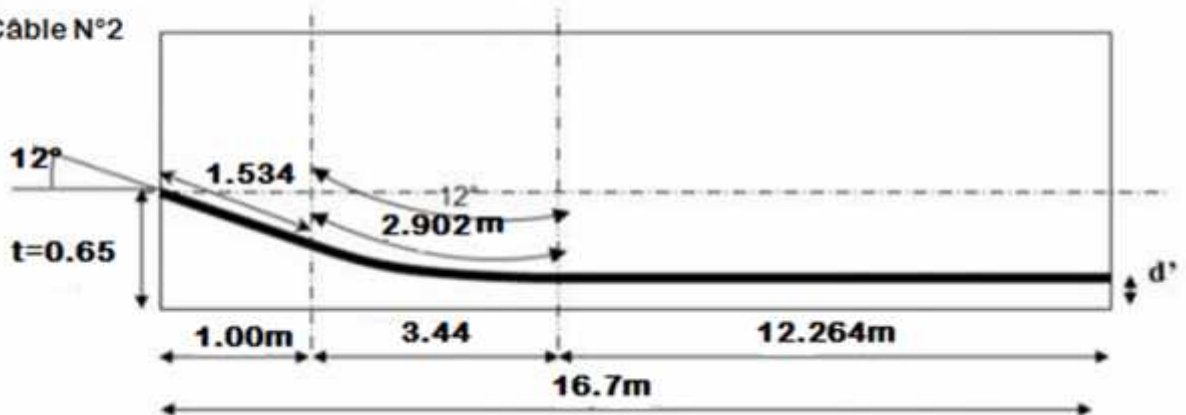
$$L_r = \begin{cases} \frac{0.5+A}{\cos \alpha} \\ \frac{A}{\cos \alpha} \end{cases}$$

N° câbles	L	$L (c)$	$L (c)$	$L (c)$	$L \times Z$
1	1.51	1.13	14.06	16.7	33.4
2	1.534	2.902	12.264	16.7	33.4
3	1.53	2.90	9.21	13.7	33.28
4	1.53	2.90	7.21	11.7	27.4
5	1.53	2.90	5.21	9.7	23.4
6	1.53	2.90	3.21	7.69	19.38

Cable N°1



Cable N°2



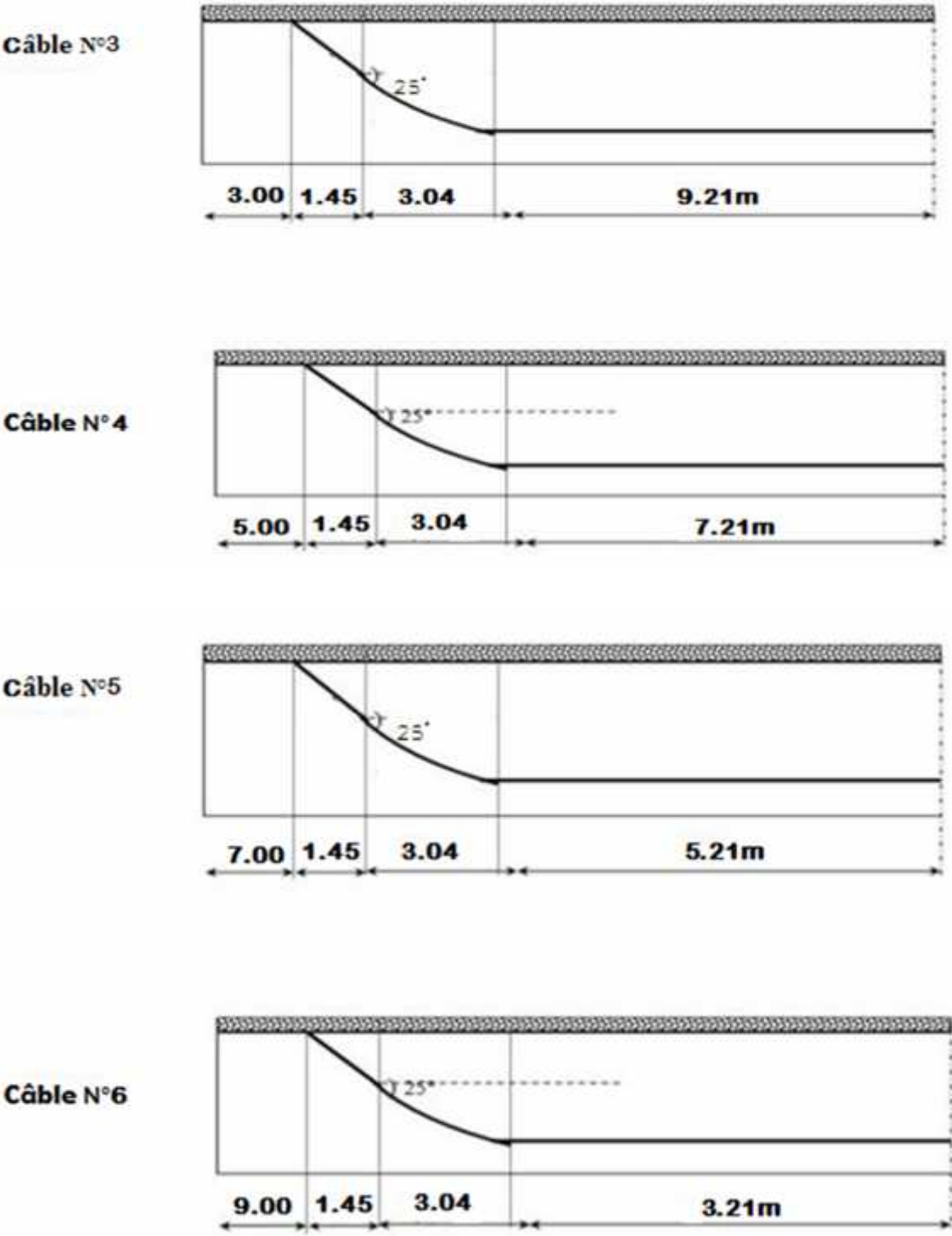


Figure VII.4 : Tracé des câbles

Câble moyen fictif

Dans les éléments du Béton Précontraint, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes.

Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

Section d'about : $t_{moy} = \frac{\sum t_i}{n}$

Section a X mètre de l'appui : $t_i = d' + a \times x \times x$

Avec : $x = d + 1 - (x)$

NB : a la section médiane $t_i = d'$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Câble moyen fictif

Section d'about			Section à 1m de l'about			Section à 3 m de l'about					
Câble	Ti	t _{moy}	Câble	Ti	T _{moy}	Sans câble émergeant			Avec à 3 m de l'about		
						Câble	Ti	T _{moy}	Câble	Ti	T _{moy}
1	0.25	0.934	1	0.163	0.204						
2	0.65		2	0.244		1	0.134	0.131	1	0.134	0.141
						2	0.127		2	0.127	
									3	0.163	

Section à 5 m de l'about					
Sans câble émergeant			Avec câble émergeant		
Câble	Ti	Tmoy	Câble	Ti	Tmoy
1	0.396	0.259	1	0.396	0.278
2	0.122		2	0.122	
			3	0.297	
			4	0.297	

Section à 7 m de l'about					
Sans câble émergeant			Avec câble émergeant		
Câble	Ti	Tmoy	Câble	Ti	Tmoy
1	0.951		1	0.951	0.7753
2	0.32		2	0.23	
			3	0.96	
			4	0.96	
			5	0.96	

Section à 9 m de l'about					
Sans câble émergeant			Avec câble émergeant		
Câble	Ti	Tmoy	Câble	Ti	Tmoy
1	1.8	1.126	1	1.8	1.942
2	0.452		2	0.452	
			3	2.35	
			4	2.35	
			5	2.35	
			6	2.35	

VII.3. Caractéristiques géométriques des sections nettes

Pour vérifier que le tracé est adéquat, il faut que les contraintes dans toutes les sections soient respectées ; d'où on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

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

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

$$V = \sum P \times s = P \times \sum s$$

$$N = \sum P \times c = P \times \sum c$$

$$P = \sum Z \times c = N$$

$$Z_i = \frac{\sum Z \times \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} \quad \text{Avec } N=P.\cos \alpha .$$

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

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

N° câble	α (°)	s _i α	c _i α	Z (m)	Z _i × cosα	Z _i ² (m)
1	5	0.0872	0.996	0.25	0.249	0.0625
2	12	0.21	0.978	0.65	0.6357	0.423
	_____	_____	1.974	_____	0.8847	0.4855

Tableau VII.2 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

$$Z_i = \frac{\sum Z_i \times \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} = \frac{0.8847}{1.974} = 0.448m = 44.8 \text{ cm}$$

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

$$B_{\text{gaine}} = n \times \frac{\pi \times \varphi_g^2}{4}$$

$$B_{\text{gaine}} = n \times \frac{\pi \times \varphi_g^2}{4} = 2 \times \frac{3.1 \times 0.0^2}{4} = 113.44 \text{ cm}^2$$

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

$$I_{\Delta} = \frac{\pi \times \pi \times \varphi_g^4}{6} + \frac{\pi \times \varphi_g^2}{4} \sum Z_i^2$$

$$I_{\Delta} = \frac{2 \times 3.1 \times 0.0^4}{6} + \frac{3.1 \times 0.0^2}{4} \times 0.4855 = 275869.6124 \text{ cm}^4$$

Tableau VII.3 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ²)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	7806	44.8	636872	68352154.77
Gaines	113.44		5082.11	275869.6124
Section nette	7692.56		631789.8	68076285.16

$$V' = \frac{S\Delta}{B}; V = h - V'; I_G = I_{\Delta} - \frac{S\Delta^2}{B}; \rho = \frac{I_G}{B.V.V'}; e_p = Z - V'$$

I _G	V'	V	r ²	ρ(%)
16391362.5	81.5874968	68.42	2099.84	0.37616625

Section d'about (poutre + hourdis) : On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

Tableau VII.4 : Caractéristiques de la section d'about avec hourdis.

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ²)	I _Δ (cm ⁴)
Section brute	10381	44.8	1055309.5	136482363
Gaines	113.44		5082.11	275869.6124
Section nette	10267.56		1050227.39	136206493.4

I _G	V'	V	r ²	ρ(%)
16391362.5	81.5874968	68.42	2099.84	0.37616625

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

Tableau VII.5 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

Section	Section d'about		Section a 0.25 L	
	Poutre seule	Poutre + hourdis	Poutre seule	Poutre + hourdis
B	7692.56	10267.56	4824.42	7372.42
V'	81.59	101.3	82.55	110.45
V	68.42	73.3	67.45	64.55
I_g	16391362.5	29201933.29	16393372.26	27437349.09
ρ(%)	37.61	37.73	0.6103	0.522
e_p	-36.79	-56.9	29.07	1.17

Section	Section à 0.5L	
	Poutre seule	Poutre + hourdis
B	4767.702	7315.702
V'	81.65	110.09
V	68.35	64.91
I_g	17448782.86	28690894.35
ρ(%)	0.65578	0.5488
e_p	37.73	9.29

Fuseaux limites

Les fuseaux limites sont les zones où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Chacun est limité par deux courbes.

Il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des courbes limitant les zones ou fuseaux limites.

1 er fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quel que soit le cas de charge). Pour cela il faut que :

$$-c' \leq e_0 \leq c$$

Avec

$$c' = \rho \times V'; \quad c = \rho \times V; \quad e_0 = e + \frac{M}{N}$$

$c; c'$: Limite du noyau central.

e : Excentricité du câble moyen.

e_0 : Centre de pression.

M_n : Moment du aux charges permanentes.

M : Moment du aux charges permanentes et aux surcharges

P : Tension finale dans le câble après perte (estimées à 25%)

Donc :

$$P = 0.75P_0 = 0.75 \times 2390.4 = 1792.8 \text{ K} = 1.79 \text{ t}$$

$$P = \sum p c \alpha$$

NB : Le tracé du fuseau limite se fera par rapport à la ligne des centres de gravité. Le long de la poutre. Pour le tracé, on prendra en considération les trois points suivants (section à l'appui, section à L/4 de l'appui (0,25L), et la section médiane).

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis)

Section	0.00 L	0.25 L	0.5 L
Mmax (t.m)	0.00	842.51	1321.19
Mmin (t.m)	0.00	199.32	297.85
P(t)	353.96	841.4	1003.9
ρ(%)	0.3774	0.522	0.5488
C' (cm)	38.38	57.65	60.42
C (cm)	27.66	33.7	35.62
$-c' - \left(\frac{M}{P}\right)$	-38.38	-58.65	-60.433
$c - \left(\frac{M}{P}\right)I$	27.66	33.46	35.32
ep	-36.79	1.17	9.29
I ep II	-38.38 -36.79 27.66	-58.65 1.17 27.66	-60.433 9.29 27.63
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

2ème fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour que les contraintes

Extrêmes restent inférieures à leurs valeurs limites en compression.

$$-a' - \frac{M_{\min}}{p} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{p}$$

Avec : $a = \min (e_1, e_2) \ ; \ a' = \min (-e'_1, -e'_2)$

$$-e'_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_c \frac{B}{p}\right)$$

$$-e'_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_t \frac{B}{p}\right)$$

$$e_1 = \rho \cdot V \cdot \left(1 - \bar{\sigma}_t \frac{B}{p}\right)$$

$$e_2 = \rho \cdot V' \cdot \left(-1 + \bar{\sigma}_c \frac{B}{p}\right)$$

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Caractéristiques du fuseau limite de compression

Section	0.00 L	0.25 L	0.5 L
$\bar{\sigma}_c = \bar{\sigma}_c$	17.948	17.948	17.948
$\bar{\sigma}_t$	3	3	3
M (t.m)	0	842.51	1321.19
M (t.m)	0	199.32	297.85
P(t)	353.96	841.4	1003.9
-e'1	76.98	-2.029	5.89
-e'2	-10.33	-41.54	-45.77
a'	-10.33	-41.54	-45.77
e1	8.66	33.97	38.48
e2	-91.8	2.48	-7.01
a	-91.8	2.48	-7.01
$-\alpha' - \frac{M}{P}$	10.33	41.3	45.47
$\alpha' - \frac{M}{P}$	-91.8	1.47	-8.32
e	-36.79	29.07	37.73
$l \leq e \leq l$	-91.8 -36.79 10.33	1.47 29.07 41.3	-8.32 37.73 45.47
Observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.4. Les pertes de tension

Introduction : Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, les raisons s'expliquent par un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles. Ces phénomènes engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donné des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée.

Ces pertes sont :

- **Les pertes instantanées :** Elles se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues aux:

- Frottements.

- Recul des encrages.

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

- **Les pertes différées :** Elles se produisent durant l'exploitation de l'ouvrage, elles sont dues aux :

- Retrait de béton.

- Relaxation des aciers.

- Fluage du béton.

