

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE FERHAT ABBAS -SETIF

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة فرحات عباس
سطيف

كلية التكنولوجيا

قسم: الهندسة المدنية

Mémoire de Master

No. Réf. :/...../2012

Présenté au Département de Génie Civil

Domaine : Sciences et Technologie
Filière : Génie Civil
Spécialité : Ponts et Voies de Communications
Réalisé par :

M. TABCHOUCHE Seifeddine

Thème

***Etude et Vérification d'un Ouvrage d'Art Franchissant
un Cours d'Eau sur le CW201 de la Route Reliant
Ramdhane Djamel à Skikda Centre***

Soutenu le 27/06/2012 devant la commission d'examen composée de :

M.	BENDAOUD El amine	à l'Université de Sétif	Président
M.	BOUKRINA Saïde	à l'Université de Sétif	Directeur du Mémoire
M.	GUECHI Lyazid	à l'Université de Sétif	Examinateur
M.	MOHAND OUSSAD Farid	à l'Université de Sétif	Examinateur

Dédicace

*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
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

*A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Mon père je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que dieu Puisse
M'aider à l'honorer,
Le servir et le combler.
A ma chère mère, qui reste la lumière et la bougie qui éclaire ma vie.*

*A mes sœurs et frères.
A mes chères Oncles.
A ma famille et mes proches.*

*A tous mes amis, qui sont le tient et les honorables personnes dans
ma vie.....vous êtes et vous rester le sang qui revivie mon cœurs.*

*A tous mes enseignants.
A toute la promotion 2012.*

Seifeddine

إِنَّ الَّذِينَ نَحِبُهُمْ وَنَعَزُهُمْ مَكَانَتُهُمْ لَيْسَتْ بَيْنَ الْأَسْطَرِ وَالصَّفْحَاتِ، لِأَنَّ مَقَامَهُمْ
أَجَلٌ وَأَعْلَى فَالْقَلْبُ سَكَنَاهُمْ وَالذِّكْرُ ذَكَرَاهُمْ، وَالْفَوَادُ لَنْ يَنْسَاهُمْ.

Remerciement

Nous remercions en premier lieu, notre DIEU qui nous a donné la volonté et la force pour effectuer ce travail.

En second lieu, notre encadreur M.BOUKRINA Said pour ses orientations.

Et également nos remerciements sont exprimés :

À tous les enseignants de l'institut de Génie Civil et dont nous sommes honoré d'avoir été leur étudiant.

À tous les ingénieurs et les responsables de la société S.E.T.S et en particulier M. LAURADI Saleh et M.MEHSAS Lakhmissi pour leur infiniment aide.

À El hadj Noureddine responsable dans la D.U.S pour toutes ces orientations et ces conseils.

À tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.

TABCHOUCHE Seifeddine.

Spéciale Remerciement

Nous remercions en premier lieu, notre DIEU qui nous a donné la volonté et la force pour effectuer ce travail.

En second lieu, notre encadreur M. BOUKRINA Said pour ses orientations.

Et également nos remerciements sont exprimés à M. LADJEL Mahmoud pour toutes ces aides et ces recommandations au domaine de l'hydrologie de l'ingénieur.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	—	1 / 4
CHAPITRE I : ÉTUDE HYDROLIGIQUE ET CALCUL HYDRAULIQUE.....	—	5 / 10
CHAPITRE II : ÉLABORATION DES VARIANTES.....	—	11 / 12
CHAPITRE III : PRÉDIMENSIONNEMENT DU TABLIER.....	—	13 / 16
CHAPITRE IV : ÉTUDE DU TABLIER.....	—	17 / 56
CHAPITRE V : ÉTUDE DE LA DALLE.....	—	57 / 62
CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAIINT.....	—	63 / 80
CHAPITRE VII : CALCUL DES DÉFORMATIONS.....	—	81 / 86
CHAPITRE VIII : ÉTUDE DES ÉQUIPEMENTS DE PONT.....	—	87 / 98
CHAPITRE IX : ÉTUDE DE LA CULÉE.....	—	99 /126
CHAPITRE X : FONDATIONS ET PIEUX – ÉTUDE GÉOTECHNIQUE -.....	—	126 /137

ANNEXES.

TABLE DES MATIERES.

BIBLIOGRAPHIE.

I Introduction

I.1. Généralités sur les ouvrages d'art :

La construction des ouvrages d'arts a été depuis toujours sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc nécessaire d'une part de connaître les solutions possible avec leurs suggestion particulières, leurs limites, leurs coûts et d'autre part de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposeront des imprévus pendant l'exécution.

I.2. Définition d'un pont :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (oued, rivière, lac, vallée,...), ou artificiel (route, voie ferrée, canal,...). La voie portée peut être : une voie routière (pont-route), piétons (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou plus rarement une voie d'eau (pont-canal).

Un pont se compose des parties suivantes (**figure 1**) :

— **le tablier** : élément résistant portant la voie.

Notre tablier est constitué par des poutres en béton précontraint, surmontées d'une dalle en béton armé d'épaisseur de 20 cm.

— **les appuis** : appuis intermédiaires, appelés **pires**, et appuis d'extrémités, appelés **culées**, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc...) ;

Pour notre ouvrage, les deux culées à envisager sont des culées remblayées, constituées par un mur garde grève, un mur de front, deux murs en retour, une dalle de transition, et un corbeau arrière.

— **les fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle **une travée** et la distance entre deux appuis consécutifs est **la portée** de la travée correspondante. Il ne faut pas la

confondre avec **l'ouverture** qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec **la longueur** du pont.

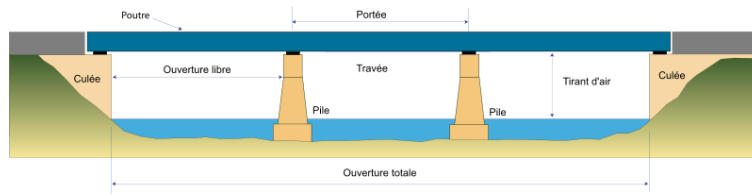


Figure I.1 : Différentes parties d'un pont.

I.3. La conception d'un pont :

Elle consiste à traduire graphiquement le programme sous forme préliminaire, puis du plan plus en plus précis, il s'agit de prendre la position sur des choix techniques et organisationnels. Donc, elle permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, pour cela, il faut connaître l'ensemble des contraintes à respecter et les types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

On retient les solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'une étude plus approfondie.

Cette opération fait appel aux connaissances de l'ingénieur