VII.4.1. Les pertes instantanées

) 4.1.1. 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 ; $\sigma_{p_0} = 1328 \text{ MPa}$

f : Coefficient de frottement angulaire ; $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$

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

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

Tableau VII.8 : Perte par frottement

Section	α	σ_{p_0}	X=0.00 L		X= 1m		X=0.25L		X=0.5L	
		MPa	X	Δ (x)	X	Δ (x)	X	Δ (x)	X	Δ (x)
Câble 1	5	1328	0.00	0.00	1	23.25	8.35	38.3	16.7	63.63
Câble 2	12	1328	0.00	0.00	1	51.59	8.35	70.29	16.7	91.12
Câble 3	25	1328	/	/	/	/	5.35	113.33	13.7	133.45
Câble 4	25	1328	/	/	/	/	3.35	108.46	11.7	128.66
Câble 5	25	1328	/	/	/	/	1.35	103.57	9.7	123.85
Câble 6	25	1328	/	/	/	/	/	/	7.7	119.023
Valeur moy de 2 câbles	/	/	/	0.00	/	37.42	/	54.295	/	77.375
Valeur moy de 6 câbles	/	/	//	/	/	/	/	86.79	/	109.96

) 4.1.2 Perte par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des torons dans les clavettes et celles-ci dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque, par effet de coin, les clavettes dans les ancrages. Ce glissement (tassement) prend des valeurs de 1 à 12 mm, suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

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

Câble N°1 :

La tension à l'origine $\sigma = \sigma = 1328 \text{ M}$

$$\sigma = \sigma (1 - f\alpha - \varphi).$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1325.344 \text{ M} .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 2.64) = 1300.19 \text{ M} .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.087 - 0.002 \times 16.7) = 1262.85 \text{ M} .$$

$$g.E = 6 \times 10^{-3} \times 195000 = 1170 \text{ M} .m.$$

Calcul des aires :

$$S = (1328 - 1325.344) \times \frac{1}{2} = 1.328 \text{ M} .m.$$

$$S = (1325.344 - 1300.19) \times 1 = 25.154 \text{ M} .m.$$

$$S = (1325.344 - 1300.19) \times 1.64 = 41.25 \text{ M} .m.$$

$$S = (1300.19 - 1262.85) \times 2.64 = 98.578 \text{ M} .m.$$

$$S = (1300.19 - 1262.85) \times \frac{1.0}{2} = 262.5 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$$S = 2 \Sigma S = 2 (337.862) = 857.62 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$g.E > S$ Il se produit une chute tension Δm

$$g.E = S + \Delta m \times A$$

$$\Delta m = \frac{(1 - 8.6)}{1.7} = 1.7 \text{ M}$$

On voit ci-après :

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

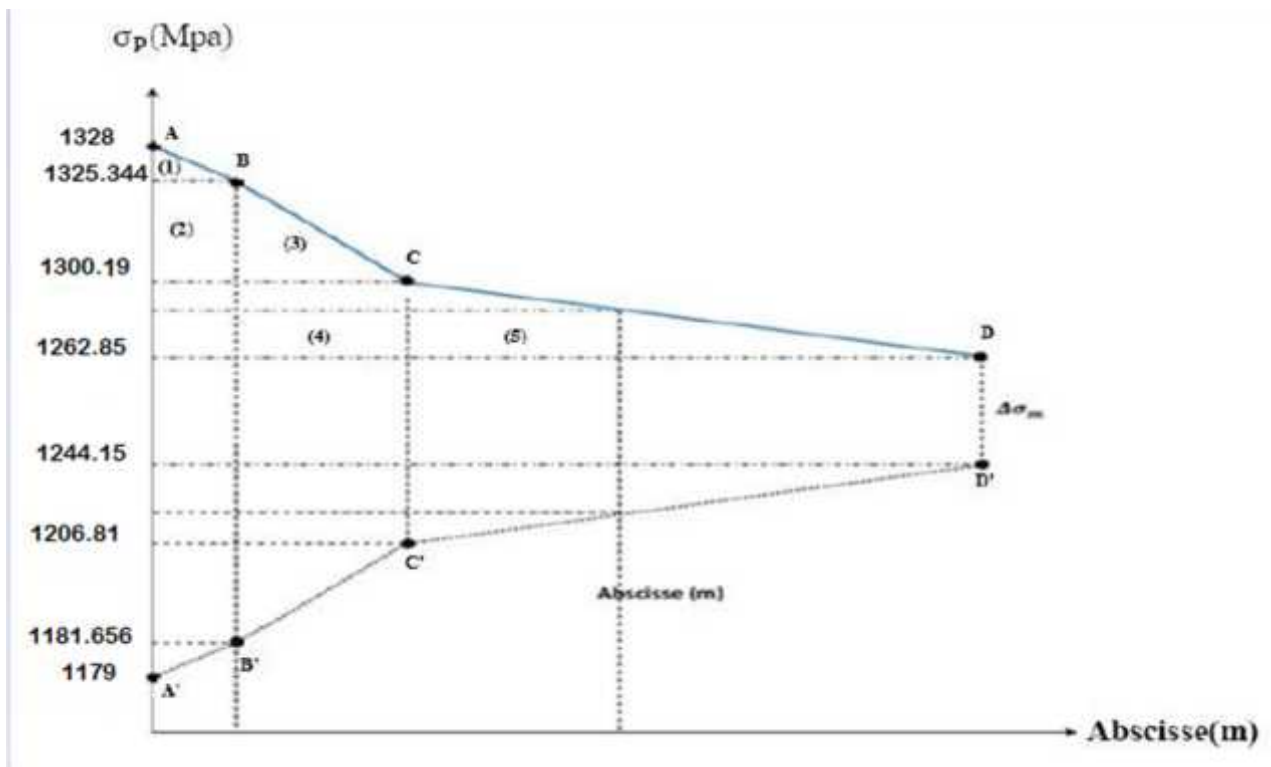


Figure VII.5 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°1

Câble N°2 :

La tension à l'origine $\sigma = \sigma = 1328 \text{ M}$

$$\sigma = \sigma (1 - f \alpha - \varphi).$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1) = 1325.344 \text{ M}.$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.209 - 0.002 \times 4.44) = 1266.248 \text{ M}.$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.209 - 0.002 \times 16.7) = 1233.69 \text{ M}.$$

$$S = (1328 - 1325.344) \times \frac{1}{2} = 1.328 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$$S = (1325.344 - 1266.248) \times 1 = 59.096 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$$S = (1325.344 - 1266.248) \times \frac{3.4}{2} = 101.65.$$

$$S = (1266.248 - 1233.69) \times 3.44 = 111.99 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$$S = (1266.248 - 1233.69) \times \frac{1.2}{2} = 199.65 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$$S = 2 \Sigma S = 2 (473.714) = 947.43 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$g.E > S$ Il se produit une chute tension Δm

$$g.E = S + \Delta m \times A$$

$$\Delta m = \frac{(1 - 9.4)}{1.7} = 1.3 \text{ M}$$

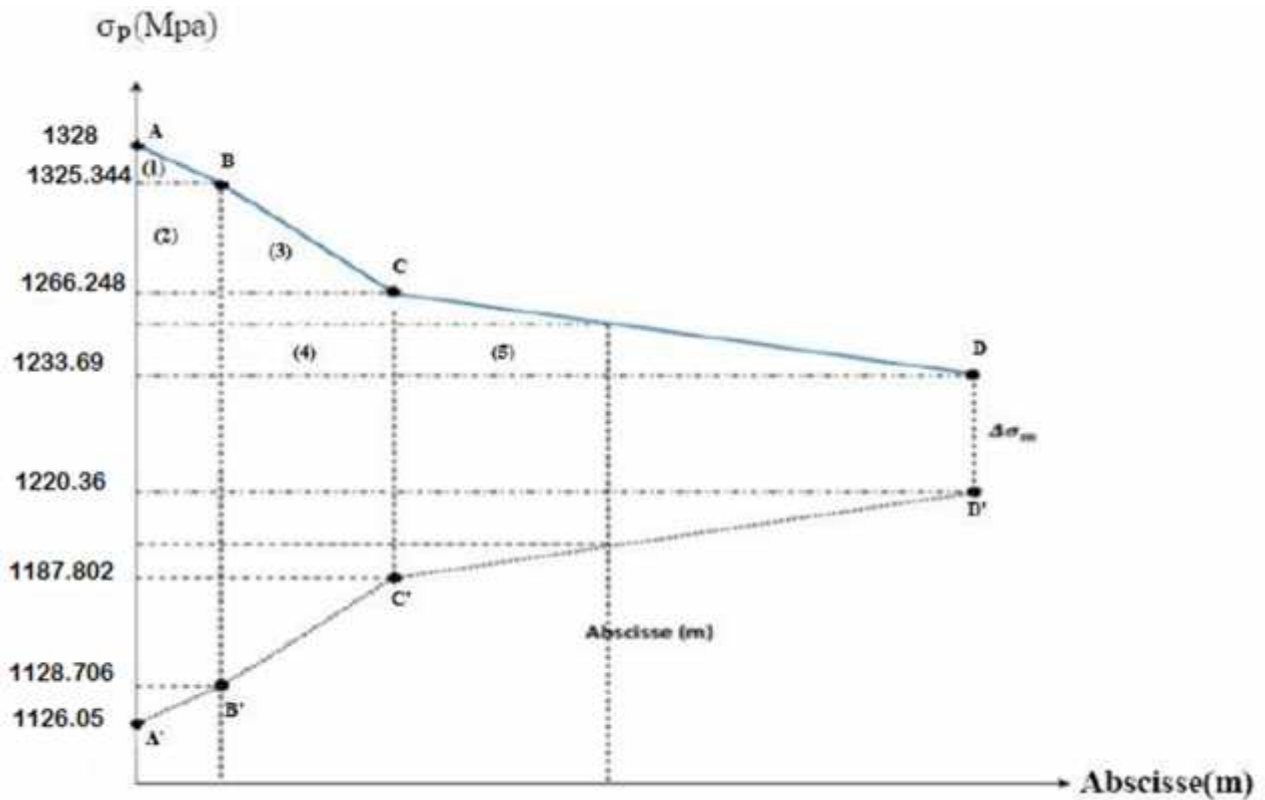


Figure VII.6 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

Câble N°3 :

La tension à l'origine $\sigma = \sigma = 1328 M$

$$\sigma = \sigma (1 - f u - \varphi).$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1.45) = 1324.15 M .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 4.49) = 1211.85 M .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 13.7) = 1187.39 M .$$

$$S = (1328 - 1324.15) \times \frac{1}{2} = 1.925 M .m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times 1 = 112.3 M .m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times \frac{3.0}{2} = 170.7 M .m.$$

$$S = (1211.85 - 1187.39) \times 4.49 = 109.83 M .m.$$

$$S = (1211.85 - 1187.39) \times \frac{9.2}{2} = 112.64 M .m.$$

$$S = 2 \sum S = 2 (507.395) = 1014.79 M .m.$$

$g.E > S$ Il se produit une chute tension Δm

$$g.E = S + \Delta m \times A$$

$$\Delta m = \frac{(1 - 1.7)}{1.7} = 9.2\%$$

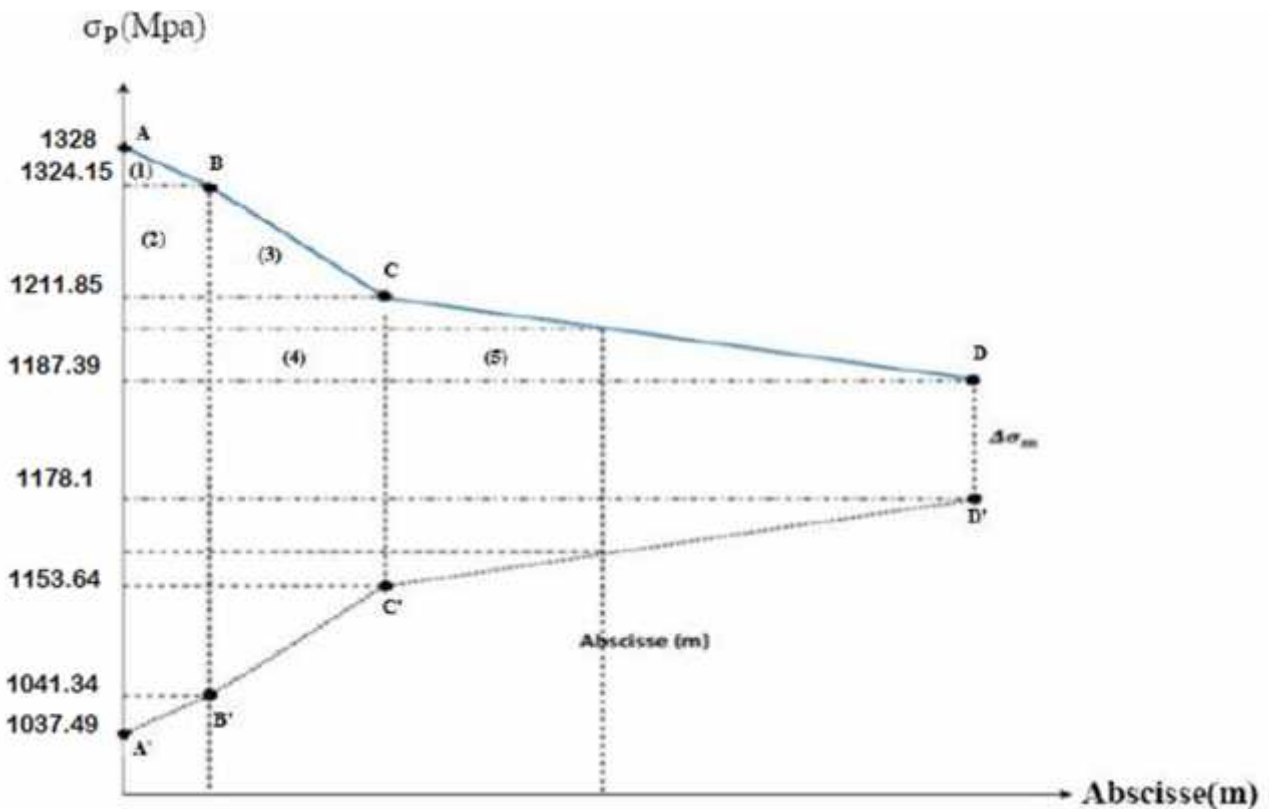


Figure VII.7 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Câble N°4 :

La tension à l'origine $\sigma = \sigma = 1328 \text{ M}$

$$\sigma = \sigma (1 - f\alpha - \varphi).$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1.45) = 1324.15 \text{ M} .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 4.49) = 1211.85 \text{ M} .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 11.7) = 1192.7 \text{ M} .$$

$$S = (1328 - 1324.15) \times \frac{1}{2} = 1.925 \text{ M} .m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times 1 = 112.3 \text{ M} .m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times \frac{3.0}{2} = 170.7 \text{ M} .m.$$

$$S = (1211.85 - 1192.7) \times 4.49 = 85.98 \text{ M} .m.$$

$$S = (1211.85 - 1192.7) \times \frac{9.2}{2} = 88.19 \text{ M} .m.$$

$$S = 2 \sum S = 2 (459.095) = 918.19 \text{ M} .m.$$

$g.E > S$ Il se produit une chute tension Δm

$$g.E = S + \Delta m \times A .$$

$$\Delta m = \frac{(1 - 9 . 1)}{1 . 7} = 1 . 0 \text{ M}$$

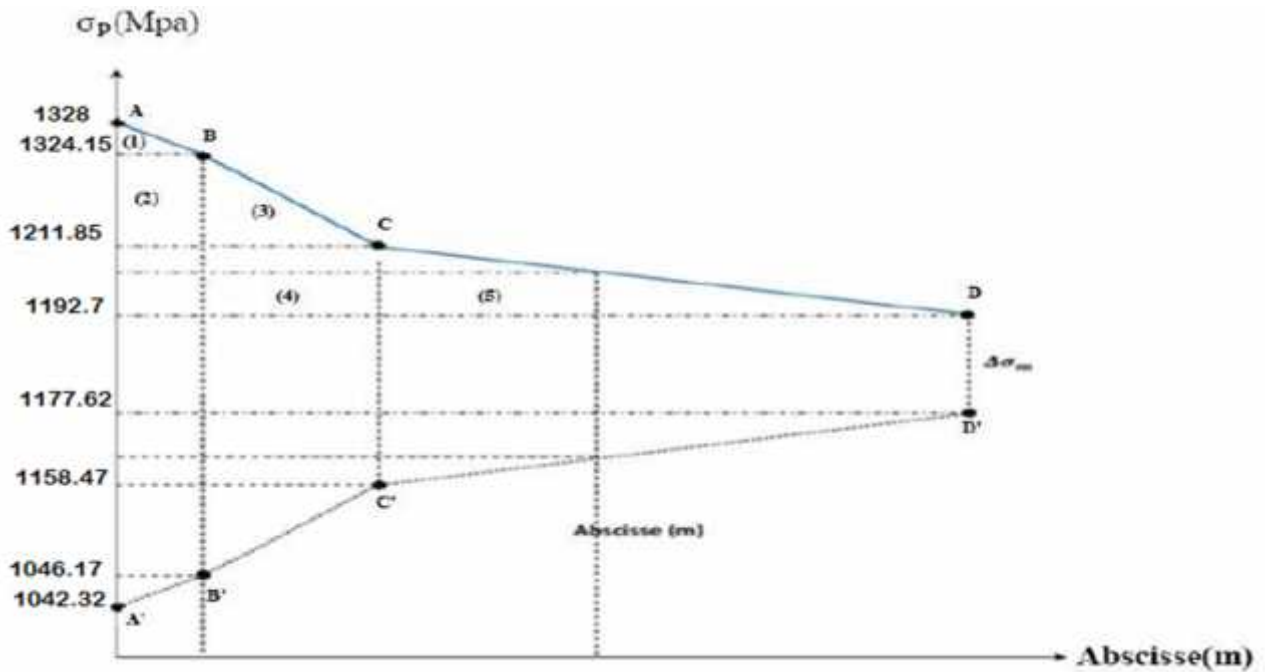


Figure VII.8 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°4

Câble N°5 :

La tension à l'origine $\sigma = \sigma = 1328 M$

$$\sigma = \sigma (1 - f \alpha - \varphi).$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1.45) = 1324.15 M .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 4.49) = 1211.85 M .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 9.7) = 1198.02 M .$$

$$S = (1328 - 1324.15) \times \frac{1}{2} = 1.925 M .m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times 1 = 112.3 M .m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times \frac{3.0}{2} = 170.7 M .m.$$

$$S = (1211.85 - 1198.02) \times 4.49 = 62.1 M .m.$$

$$S = (1211.85 - 1198.02) \times \frac{5.2}{2} = 36.03 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$$S = 2 \Sigma S = 2 (383.085) = 766.17 \text{ M} \cdot \text{m}.$$

$g.E > S$ Il se produit une chute tension Δm

$$g.E = S + \Delta m \times A .$$

$$\Delta m = \frac{(1 - 7 . 1)}{1 . 7} = 2 . 1 \text{ M}$$

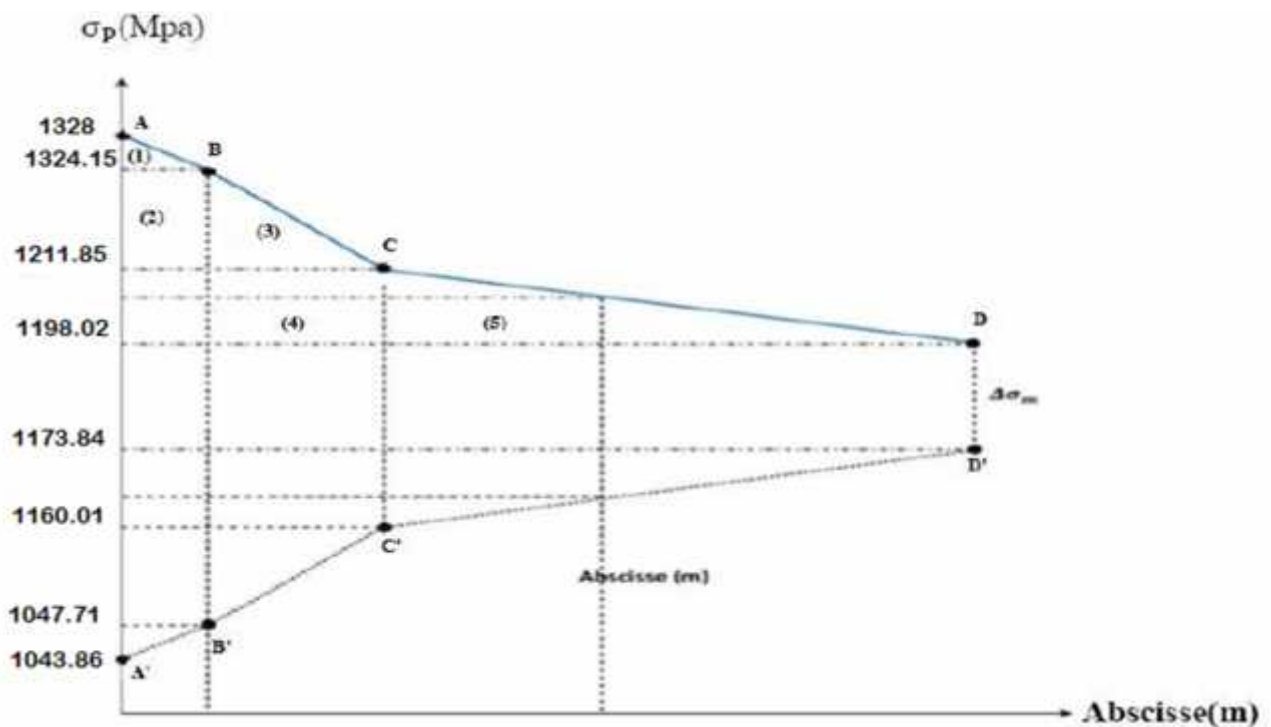


Figure VII.9 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°5.

Câble N°6 :

La tension à l'origine $\sigma = \sigma = 1328 \text{ M}$

$$\sigma = \sigma (1 - f u - \varphi).$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0 - 0.002 \times 1.45) = 1324.15 \text{ M} .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 4.49) = 1211.85 \text{ M} .$$

$$\sigma = 1328 (1 - 0.18 \times 0.436 - 0.002 \times 7.7) = 1203.33 M$$

$$S = (1328 - 1324.15) \times \frac{1}{2} = 1.925 M \cdot m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times 1 = 112.3 M \cdot m.$$

$$S = (1324.15 - 1211.85) \times \frac{3.0}{2} = 170.7 M \cdot m.$$

$$S = (1211.85 - 1203.33) \times 4.49 = 38.26 M \cdot m.$$

$$S = (1211.85 - 1203.33) \times \frac{3.2}{2} = 13.68 M \cdot m.$$

$$S = 2 \sum S = 2 (336.865) = 673.73 M \cdot m.$$

$g.E > S$ Il se produit une chute tension $\Delta \sigma_m$

$$g.E = S + \Delta \sigma_m \times A$$

$$\Delta \sigma_m = \frac{(1 - 6.7)}{1.7} = 2.7 M$$

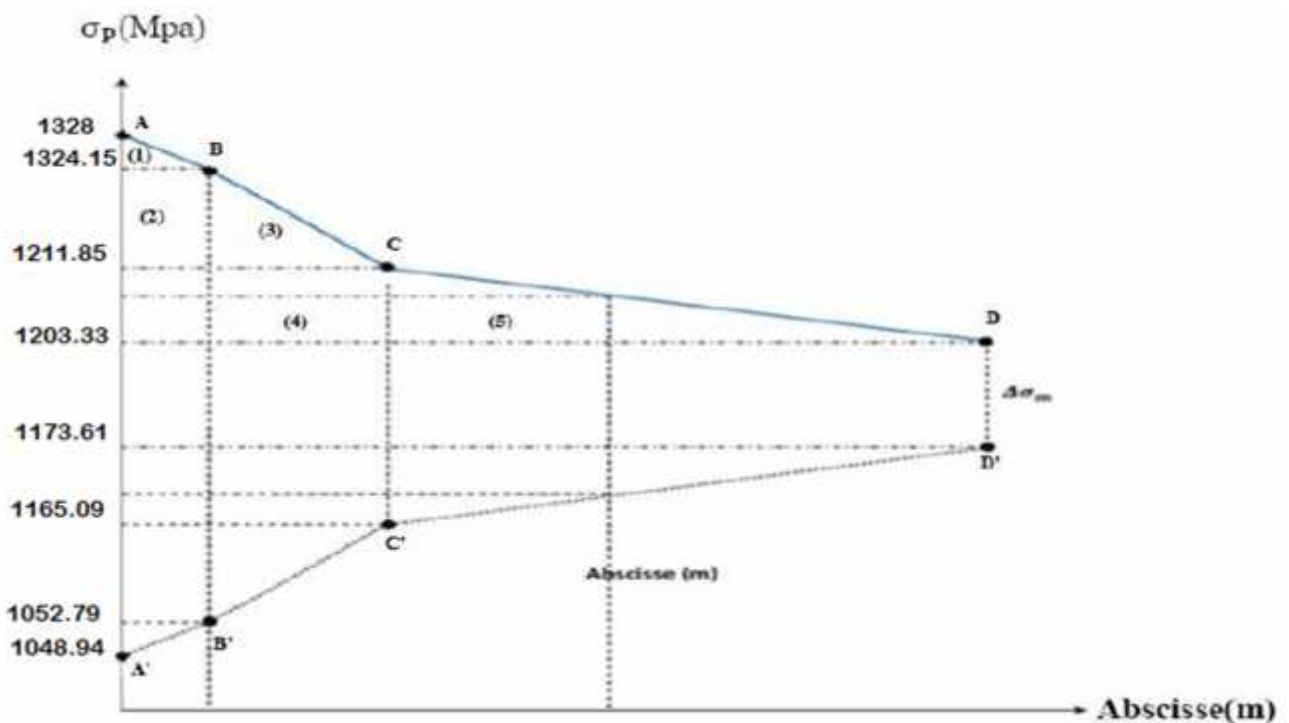


Figure VII.10 : Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°6

VII.5. Les pertes par recul d'ancrage

Câble 1 :

$$\Delta (x = 16.7m) = 18.7M \quad .$$

$$\Delta (x = 8.35m) = (1285.03 - 1262.85) \times 2 + 18.7 = 63.06 M \quad .$$

$$\Delta (x = 1,00m) = (1325,344 - 1181.656) = 143.688 M \quad .$$

$$\Delta (x = 0,00m) = (1328 - 1179) = 149 M \quad .$$

Câble 2 :

$$\Delta (x = 16.7m) = 13.33M \quad .$$

$$\Delta (x = 8.35m) = (1266.248 - 1255.86) \times 2 + 13.33 = 34.106 M \quad .$$

$$\Delta (x = 1,00m) = (1325,344 - 1128.706) = 196.638M \quad .$$

$$\Delta (x = 0,00m) = (1328 - 1126.05) = 201.95 M \quad .$$

Câble 3 :

$$\Delta (x = 16.7m) = 9.29M \quad .$$

$$\Delta (x = 7,572m) = (1211.85 - 1201.6) \times 2 + 9.29 = 29.79 M \quad .$$

Câble 4 :

$$\Delta (x = 16.7m) = 15.08M \quad .$$

$$\Delta (x = 8.35m) = (1211.85 - 1201.6) \times 2 + 15.08 = 35.58M \quad .$$

Câble 5 :

$$\Delta (x = 16.7m) = 24.18M \quad .$$

$$\Delta (x = 8.35m) = (1211.85 - 1201.6) \times 2 + 24.18 = 44.68 M \quad .$$

Câble 6:

$$\Delta (x = 16.7m) = 29.72M \quad .$$

$$\Delta (x = 8.35m) = (1211.85 - 1201.6) \times 2 + 29.72 = 50.22 M \quad .$$

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

Section	0.00 L	0.0299L	0.25L	0.5L
Abscisse (m)	00	1.00	8.35	16.7
Câble 1	149	143.688	63.06	18.7
Câble 2	201.95	196.638	34.106	13.33
Câble 3	_____	_____	29.79	9.29
Câble 4	_____	_____	35.58	15.08
Câble 5	_____	_____	44.68	24.18
Câble 6	_____	_____	50.22	29.72
valeur moyenne des 2 câbles	175.475	170.163	48.583	17.7
valeur moyenne des 6 câbles	_____	_____	34.81	15.995

VII.6. Les pertes par raccourcissement instantané du béton

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

La mise en tension des câbles se fera en deux phases :

- La première famille sera tendue au 14^{ème} jour (n =2 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28^{ème} jour (n =4 câbles).

La 1^{ère} famille de câbles

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

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \times \frac{E_p}{E_{bij}} \quad (\text{BPEL91})$$

Avec :

σ : Perte de tension moyenne de n câbles

E : Module instantané de déformation du béton = 11000 'f

$$\sigma_{bn} = Mg(x) \frac{ep}{IG} + n \times Ap \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left(1 + e_p^2 \frac{B}{IG} \right)$$

e : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$P_i(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes pertes.

n : Nombre de câble par familles.

E : Module d'élasticité longitudinale de câble.

IG: Inertie de la poutre seule

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

$\sigma(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes les pertes déjà déterminées.

$$\sigma(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma(x) - \Delta\sigma_g(x)$$

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

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{Ep}{2Ebi} \times \frac{Mg \times ep}{IG} + \frac{Ep}{3Ebij} \times \frac{n \times Ap(\sigma_{ps} - \Delta\sigma_Q(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \times ep^2}{IG}\right)$$

- Exemple de calcul :

) Section d'about :

$$B = 7692.56 \text{ cm}^2$$

$$f_{14} = 29.915 \text{ M}$$

$$E = 34147 \text{ M}$$

$$I_G = 16391362.5 \text{ cm}^4$$

$$e = -36.79 \text{ cm}$$

$$E = 195000 \text{ M}$$

$$A = 1680 \text{ m}^2$$

$$q = 1.4725 \text{ t/m}$$

$$Mg = \frac{ql}{2} \times x - \frac{qx^2}{2}$$

$$A \text{ } x=0, M = 0$$

$$\sigma(x) = 0 + \frac{1}{3 \times 3} \times \frac{2 \times 1.8 \times (1 - 0 - 1.4)}{7.5} \times \left(1 + \frac{7.5 \times (-3.7)^2}{16.5}\right) = 15.67 \text{ MPa}$$

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

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
1ere famille	pi (x)	15.67	19.46	21.58

La 2ème famille de câbles

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

Perte subie par la 1ère famille lors de la mise en tension de la 2ème.

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

$$pi(x) = \sigma_{bn2}(x) \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

$\sigma(x)$: Variation de contrainte dans le béton due aux câbles de la 2ème famille.

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

$$E(28) = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.729 \text{ M}$$

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

Après transformation, la relation précédente devient :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{M_g \cdot e_p}{I_G} + \frac{E_p}{E_{bi(28)}} \cdot \frac{n \cdot A_p \cdot (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\phi}(x) - \Delta \sigma_g(x))}{B} \cdot \left(1 + \frac{B \cdot (e_p)^2}{I_G}\right)$$

Exemple de calcul :

) Section à $x = 0,5L$ ($x = 16.7$ m) :

$$B = 7315.702.$$

$$I = 28690894.35 \text{ cm}^4.$$

$$e = 9.29 \text{ cm}.$$

$$E = 195000 \text{ MPa}.$$

$$A = 1680 \text{ cm}^2 = 16,8 \text{ m}^2.$$

$$q = 1.4725 + 0.9375 = 2.41 \text{ t/m}.$$

$$M_g = \frac{q}{2}(L - X) = \frac{2.41 \times 16.7}{2} \times (33.4 - 16.7) = 336.06$$

$$\Delta(16.7) = \frac{1}{3} \times \left(\frac{2 \times 0.3 \times 16.7^2 \times 9.2}{21 \times 0.3 \times 10^4} + \frac{6 \times 1}{7} \times \frac{(1 - 1.9 - 1.9)}{0.7 \times 10^2} \right) \times \left(1 + \frac{7 \times 0.7 \times 2 \times 16.7^2 \times 9.2}{21 \times 0.3 \times 10^4} \right) = 90.13 \text{ M}.$$

Les valeurs des pertes pour les autres sections sont résumées dans le tableau suivant :

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

2 ^{ème} famille	Section	0.00 L	0.25L	0.5L
	pi (x)	00.00	74.3	90.13

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

$$\Delta(x) = \Delta_1(x) + \Delta_2(x) + \Delta_3(x).$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.12 : Pertes instantanées totales à différentes sections (Mpa)

Désignation	Section	Frottement	Recul	Raccourcissement	Total
Câble d'about	0.00 L	00.00	175.475	15.67	191.145
	0.25 L	54.295	48.583	19.46	122.338
	0.5 L	77.375	17.7	21.58	116.655
Câble extradados	0.00 L	/	/	/	/
	0.25 L	86.79	34.81	74.3	195.9
	0.5L	109.96	15.995	90.13	216.085

Tableau VII.13 : Tensions initiales probables « pi (Mpa) »

Désignation	Section	Valeurs moyennes	σ (M)	σ (M)
Câble d'about	0.00 L	19.145	1328	136.855
	0.25 L	122.338		1205.662
	0.5 L	116.655		1211.345
Câble extradados	0.00 L	/		/
	0.25 L	195.9		1132.1
	0.5 L	216.085		1111.915

VII.7. Les pertes différées

Elles sont dues à l'évolution, dans le temps, de l'état de déformation et de contraintes des matériaux, ceci en présence du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers

Perte due au retrait du béton : « B.P.E.L 91 Art.3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement et par l'évaporation des eaux excédentaires contenues dans le béton, celui-ci subit, par retrait, un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les câbles de précontraintes et de fait, une perte de tension qui se mesure par la relation suivante :

$$\Delta \sigma = \varepsilon_r (1 - r(t_0)) \times E$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 \times r} : \text{Loi d'évaluation du retrait}$$

$$r_m = \frac{A_{delis}}{p \times d_{lis}} = \frac{B}{U} : \text{Rayon de la section}$$

t : Age du béton à la mise en tension des câbles.

r : Le retrait final du béton tel que $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien).

(B.P.E.L 91 Art.2.1.51)

-0.00 L

$$r_m = \frac{7.5}{4} = 15.57m.$$

-0.25L

$$r_m = \frac{4.4}{5} = 9.65m.$$

-0.5 L

$$r_m = \frac{4.7}{5} = 9.54m.$$

) Perte dans les câbles de la 1^{ère} familleà 0.00 L (Section d'about)

$$r(14) = \frac{1}{1 + 9 \times 1.5} = 0.091.$$

$$\Delta = 3 \times 10^{-4}(1 - 0.091) \times 195000 = 53.177 \text{ M} .$$

à 0.25 L de l'about

$$r(14) = \frac{1}{1 + 9 \times 9.6} = 0.139.$$

$$\Delta = 3 \times 10^{-4}(1 - 0.139) \times 195000 = 50.37 \text{ M}$$

à 0.5 L de l'about

$$r(14) = \frac{1}{1 + 9 \times 9.5} = 0.14.$$

$$\Delta = 3 \times 10^{-4}(1 - 0.14) \times 195000 = 50.31 \text{ M} .$$

) Perte dans les câbles de la 2^{ème} familleà 0.25 L de l'about

$$r(14) = \frac{2}{2 + 9 \times 9.6} = 0.244.$$

$$\Delta = 3 \times 10^{-4}(1 - 0.244) \times 195000 = 44.226 \text{ M} .$$

à 0.5 L de l'about

$$r(14) = \frac{2}{2 + 9 \times 9.5} = 0.25.$$

$$\Delta = 3 \times 10^{-4}(1 - 0.25) \times 195000 = 43.875 \text{ M} .$$

Tableau VII.14 : Valeurs des pertes dues au retrait de béton

	Δ (M)	0.00L	0.25L	0.5L
1 ^{ère} famille	14 ^{ème} jour	53.177	50.37	50.31
2 ^{ème} famille	28 ^{ème}	/	44.226	43.875

La perte totale moyenne due au retrait de béton, pour l'ensemble des câbles à ($x = 0.5L$) est égale à :

$$\Delta_m = \frac{2 \times 50.31 + 4 \times 43.875}{6} = 4.0 \text{ M}$$

Perte due à la relaxation des aciers : « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît, pour les aciers à haute limite élastiques utilisés en béton précontraint, que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

-) à relaxation normale, RN ;
-) à très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, on choisit en général les aciers TBR. La perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{p}{f_p} - \mu_0 \right) \times \sigma_p(x)$$

ρ_{1000} : Relaxation des aciers à 1000 heure en %. $\rho_{1000} = 2.5 \%$

$\mu_0 = 0.43$ Pour les aciers T.B.R (très basse relaxation).

$\sigma_p(x)$: Tension initiale probable après toutes les pertes instantanées.

$f_p = 1660$

$\sigma_0 = 1328 \text{ MPA}$

- Perte dans les câbles de la 1ère famille

Exemple de calcul

$$p = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left(\frac{p}{1660} - 0.43 \right) \times p(x)$$

Tableau VII.15 : Pertes dans les câbles de la 2eme famille.

Câble 1 ^{ere} famille	Section	0.00 L	0.25 L	0.5 L
	$p(x)$	1136.855	1205.662	1211.345
	p	43.46	53.59	54.46

Câble 2 ^{eme} famille	Section	0.00 L	0.25 L	0.5 L
	$p(x)$	/	1132.1	1111.915
	p	/	42.79	40

Perte dues au fluage : « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

C'est l'augmentation de la déformation du béton dans le temps, ce qui engendre une perte de tension ; ce phénomène se produit sous charge.

Le BPEL 91 propose la formule suivante pour le calcul de ces pertes :

$$f_l = (b + M) \times \frac{E_p}{E_i}$$

Avec :

σ : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

) Perte dans les câbles de la 1ère famille

Soit, comme exemple de calcul, la perte à la section médiane (x = 0.5 L) :

$$m(0.5L) = \frac{M \times e_p}{I_G} + n \times A_p \times \frac{\sigma_p}{B} \times \left(1 + \frac{B \times e_p^2}{I_G}\right).$$

Avec :

$$M_g = q \times \frac{l^2}{8} \qquad q(p \quad s) = 1.4725 \text{ t/m}$$

$$M_g = 1.4725 \times \frac{3.4^2}{8} = 205.33 \text{ t.m.}$$

$$B = 4767.702 \text{ cm}^2$$

$$I_G = 17448782.86 \text{ cm}^4$$

$$e = 37.73 \text{ cm}$$

$$m(0.5L) = \frac{2 \cdot 3 \times 3.7 \times 1^4}{1 \cdot 8} + 2 \times 1680 \times \frac{1 \cdot 3}{4 \cdot 7 \times 1^2} \times \left(1 + \frac{4 \cdot 7 \times 3.7^2}{1 \cdot 8}\right) = 16.3 \text{ MPa.}$$

D'après le BPEL 91, [art3.3.24)] la perte différée totale « Δ » est égale à :

$$\Delta = \Delta + \Delta + \frac{5}{6} \times p.$$

$$\Delta = 50.31 + \Delta + \frac{5}{6} \times 54.46 = 95.7 + \Delta .$$

La contrainte dans le béton est obtenue, lorsque toutes les pertes sont produites, donc :

$$\sigma (0.5L) = \left(2 \times \sigma (0.5L) - n \times A \times \frac{\sigma d(0.5)}{B} \times \left(1 + \frac{B \times e^2}{I_G}\right)\right) \times \frac{E_p}{E_t}.$$

$$\sigma (0.5L) = \left(2 \times 16.3 - 2 \times 1680 \times \frac{9.7 + \Delta}{B} \times \left(1 + \frac{4 \cdot 7 \times 3.7^2}{1 \cdot 8}\right)\right) \times \frac{1}{3} =$$

$$172.19 \text{ M} .$$

Tableau VII.16 : Pertes dans les câbles de la 2eme famille.

1 ^{ere} famille	Section	0.00 L	0.25 L	0.5 L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	Δ (x)	89.4+ σ	95.03+ σ	95.7+ σ
	Mg (t.m)	0.00	205.33	205.33
	pi (x) (Mpa)	1136.855	1205.665	1211.345
	M(x) (Mpa)	7.08	14.14	16.3
	σ (Mpa)	35.31	149.27	172.19

- **Perte dans les câbles de la 2ème famille** : De la même façon on calculera les pertes dans le câble de la 2ème famille.

Tableau VII.17 : Pertes par fluage " Δ " dans les câbles de la 2ème famille

2 ^{eme} famille	Section	0.00 L	0.25 L	0.5 L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
	Δ (x)	/	79.88+ σ	77.21+ σ
	Mg (t.m)	0.00	336.06	336.06
	pi (x) (Mpa)	/	1132.1	1111.915
	M(x) (Mpa)	/	14.14	16.3
	σ (Mpa)	/	149.27	172.19

Pertes différées totales et tension finale probable

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

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

Remarque : Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule

Suivante : $\Delta \sigma(x, t) = i(x) + \Delta d(x)$

Tableau VII.18 : Pertes différées totales "Δ".

	Section	0.00L	0.25L	0.5L
	Abscisse	0.00	8.35	16.7
1^{ere} famille	$\Delta \sigma(x)$	53.177	50.37	50.31
	$\Delta d(x)$	43.46	53.59	54.46
	$\sigma(x)$	35.31	149.27	172.19
	$\Delta \sigma(x)$	124.7	244.3	267.88
2^{eme} famille	$\Delta \sigma(x)$	/	44.226	43.875
	$\Delta d(x)$	/	42.79	40
	$\sigma(x)$	/	247.6	276.96
	$\Delta \sigma(x)$	/	327.48	354.17

Pour l'ensemble des câbles :

$$\Delta\sigma_{diff} = \frac{n_1 \cdot \Delta\sigma_d + n_2 \cdot \Delta\sigma_d}{n_1 + n_2}$$

Avec :

n_1 : nombre de câble de la première famille

n_2 : nombre de câble de la deuxième famille

Δ : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections.

Tableau VII.19 : Moyenne de pertes différées dans les différentes sections

Section	0.00L	0.25L	0.5L
Δ	41.56	169	325.4

Avec :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}$$

$$\% \text{ perte} = \frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}}$$

Tableau VII. : Pourcentage des pertes

	0.00L	0.25L	0.5L
	00.00	8.35	16.7
$\sigma_p \text{ m}$	1136.855	1168.88	1161.63
Δ	41.56	169	325.4
$\sigma \text{ (M)}$	1095.29	999.88	836.23
% perte	17.5	24.7	24.5
Vérification	vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.8. Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 17.5% et 24.7 % de P_0 , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 25 % de P_0 .

VIII.1. Introduction

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

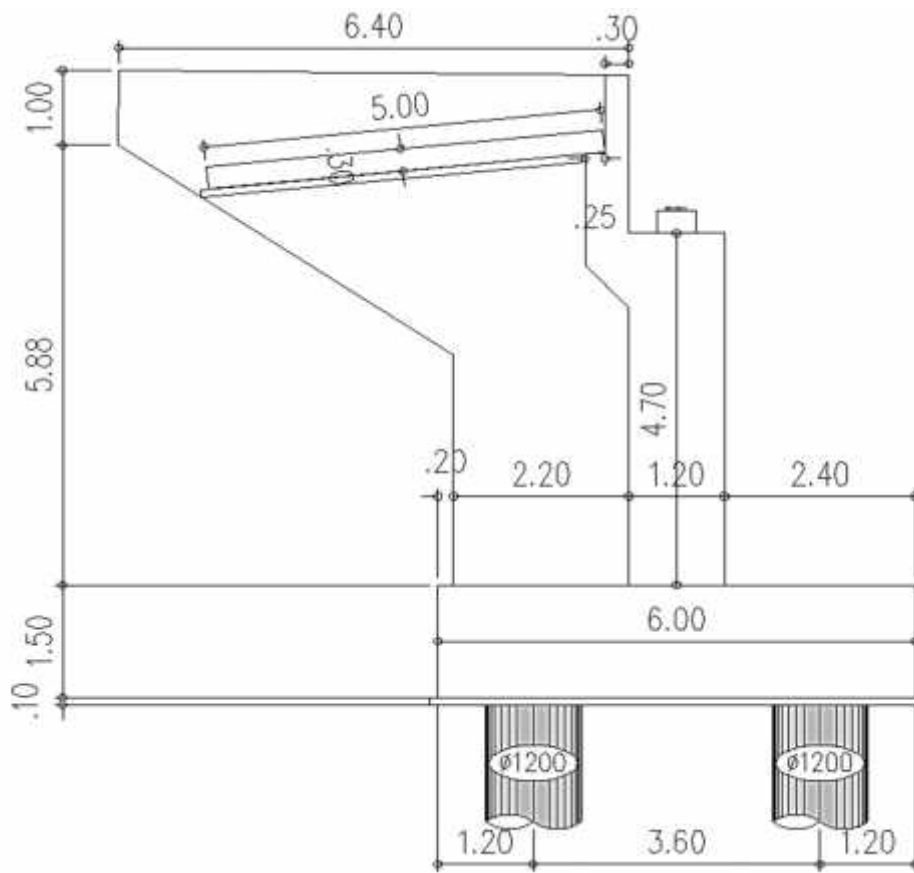


Figure VIII.1 : Coupe longitudinale de la culée

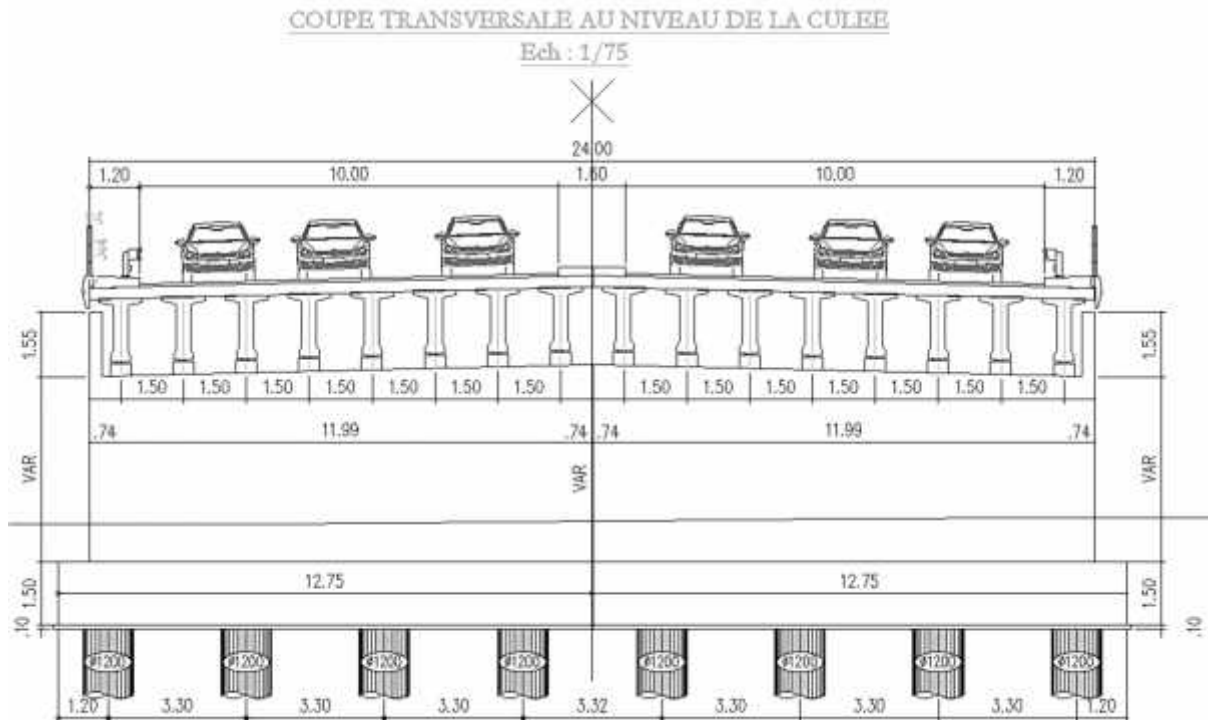


Figure VIII. 2 : Coupe transversale au niveau de la culée

VIII.2. Pré dimensionnement de la culée

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est $H_{culée} = 8.00\text{m}$

Mur garde grève : $H = 2.11\text{ m}$, $L = 12\text{ m}$, $E = 0.3\text{ m}$

Dalle de transition : $H = 5\text{ m}$, $L = 12\text{ m}$, $E = 0.30\text{m}$

Semelle : $H = 1.5\text{ m}$, $L = 12.75\text{ m}$, $l = 6\text{ m}$

Mur en retour : $H = 6.88\text{ m}$, $L = 12\text{ m}$, $E = 0.6\text{ m}$

Mur de front : $H = 4.70\text{ m}$, $L = 12\text{ m}$, $E = 1.2\text{ m}$

Le corbeau : $H = 2.11\text{ m}$, $L = 12\text{ m}$, $E = 0.55\text{m}$

VIII.3. Evaluation des efforts sollicitant la culée

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\alpha - \beta)}{\cos^2 \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha - \beta)}{\cos \delta}} \right]^2}$$

Avec :

$$\alpha = \text{Arctg} \left(\frac{H}{1 \pm \nu} \right)$$

$\delta = 30^\circ$: Angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$: Angle d'inclinaison du talus. $\beta = 0$: Angle d'inclinaison de la culée/ à la verticale.

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai-culée.

$\alpha = 0$: angle entre la direction du séisme et la verticale.

$H = 0.31$: coefficient sismique horizontale. $\nu = 0.07$: coefficient sismique verticale.

$\nu = 0.09$: coefficient sismique verticale.

$$K = \sqrt{H^2 + (1 \pm \nu)^2}$$

Tableau VIII.1: Coefficient de poussées

Action de séisme	ϵ_H	ϵ_V	K		k ah
Condition normale	0	0	1	0	0.33
Condition séismique	0.3	0.09	1.0746	5.32	0.543
	0.3	-0.09	0.9353	6.13	0.603

VIII.4. Détermination des différents cas de charge

Tableau VIII.2 : Valeurs des moments dus à la poussée des terres

Désignation	ϵ_H	P (t)	$\epsilon_H.P(t)$	ϵ_V	$(1 \pm v).P$	ZV (m)	Zh (m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
Poids de tablier	0	412.82 4	0	/	412.82	6.55	3	0	1238.46
	0.3		123.84	/	499.973			811.191	1349.92
	0.3		123.84	/	375.666			811.191	1126.99
Mur garde grève	0	9.44	0	0	9.44	6.36	0.75	0	7.08
	0.3		2.832	0.09	10.289			18.01	7.176
	0.3		2.832	-0.09	8.59			18.01	6.442
Mur de front	0	179.35 2	0	0	179.352	3.1	0	0	0
	0.3		53.805	0.09	195.82			166.795	0
	0.3		53.805	-0.09	163.21			166.795	0
Mur en retour	0	39.718	0	0	39.718	5.751	2.81	0	111.607
	0.3		11.915	0.09	43.292			68.523	121.65
	0.3		11.915	-0.09	36.143			68.523	101.561
Semelle	0	304.08 8	0	0	304.088	0.75	0	0	0.00
	0.3		91.226	0.09	331.455			68.419	0.00
	0.3		91.226	-0.09	276.72			68.419	0.00
Poids de dalle de transition	0	45.315	0	0	45.315	7.186	3.4	0	154.184
	0.3		13.594	0.09	49.393			97.686	167.937
	0.3		13.594	-0.09	441.236			97.686	140.204
Corbeau	0	29.494	0	0	29.494	6.36	0.86	/	25.383
	0.3		8.848	0.09	32.148			56.273	27.647
	0.3		8.848	-0.09	26.839			56.273	23.082
D d'appuis	0	0.21	0	0	0.21	6.35	0	0	0.00
	0.3		0.063	0.09	0.228			0.4	0.00
	0.3		0.063	-0.09	0.191			0.4	0.00

Poids des terres sur la dalle de transition	0	19.53	0	0	19.53	8.35	3.42	0	66.792
	0.3		5.859	0.09	21.287			48.922	72.8
	0.3		5.859	-0.09	17.772			48.922	60.78
Poids des terres sur la semelle	0	391.48	0	0	391.48	4.9	1.8	0	704.664
	0.3		117.44	0.09	426.713			575.456	768.083
	0.3		117.44	-0.09	356.246			575.456	641.244
Poids des surcharges	0	171.12	0	0	171.12	6.55	3.42	0	585.32
	0.3		51.336	0.09	186.52			336.25	637.898
	0.3		51.336	-0.09	155.719			336.25	532.558
Poussée des terres	Mur GG + Mur frontal	/	261.42	/	/	2.767	/	723.349	/
		/	333.571	/	/			923	/
		/	295.92	/	/			818.830	/
	Semelle	/	9.466	/	/	0.5	/	4.733	/
		/	12.078	/	/			6.039	/
		/	10.715	/	/			5.357	/
Poussée des surcharges	Mur GG + Mur frontal	/	37.81	/	/	4.15	/	156.911	/
		/	48.245	/	/			200.216	/
		/	42.80	/	/			177.62	/
	Semelle	/	7.573	/	/	0.75	/	5.679	/
		/	9.663	/	/			7.247	/
		/	8.576	/	/			6.432	/
Total	/	/	316,269		1602.567			890,672	3583.995
	/	/	403,557		1797.118			3217.632	3907.018
	/	/	358,018		1858.332			3089.369	3261.227

• **Poussée due aux terres**

L'effort de poussée : $P = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot l \cdot h^2$

γ : Poids volumique des terres..... $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

: Angle de frottement interne du remblai..... $= 30^\circ$

K_a : coefficient de poussée des terres $K_a = 0.333$

• **Poussée due aux charges**

$P = 1.2 \cdot K_a \cdot l \cdot h$

Les valeurs des moments et les efforts globaux

Tableau VIII. 3 : Valeurs des moments et les efforts globaux

Désignation	$\varepsilon H \cdot P \text{ (t)}$	$(1+\varepsilon v) \cdot P \text{ (t)}$	MR (t.m)	MS (t.m)
Total	316,269	1602.567	890,672	3583.995
	403,557	1797.118	3217.632	3907.018
	358,018	1858.332	3089.369	3261.227

VIII.5. Vérification de la culée

VIII.5.1. Vérification au glissement

• **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5. Donc

On doit vérifier que :

$$= \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum H \cdot P} \geq 1.5$$

C.S: en condition sismique le C.S.G égale à 1. Donc on vérifie que:

$$= \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum H \cdot P} \geq 1$$

Tableau VIII. 4 Valeurs de vérification au glissement

Condition	vH . P (t)		~1		C.S.G	Vérification
C.N	316,269	1602.567	0.57	2.88	1.5	Vérifie
H + V+	403,557	1797.118	0.57	2.5	1.0	Vérifie
H + V-	358,018	1858.332	0.57	2.95	1.0	Vérifie

VIII.5.2. Vérification au renversement :

- C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égale à 1,5.

Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq 1.5$$

- C.S : en condition sismique le C.S.R vaut1.

Donc on doit vérifier que :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} \geq 1$$

Tableau VIII. 5 : Valeurs de vérification au renversement

Condition	M_R (t.m)	M_y (t.m)	R	C.S.G	Vérification
C.N	890,672	3583.995	4.02	1.5	Vérifie
H + V+	3217.632	3907.018	1.2	1.0	Vérifie
H + V-	3089.369	3261.227	1.055	1.0	Vérifie

VIII.6. Ferrailage des éléments de culée

VIII.6.1. la dalle de transition

a. Evaluation des efforts

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

Poids propres : $2.5 \times 0.3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$.

Poids de remblais : $1,81 \text{ t/m}$

Poids de revêtement : 0.24 t/m

Surcharges : $1,2 \text{ t/m}$

On utilise la combinaison d'action à L'ELU sachant que $M = 1,35 M_G + 1,6 M_Q$

$$M_G = \frac{P.L^2}{8} = \frac{2,8 \cdot 5^2}{8} = 8.75 \text{ t.m}$$

$$M_Q = \frac{P.L^2}{8} = \frac{1,2 \cdot 5^2}{8} = 3.75 \text{ t.m}$$

$$M_U = 1.35M_G + 1.6M_Q = 1.35 \times 8.75 + 1.6 \times 3.75 = 17.8125 \text{ t.m}$$

$$M_G = M_G + 1.2M_Q = 8.75 + 1.2 \times 3.75 = 13.25 \text{ t.m}$$

b. ferrailage

Ferrailage verticale

$$M_U = 17.8125 \text{ t.m}$$

$$f_{c2} = 35 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel CHEKIRED nous a donné une section d'armature à l'ELU de 19.88 cm^2 , la vérification à l'ELS a donné une section de $25.12 \text{ cm}^2/\text{m}$

Donc pour le ferrailage de la dalle de transition on prend : 8HA20 avec un espace 12.5 cm

$$A_S = 25.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_m}{b.d} = 0.23 \frac{f_t}{f_e} = \frac{0.2 \times 2.7 \times 1 \times 2}{4} = 4.19 \text{ c}^2 < 25.12 \dots (C.V)$$

Donc, $A_s = 25.12 \text{ c}^2$

D'après le B.A.E.L on prend avec un espacement de 12.5cm

Pour la nappe inférieure on prend : avec un espacement de 12.5cm.

Pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

8 H16/ml , avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 12.5 cm.

Les armatures de répartition

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{25.1}{3} = 8.37 \text{ c}^2/m$$

On prend : $= 12.32 \text{ c}^2/m \Rightarrow 8\text{HA}14$, avec un espacement de 12.5 cm

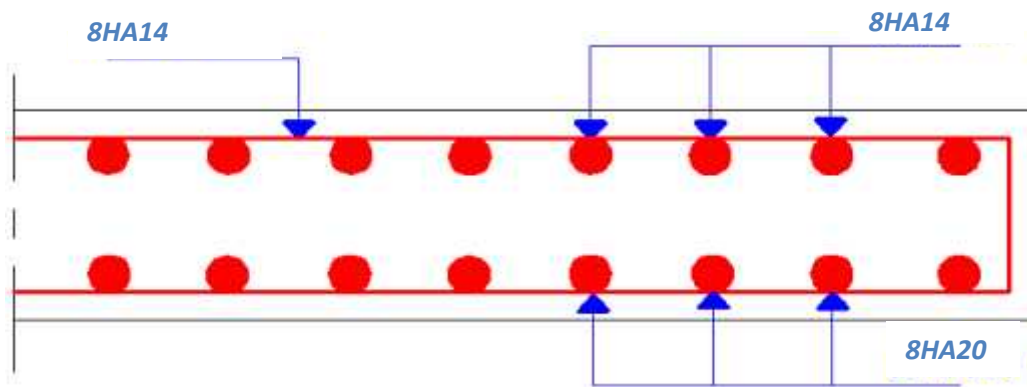


Figure. XIII.3 : Ferrailage de la dalle de transition

VIII.6.2. Mure garde grève

a. Evaluation des efforts

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier.

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais

- Effort de freinage Le mur garde grève est supposé encastrer dans le chevêtre.

Poussée de terres

$$M_t = \frac{P.H}{3} = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma_r \cdot H^3$$

Avec :

$$P = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_r \cdot H^2$$

$$K_a = 0.33$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ Poids volumique des terres.

$H = 2.11 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$$\text{D'où : } M_t = \frac{1}{6} 0.33 \times 1.8 \times 2.11^3 = 0.44 \text{ t.m}$$

$$M_{t_c} = 1.35 \times 0.44 = 0.594 \text{ t.m}$$

$$M_{t_s} = 1 \times 0.44 = 0.44 \text{ t.m}$$

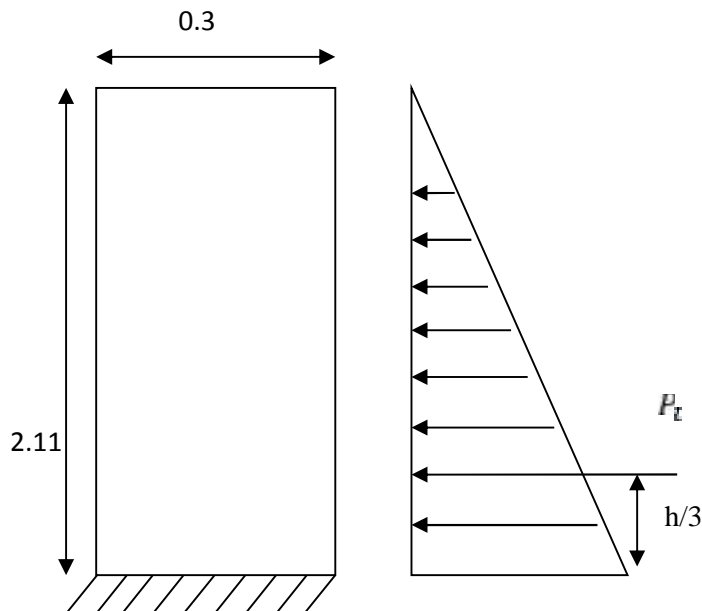


Figure VIII. 4 : Poussée des terres sur le mur

Poussée des charges locales

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M = \frac{12 \cdot K}{0.75 + 2H} \int_0^H \frac{H - x}{0.25 + x} dx \dots\dots\dots (I)$$

Avec:

$b_c = 1.1$ (Coefficient de pondération du système Bc.

=1,080 (Coefficient de majoration dynamique)

: Coefficient de pondération (= 1,6 à L'E.L.U, =1,2 à L'E.L.S)

$$K = K_{\alpha} \cdot \dots \cdot b_c$$

A L'ELU : $K = 0.33 \times 1.6 \times 1.08 \times 1.1 = 0.672$

A L'ELS ; $K = 0.33 \times 1.2 \times 1.08 \times 1.1 = 0.470$

D'après l'équation (I) :

$$M = \frac{12 \cdot K}{0.75 + 2H} [2.8 \ln(0.25 + x) - x]_0^{2.1}$$

$M = 5.78 \text{ t.m}$ à L'ELU

$M = 4.03 \text{ t.m}$ à L'ELS

Force de freinage

On considère un essieu lourd en contact de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière. Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{6.H}{0.25 + 2.H} \times \delta = 2.54 \delta$$

$$M_f = 4.06 \text{ t.m} \quad \text{à L'ELU}$$

$$M_f = 3.0148 \text{ t.m} \quad \text{à L'ELS}$$

Le moment total à l'encastrement :

$$M_{tj} = 1.35M_t + 1.6(M_p + M_f) = 1.35 \times 0.594 + 1.6 (5.78 + 4.06) = 16.545 \text{ t.m/m}$$

$$M_{sj} = M_t + 1.2(M_p + M_f) = 0.44 + 1.2 (4.03 + 3.0148) = 9.013 \text{ t.m/m}$$

b. Ferrailage**b.1 Ferrailage vertical**

Le moment maximal: $M_E = 16.45 \text{ t.m}$

Enrobage = 3cm

Dimension (0.30x1m²)

fc28 = 35Mpa

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

Acier : fe = 400Mpa

As = 18.75 cm² (par CHEKIRED)

Soit : 7 HA 20 pour 21.98 cm² avec un espacement de 14 cm

Condition de non fragilité

$$\frac{A_m}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_c}{f_t} = \frac{0.2 \times 2.7 \times 1 \times 2}{4} = 4.19 < A_s = 21.98 \text{ cm}^2 \dots (C.V)$$

Pour la nappe supérieure on prend:

7HA10 (5,49 cm²/ml), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de 14 cm.

b.2 Le ferrailage horizontal :

$$A'_s = \frac{A_s}{4} = \frac{21.9}{4} = 5.49 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 7HA12 (7.9cm²/ml), avec un espacement de 14 cm

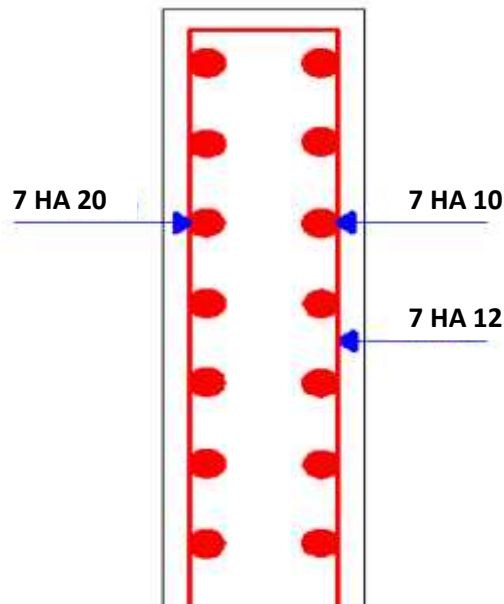


Figure VIII.5: Ferrailage du mur garde grève

VIII.6.3. Le mur frontal**a. Evaluation des efforts**

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D240.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau VIII 6 : Valeurs des sollicitations

Désignation	ϵ_H	P(t)	$\epsilon_H \cdot P(t)$	$(1 \pm \nu) \cdot P$	$Z_V(m)$	$Z_H(m)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$
Poids de Tablier	C	412.824	0	412.82	6.55	3	0	1238.46
	$C_H + V^+$		123.84	499.973			811.191	1349.92
Mur garde grève	C	9.44	0	9.44	6.36	0.75	0	7.08
	$C_H + V^+$		2.832	10.289			18.01	7.176
Mur de front	C	179.352	0	179.352	3.1	0	0	0
	$C_H + V^+$		53.805	195.82			166.795	0
Mur en retour	C	39.718	0	39.718	5.751	2.81	0	111.607

	$C H + V^+$		11.915	43.292			68.523	121.65
Poids de la dalle de transition	C	45.315	0	19.53	7.186	3.4	0	154.184
	$C H + V^+$		13.594	21.287			97.686	167.937
Corbeau	C	29.494	0	29.494	6.36	0.86	0	25.383
	$C H + V^+$		8.848	32.148			56.273	27.647
Poids des terres sur la dalle de transition	C	19.53	0	19.53	8.35	3.42	0	66.792
	$C H + V^+$		5.859	21.287			48.922	72.8
freinage	C	30	30	/	6.55	/	196.5	/
	$C H + V^+$		0	/			0	/
Poussé des terres		/	261.42	/	2.767	/	723.349	/
			333.571	/			923	/
Poussée des surcharges		/	37.81	/	4.15	/	156.911	/
			42.80	/			200.216	/
total	/	/	329.23	709,884	/	/	1076.76	1603.506
	/	/	597,064	824,096	/	/	2 390,616	1747.13

Récapitulatif des efforts**Condition normale**

$$\text{Effort normal : } \Sigma(1 + \nu).P = 709.884 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma(1 + \varepsilon\nu).P}{b} = \frac{7 \cdot 8}{1} = 59.157 \text{ t/m}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 59.157 = 79.861 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment: } M = M_S - M_R$$

$$M = M_S - M_R = 1603.506 - 1076.76 = 526,746 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M = \frac{\Sigma M_S - \Sigma M_R}{b} = \frac{5 \cdot 7}{1} = 43.895 \text{ t.m/m}$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 43.895 = 59.25 \text{ t.m/m}$$

Condition sismique

$$\text{Effort normal : } \Sigma(1 + \nu).P = 824.096 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } N = \frac{\Sigma(1 + \varepsilon\nu).P}{b} = \frac{8 \cdot 0}{1} = 68.674 \text{ t/m}$$

$$\text{ELU : } N = 1.35 \times 68.674 = 92.7 \text{ t/ml}$$

$$\text{Moment: } M = M_S - M_R$$

$$M = M_S - M_R = 1747.13 - 2390.616 = |- 643.486| = 643.486 \text{ t.m/m}$$

$$\text{ELS : } M = \frac{\Sigma M_S - \Sigma M_R}{b} = \frac{6 \cdot 4}{1} = 53.62 \text{ t.m/m}$$

$$\text{ELU : } M = 1.35 \times 53.62 = 72.39 \text{ t.m/m}$$

Tableau VIII.7 : Sollicitation à la base de voile

	à l'ELU		à l'ELS	
	Condition normale	Condition sismique	Condition normale	Condition sismique
N (t)	79.861	92.7	59.157	68.674
M (t.m)	59.25	72.39	43.895	53.62

b. Ferrailages de mur frontal

b1. Ferrailages vertical

La section est soumise à la flexion composée.

$$N_U = 92.7 \text{ t}$$

$$M_U = 72.39 \text{ t.m}$$

Enrobage = 3cm, $d = 1,08$

Dimension ($1 \times 1.2 \text{ m}^2$)

$$f_{e2} = 35 \text{ MPa}$$

Acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Le ferrailage à l'aide de logiciel CHEKIREDD nous a donné une section d'armature à l'ELU de 4.86 cm^2 .

La condition de non fragilité

$$\frac{A_m}{b \cdot d} = 0.23 \frac{f_t}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.7 \times 100 \times 120}{400} = 16.76 > A_s = 4.86 \text{ cm}^2$$

on prend :

$$A_s = 16.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ HA } 16 \text{ pour } 17.55 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 16 \text{ cm}$$

pour la nappe supérieure et pour adapter mieux à la nappe inférieure on prend:

6 HA14/ml (14.73 cm^2), avec même espacement que la nappe inférieure espacement de $\quad \text{cm}$.

b2.Le ferrailage horizontal : (Armatures de répartition).

On prend :

$$A'_S = \frac{A_S}{4} = \frac{1.7}{4} = 4.19 \text{ cm}^2$$

Pour une bonne disposition constructive, on prend 6HA12 /ml (6.77 cm^2), avec un espacement de 16 cm.

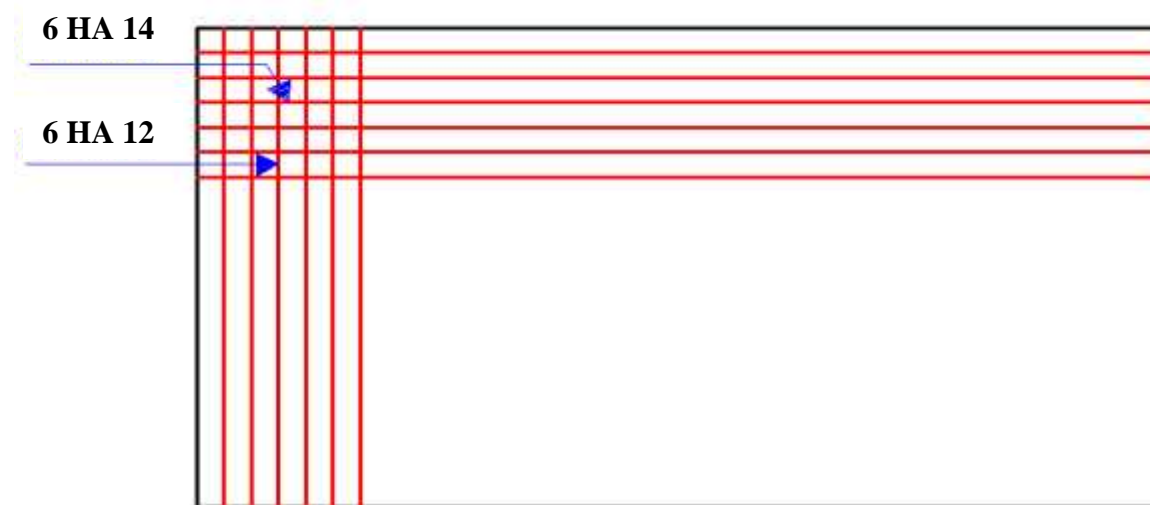


Figure VIII.6 : Ferrailage du mur de front.

VIII.6.4.Le mur en retour

a. Evaluation des efforts

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

Efforts horizontaux

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0.33 \times 1.8 \times 8.15]^2 \times 1 = 19.72 \text{ t/ml}$

- Poussée des surcharges sur remblai : $P_s = 1.2 \times 8.15 \times 0.33 = 3.22 \text{ t/m}$

- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_s = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ t}$

Les moments

- Poussée des terres : $M_t = 19.72 \times \frac{1}{3} \times 8.15 = 53.57 \text{ t.m/m}$

- Poussée des surcharges sur remblai : $M_s = 3.22 \times \frac{1}{3} \times (8.15) = 8.74 \text{ t.m/m}$

- Poussée de la surcharge concentrée : $M_s = 2.4 \times 8.15 = 19.56 \text{ t.m/m}$

Les combinaisons**ELU**

$$M_E = 1.35M_t + 1.6(M_s + M_{s_i}) = 1.35(53.57) + 1.6(8.47 + 19.56) = 117.16 \text{ t.m/m}$$

ELS

$$M_E = M_t + 1.2(M_s + P_s) = 53.57 + 1.2(8.47 + 19.56) = 87.20 \text{ t.m/m}$$

Efforts verticaux

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0.6 \times 8.15 \times 2.5 = 12.225 \text{ t}$

- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_s = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t}$

- Poids propre de la superstructure : $P_s = 0.3 \text{ t/m}$

Les moments

- Poids propre du mur : $M_G = 12.225 \times 2.81 = 34.352 \text{ t.m}$

- Poids propre de la superstructure : $M_s = 0.3 \times 0.5 = 0.15 \text{ t.m}$

- Poussée de la surcharge concentrée : $M_s = 4.8 \times 6.4 = 30.72 \text{ t.m}$

• Les combinaisons

ELU : $M_E = (1.35(M_G + M_s) + 1.6 M_s) = 1.35(34.352 + 0.15) + 1.6 \times 30.72 = 95.72 \text{ t.m}$

ELS : $M_E = (M_G + M_s) + 1.2 M_s = (34.352 + 0.15) + 1.2 \times 30.72 = 71.36 \text{ t.m}$

b. Ferrailage**b.1 Ferrailage horizontal**

La section est soumise à la flexion simple :

$$M_u = 117.16 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm}$$

Dimension (0.6x1m²)

Béton =35Mpa

Acier : fe=400Mpa

Le ferrailage à l'aide de logiciel CHEKIRED nous a donné une section d'armature à l'ELU de 62.74 cm², la vérification à l'ELS à donnée une section de 64.31 cm²

Donc pour le ferrailage on prend :

$$A_s = 62.74 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 8 \text{ HA } 32 \text{ /ml pour } A_s = 64.31 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 12 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité

$$A_s > A_m = 0.23 \frac{f_{t2}}{f_e} b.d = 0.23 \frac{2.7}{4} \times 100 \times 60 = 9.315 \text{ cm}^2$$

b.2 Ferrailage vertical

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 95.72 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm}$$

Dimension (1x0.6m²)

Béton =35Mpa

Acier : fe=400Mpa

$A_S = 52.52 \text{ cm}^2$ (Par CHEKIRED)

Le ferrailage à l'aide de logiciel CHEKIRED nous a donné une section d'armature à l'ELU de 52.52 cm^2 , la vérification à l'ELS a donné une section de 64.31 cm^2

Donc pour le ferrailage on prend :

$A_S = 52.52 \text{ cm}^2/m$ Soit, 8 HA 32 / ml pour $A_S = 64.31 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$A_m = 0.23 \frac{f_{t2}}{f_e} b \cdot d = 8.38 \text{ cm}^2$$

Pour la disposition constructive on prend :

$$A'_S = \frac{A_S}{3} = \frac{6.3}{3} = 21.43 \text{ cm}^2 \text{ Pour 6 HA 25} \quad \text{Pour une section de } 29.46 \text{ cm}^2$$

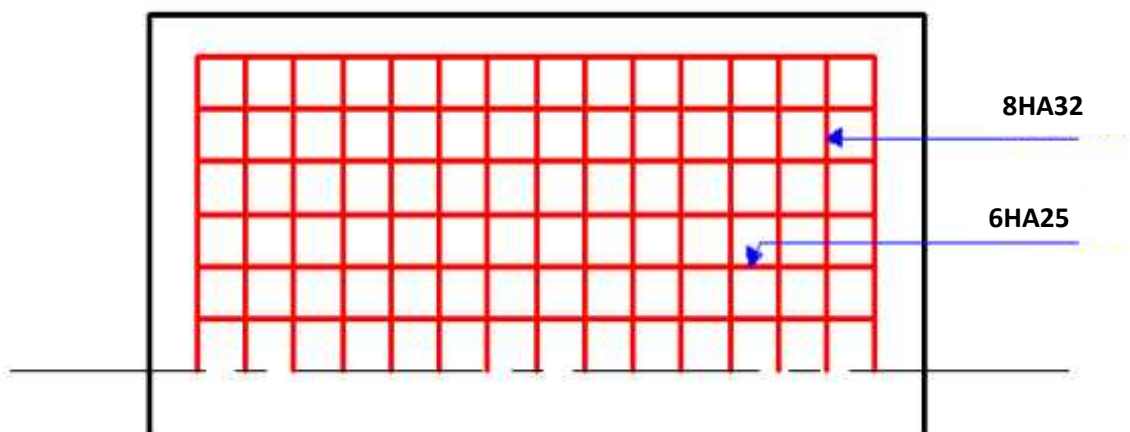


Figure VIII.7 : ferrailage de mur en retour (vue en plan)

VIII.6.5. Corbeau

a. Evaluation des charges et surcharges

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = q \frac{l}{2} = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 3.75 \text{ t/m}$

- Réaction des poids des terres : $R_2 = q \frac{l}{2} = 0,65 \times 6 \times 1,8 / 2 = 3.51 \text{ t/m}$

- Réaction due au revêtement : $R_3 = q \frac{l}{2} = 0,1 \times 5 \times 2,4 / 2 = 0.6 \text{ t/m}$

- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = q \cdot l = 1 \times 0,55 \times 2,5 = 1.375 \text{ t/m}$

- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = q \frac{l}{2} = 5 \times 1,2/2 = 3 \text{ t/m}$

Réactions

$$R_E = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 1,35(3.75+3.51+0.6+1.375) + 1,6(3) = 17.267 \text{ t/m}$$

$$R_E = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = (3.75+3.51+0.6+1.375) + 1,2(3) = 12.835 \text{ t/m}$$

Moments :

$$M_E = [1,35(3.75+3.51+0.6+1.375) + 1,6(3)] \times 0,125 = 2.15 \text{ t/m}$$

$$M_E = [(3.75+3.51+0.6+1.375) + 1,2(3.6)] \times 0,125 = 1,6 \text{ t/m}$$

a. Ferrailage

a.1. Ferrailage vertical

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 2.15 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Dimension (1x 1.5) m}^2,$$

$$\text{Béton} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mp}$$

Le ferrailage à l'aide de logiciel CHEKIRED nous a donné une section d'armature à l'ELU de 1.19 cm^2 , la vérification à l'ELS a donné une section de 3.14 cm^2 /ml .

Donc pour le ferrailage on prend :

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_m = 0.23 \frac{f_{t2}}{f_e} b \cdot d = 27.9 \text{ cm}^2 \text{ la condition n'est pas vérifiée donc on prend :}$$

$A_S = 27.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ HA } 25 \text{ pour } 29.46 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$

a.2. Ferrailage horizontal

$A'_S = \frac{A_S}{3} = \frac{27.9}{3} = 9.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \text{ HA } 12 = 7.9 \text{ cm}^2 / \text{ml avec un espacement de } 14 \text{ cm} .$

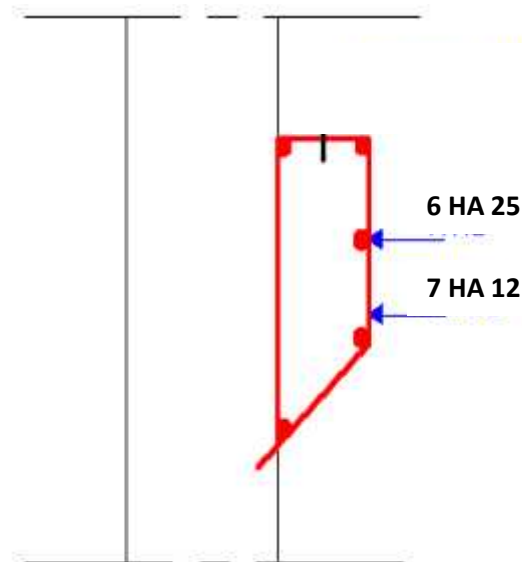


Figure VIII.8 : Ferrailage du corbeau

VIII.6.6. La semelle

• Caractéristique de la semelle

Longueur : $L = 12.75 \text{ m}$

Largeur : $B = 6.00 \text{ m}$

Epaisseur : $E = 1,50 \text{ m}$

a. Evaluation des efforts agissants sur la semelle

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Tableau VIII.8 : Sollicitations agissants sur la semelle

Désignation	$H(t)$	$V(t)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$
<i>total</i>	316,269	1602.567	890,672	3583.995
	403,557	1797.118	3217.632	3907.018
	358,018	1858.332	3089.369	3261.227

Conditions normales

$$N_m = 1602.567 t$$

$$M_m = 3583.995 - 890.672 = 2693.323 t.m.$$

Conditions sismiques

$$N_m = 1858.332 t$$

$$M_m = 3907.018 - 3217.632 = 689.386 t.m$$

Détermination des nombres des pieux

Effort Normal : $N_m = 1858.332 t$

En l'absence d'un rapport géotechnique la portance d'un pieu est prise égale à 300t.

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante:

$$n = \frac{e}{c} \frac{n}{é p} \frac{m}{d p} = \frac{1858.332}{300} = 7.572$$

On prend 08 pieux

Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_t = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

Condition normale

$$N_1 = \frac{1602.567}{8} + \frac{2693.323 \times 1.8}{8 \times (1.8)^2} = 387.356 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1602.567}{8} - \frac{2693.323 \times 1.8}{8 \times (1.8)^2} = 13.845 \text{ t}$$

Condition sismique :

$$N_1 = \frac{1858.332}{8} + \frac{689.386 \times 1.8}{8 \times (1.8)^2} = 280.165 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1858.332}{8} - \frac{689.386 \times 1.8}{8 \times (1.8)^2} = 184.417 \text{ t}$$

b. Ferrailage de la semelle

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

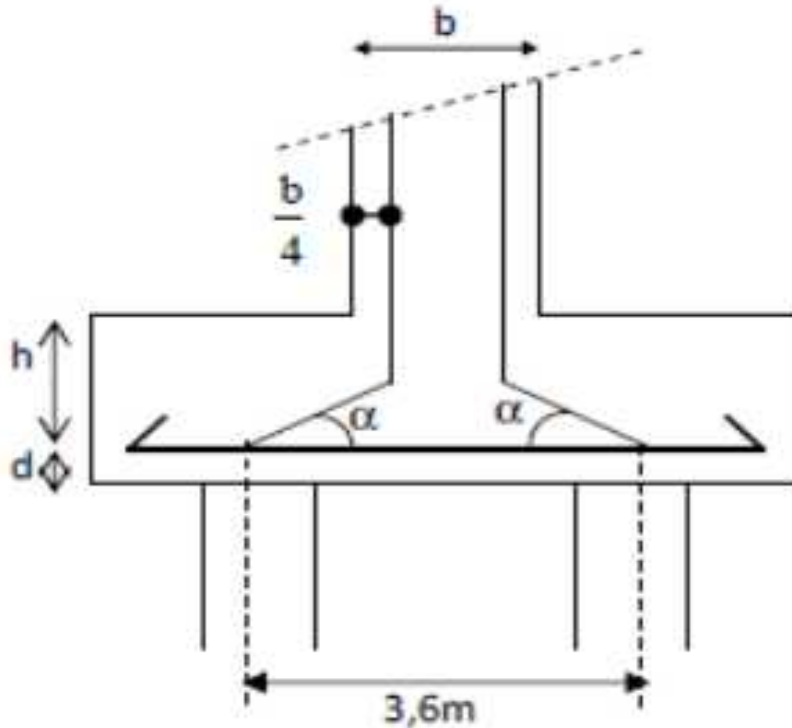


Figure VIII.9 : Coupe transversal de la semelle

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{l-b}{2}} = \frac{1.5}{\frac{3.6-4.1}{2}} = 1.96$$

$$\alpha = 62.96^\circ \geq 45^\circ \text{ (condition vérifiée)}$$

Condition normale

$$\sigma_u = \frac{2}{3} \sigma_e = 2670 \text{ k /cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_u} \times \frac{\frac{l-b}{2}}{h} = \frac{387.356}{2670} \times \frac{\frac{3.6-1.2}{2}}{1.5} \times 10^3 = 145.077 \text{ cm}^2$$

Condition sismique

$$\sigma_u = \sigma_e = 4000 \text{ k /cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_u} \times \frac{\frac{l-b}{2}}{h} = \frac{280.165}{4000} \times \frac{\frac{3.6-1.2}{2}}{1.5} \times 10^3 = 70.04 \text{ cm}^2$$

La condition la plus la plus défavorable c'est la condition normale $A_s = 145.077 \text{ cm}^2$

On prend 20 HA32 $\Rightarrow A_t = 1.7 \text{ cm}^2$

L'espacement est de :

$$s = \frac{\emptyset + H - d}{n - 1}$$

n : Nombre de barre

H : hauteur de la semelle

d : Enrobage 10cm

\emptyset : Diamètre de pieu

$$s = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{12 - 1} = 25 \text{ cm}$$

On prend $s = 25 \text{ cm}$

b.1. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utilise les armatures de répartition, tel que :

$$A_{ti} = \frac{1}{3} \cdot \frac{A_t}{m} = \frac{1}{3} \times 160.79 = 53.59 \text{ cm}^2$$

Soit 8 HA32 $A_s = 64.31 \text{ cm}^2$

On prend $s_t = 12 \text{ cm}$

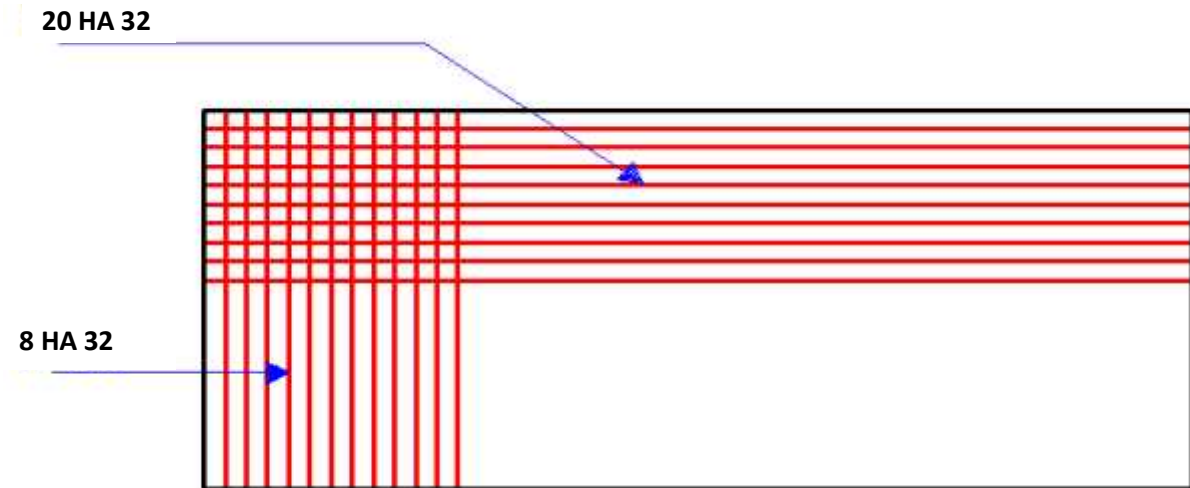


Figure VIII.10 : Schéma de ferrailage (nappe inférieure)

b.2. Armatures de construction :

armatures transversales supérieure:

$$A_t = \frac{A_t}{10} = \frac{160.79}{10} = 16.079 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 20 pour $A_t = 18.84 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 16 cm

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_t = \frac{A_t}{10} = \frac{53.59}{10} = 5.359 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 14 pour $A_t = 5.359 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm

Armatures latérales

$$A_t = \frac{A_t}{10} = \frac{160.79}{10} = 16.079 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 20 pour $A_t = 18.84 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 16 cm

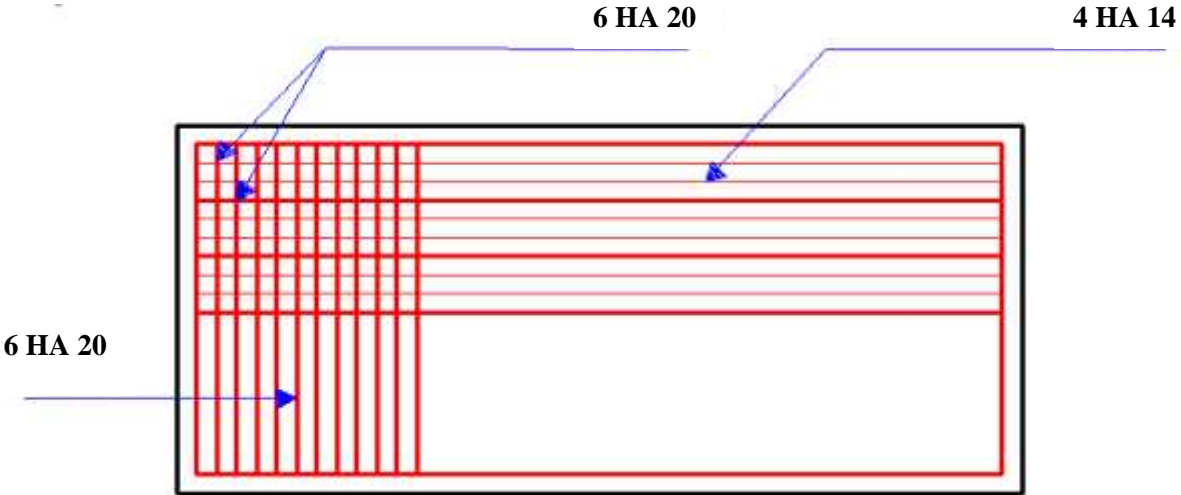


Figure VIII.12: Schéma de ferrailage (nappe supérieur)

IX.1. Introduction

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

IX.2. Appareils d'appui

IX.2.1. Définition

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation.

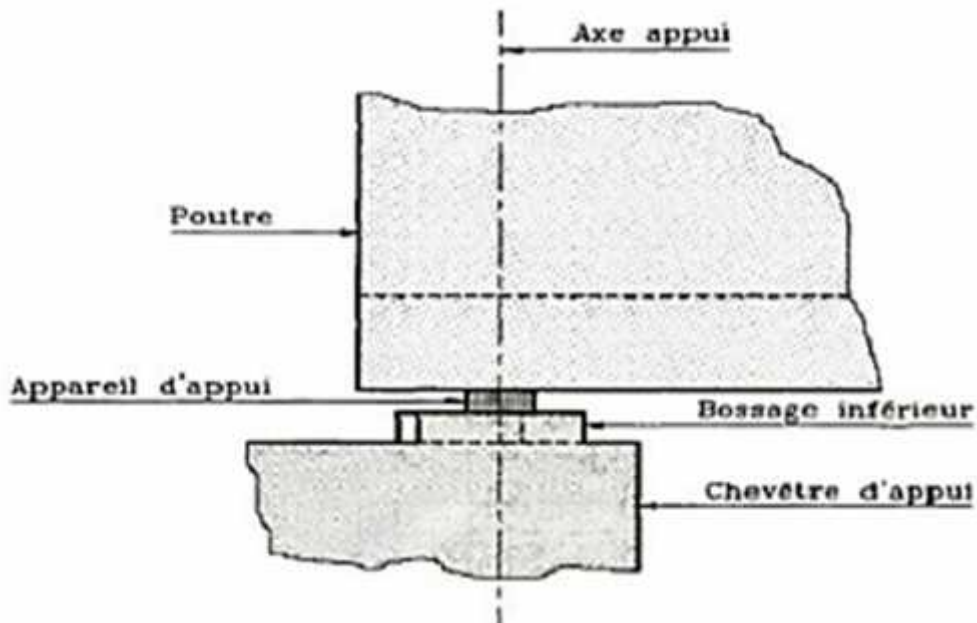


Figure IX.1 : disposition des appareils d'appuis

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

-) Les articulations en béton.
-) Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
-) Les appareils d'appuis spéciaux.
-) Les appareils d'appuis métalliques.

IX.2.2. Le type d'appareil d'appui choisi pour notre ouvrage :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

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. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

)Facilité de mise en œuvre.

)Facilité de réglage et de contrôle.

) Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

)Ils n'exigent aucun entretien.

) Leur coût est relativement modéré.



Figure. IX.2: Appareil d'appui en élastomère frette

IX.3. Dimensionnement des appareils d'appuis

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène. Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et en fin les appliquées sur notre cas de projet.

a) **Efforts normales de compression** : sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.

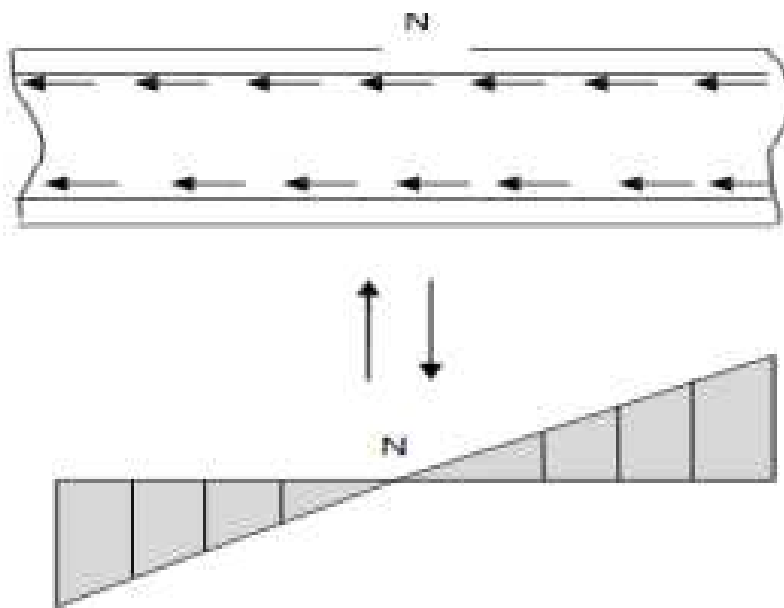


Figure IX.3 : Effet de l'effort normal

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2 M \leq \sigma_m = \frac{N_m}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa}$$

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort.

N_m : Réaction d'appui.

2 MPa: Condition de non cheminement.

15 MPa: Condition de non écrasement.

$a \times b$: Dimension en plan de l'appareil tel que: , avec dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

b) Contrainte maximal de cisaillement

$$\tau_m = \frac{1.5 \sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)}$$

β : Coefficient de forme

t: Épaisseur normale d'une feuille de néoprène

Au début de la mise en charge sous $\sigma_m = 3$ MPa, il subit un écrasement d'adaptation de 1mm.

Cette valeur supplémentaire de l'écrasement est calculée avec la formule :

$$\Delta e_t = K_1 \times n \times \frac{t^3}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

n : Nombre de feuillet.

K_1 : Coefficient en fonction de a/b

G : Module de déformation transversale, avec $G = 0.8$ MPa pour les ponts route

L'écrasement sera

$$e_1 = 1 \text{ mm} + \Delta e_t$$

c) Distorsion

Elle est due aux déplacements horizontaux, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Alors deux cas se présentent :

1. la déformation U de l'appareil est lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant.

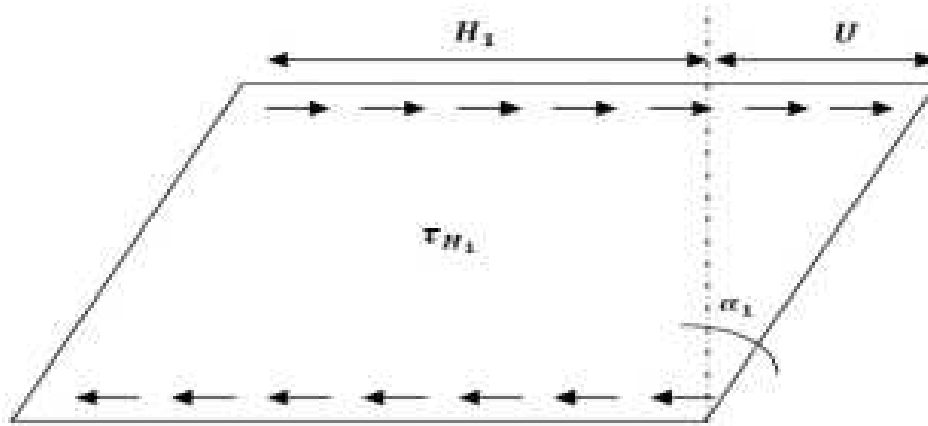


Figure IX.4 : Cas de torsion

$$t_i = \frac{U_1}{l} A \quad T = \sum t_i$$

On a :

$$t_{H1} = G \times t_i \quad \alpha_1 = G \frac{U_1}{l}$$

Et :

$$H_1 = a \times b \times t_{H1} = G \times a \times b \times \frac{U_1}{l}$$

2. l'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique (freinage, vent, force centrifuge). Dans un cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique.

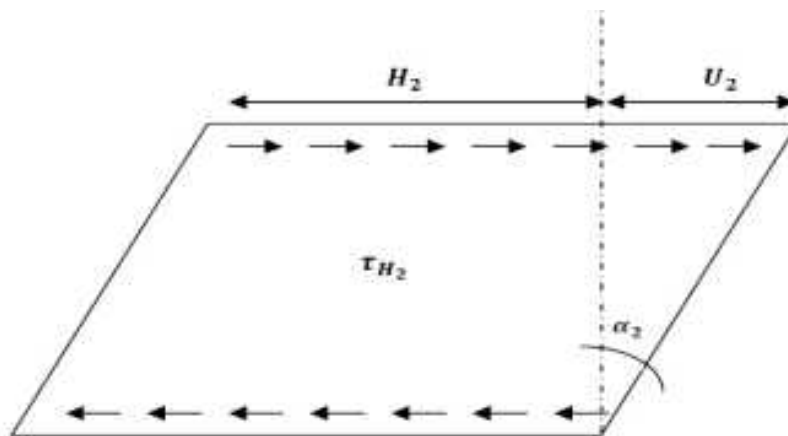


Figure IX.5 : 2ème cas de torsion

$$\tau_{H2} = \frac{H}{a \times b}$$

On a :

$$t_{12} = \frac{t_{12}}{2 \times G}$$

D'où :

$$\frac{U_2}{T} = t_{12} = \frac{H_2}{2 \times G \times a \times b}$$

$$U_2 = \frac{H_2 \times T}{2 \times G \times a \times b}$$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspondant à la même déformation totale

$$U = U_1 + U_2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G \times t_{12} = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2}$$

$$\tau_H = G \times \frac{U_1}{T} = \frac{U_2}{2 \times a \times b}$$

d) Rotation

La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du

moment du rappel M créée par une rotation est :

$$M = G \times \frac{\theta_T}{n} \times \frac{a^5 \times b}{t^3} \times \frac{1}{K_2}$$

K_2 : Coefficient de forme en fonction de b/a

θ_T : Rotation d'appui sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

$\theta_T : \frac{\theta_T}{x}$ (θ_T Angle de rotation d'un seul feuillet (rd))

Lorsque une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit

comme suit :

$$\tau_a = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \theta_t$$

Lors de la rotation les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b .

$$\tau_{a.a} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.a}$$

$$\tau_{a.b} = \frac{G}{2} \times \left(\frac{b}{t}\right)^2 \times \alpha_{t.b}$$

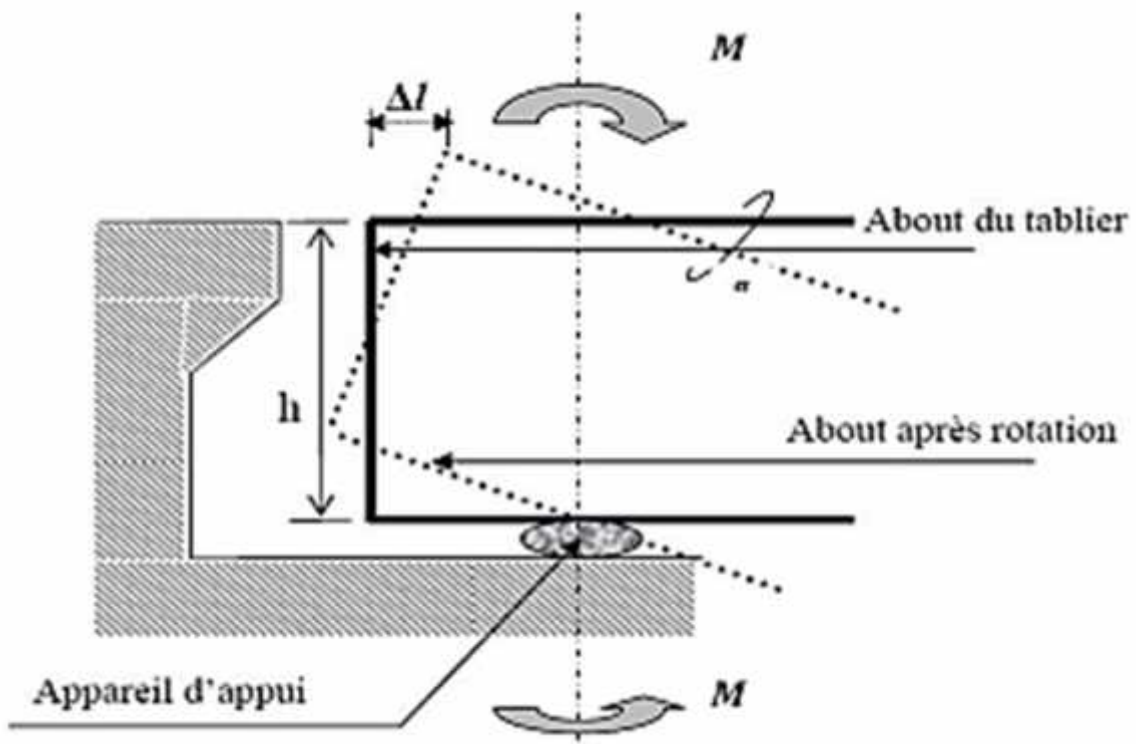


Figure IX.6 : Rotation de l'about du tablier

IX.4. Prescription réglementaire

IX.4.1. Limitation de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{a.t}$$

$$\tau_{h1} \leq 0.5G$$

$$\tau_h \leq 0.7G$$

IX.4.2. Limitation des contraintes moyennes de compression

$$\sigma_m = \frac{N_m}{a \times b} \geq 15 \text{ M}$$

IX.4.3. Vérification de condition de non soulèvement

$$\theta_t \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

IX.4.4. Condition de non cheminement

D'après le bulletin technique n°04 de SETRA page 21 les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

On doit vérifier :

$$\sigma_{m_m} = \frac{N_m}{a \times b} \geq 2 \text{ M} = 20 \text{ k / cm}^2$$

Tel que :

N_m : Est la réaction engendrée par le poids propre

IX.4.5. Condition de non glissement

$$H < f \times N$$

Tel que :

N : Valeur de l'effort normal

f : Coefficient de frottement, avec : $f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m}$

Remarque :

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équilibre

des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m \leq K \times G \times \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : Coefficient de frottement.

IX.4.6. Condition de non flambement

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

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

IX.4.7. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s \geq 2 m$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 M \quad \text{pour l'acier E-24}$$

IX.5. Application à notre projet

a) Efforts de freinage du à la surcharge A(l)

$$F_{A(l)} = \frac{A(l) \times S}{20 + (0.0035 \times S)}$$

$$S = 12 \times 33.4 = 400.8 \text{ m}^2$$

S : surface surchargée

$$A(l) = 1040.81 \text{ Kg/m}^2 = 1.04081 \text{ t/m}^2$$

$$F_{A(l)} = \frac{1.04081 \times 400.8}{20 + (0.0035 \times 400.8)} = 19.5 \text{ t} = 195000 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_{A(l)} = 195 \text{ KN}$$

b) Efforts de freinage du à surcharge B_C

Chaque essieu d'un camion de système B_C peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner

$$f_B = 30 \text{ t} = 300 \text{ KN}$$

IX.6. Dimensionnement de l'appareil d'appui

a) Hauteur de néoprène

Avec α : angle de distorsion

Les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{H1} = G \times t_1 \alpha_1 = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0.5G$$

$$t_1 \alpha_1 < 0.5$$

$$t_{11} = \frac{U_1}{T} \leq 0.5 \rightarrow T < 2U_1$$

$$U_1 = D_m = 20 \text{ m} \quad (\text{déformation due aux fluage, retrait dilatation})$$

$$T \geq 40 \text{ m}$$

$$T_m = n \times (t + t_s)$$

Avec :

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

$$T_m = 4 \times (10 + 3) = 520 \text{ mm}$$

IX.7. Calcul de joint de chaussée



Figure IX.7 : Joint de chaussée

IX.7.1. Définition

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température aux Retraits différés, aux glissements ou aux rotations. Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

-) L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).
-) L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

) Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).

) Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000v/jours.

) Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000v/jours. Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

) **Confort et esthétique**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.

Absence de bruits de vibrations.

) **Résistance**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

) **Etanche**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

) **Fiable**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

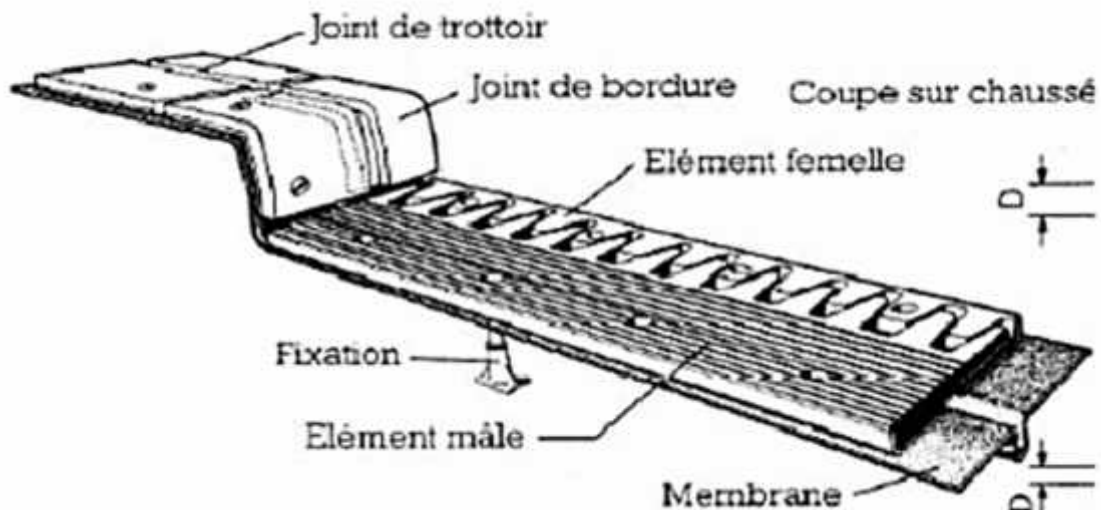


Figure IX.8 : Joint de chaussée type FT150 (Freyssinet).

IX.7.2. Calcul du souffle des joints

Ils se calculent selon deux conditions :

) Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à W .

) Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à $1.3W$

$$\Delta h_m = \frac{2}{3} (\Delta_r + \Delta_r + \Delta_f + h_t) = 20 \text{ m}$$

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de

la longueur l des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait de fluage.

a) Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, $l = h \times \text{tg} \theta$.

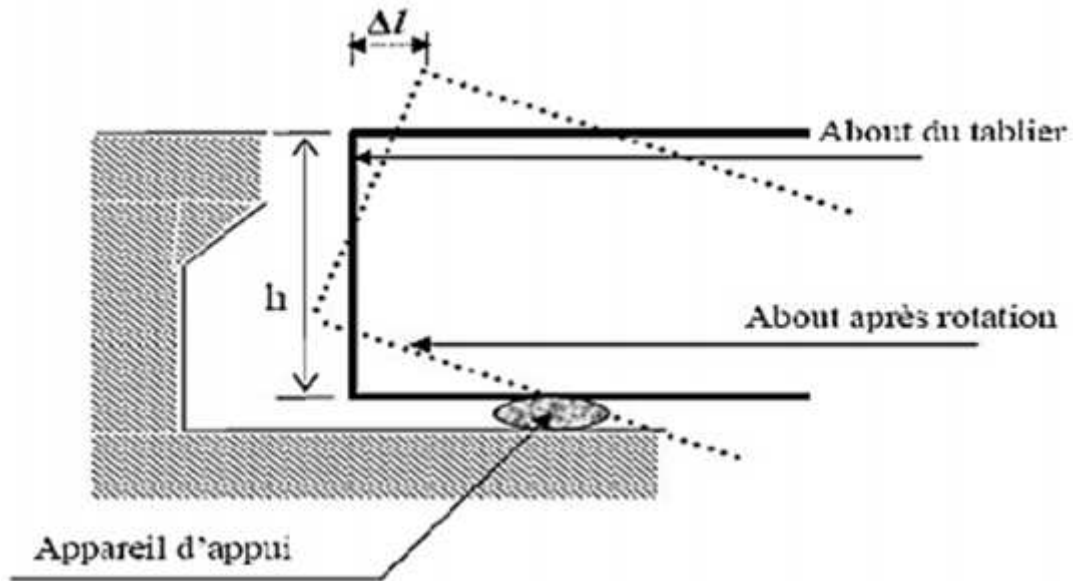


Figure IX.9 : Rotation d'extrémité du tablier sous chargement

b) Dilatation thermique

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta_t}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 33.4 \text{ m}$

$$\Delta_t = 1.002 \text{ cm}$$

c) Retrait

$$\frac{\Delta_t}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

Pour notre cas : $L = 33.4 \text{ m}$

$$\Delta_t = 1.336 \text{ cm}$$

d) fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation

$$\frac{\Delta_l}{l} = K_f \times 10^{-4}$$

Coefficient du fluage à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3

$$\frac{\Delta_l}{l} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta_l = 0.501 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{2} = 16.7 \text{ m}$$

IX.8. Conclusion

Suivant et la rotation de la rotation d'extrémité, on choisit le joint de FT150 (Freyssinet). Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm (± 10 mm).

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad.

Conclusion générale

Notre projet a été pour but de concevoir et d'étudier un pont qui, se situe dans le tronçon de PK0+12 reliant Sidi Abdallah et Zeralda sur 06 km.

Pour cela, on a opté à la stratégie suivante :

Premièrement, il fallait proposer des variantes, dans notre cas, nous avons opté pour trois qui sont : pont mixte, pont en béton précontraint construits par encorbellement successif et pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

Après le passage du pré-dimensionnement des trois variantes et en se basant sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution la variant choisie était celle du pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

Deuxièmement, nous avons entamé l'étude détaillée de la variante choisie.

Notre étude peut être décomposée en deux parties :

La première s'agit de déterminer le nombre et la section des câbles de précontrainte qui assurent la résistance des sections des poutres choisies puis nous avons vérifié les contraintes de compression et de traction au sein des sections à différentes positions.

La deuxième étape présente l'étude des fondations de l'ouvrage où nous pré dimensionnons et nous calculons les culées.

On peut dire ici que la partie la plus délicate était celle qui concerne l'étude de la précontrainte et sa vérification correspondante.

A la fin de ce travail, nous avons pu acquis une bonne formation dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément les ponts à poutres mais elle reste toujours imparfaite et qui devra être compléter dans la vie professionnelle.

Bibliographie

➤ **Ouvrages**

- ❖ BPEL 91 révisé 99.
- ❖ BAEL 91 modifié 99.
- ❖ RPOA 2008.
- ❖ RPA 99 révisé 2003.
- ❖ Documents SETRA (VIPP, Ponts courants en zone sismique-guide de conception, Euro code application aux ponts routes en béton). RCPR.
- ❖ Fascicule 62 Titre II Section II.
- ❖ Fascicule 74.
- ❖ Fascicule 61 Titre II.
- ❖ Calgaro

➤ **Cours**

- ❖ Cours Master 1 : Voies et Ouvrages d'Arts Mme GHANEM FADILA UMMTO.
- ❖ Cours Master 1 : Voies et Ouvrages d'Arts Mme MILOUDI NASSIMA UMMTO.
- ❖ Cours d'ouvrage d'art Tome 2 dimensionnement 2008 ; ENIT, BP 37-1002 Tunis-Le Belvédère, Tunisie ; Par M. Mongi BEN OUEZDOU.
- ❖ Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples (Série : Théories et méthodes de calcul (48)) ; Par M. Ch. MASSONNET.

➤ **Thèses et P.f.e**

- ❖ Thèses d'option ouvrage d'art ENTP.
- ❖ Thèses d'option ouvrage d'art USTHB.
- ❖ P.f.e KACHI 2017 UMMTO.
- ❖ P.f.e BOUZIDI 2013 USTHB.
- ❖ P.f.e ❖ Mr HAMMOUDI FATAH 2013 UMMTO.
- ❖ P.f.e ADJRAD AREZKI 2013 UMMTO.

➤ **Logiciels**

- ❖ Robot Autodesk Structural Analysis Professional 2016 : Logiciel de calcul. ❖
- ❖ Microsoft office 2016.
- ❖ Acier sec (Béton armé).
- ❖ AutoCAD 2009 : Logiciel de dessin.
- ❖ CHEKIRED (Béton armé).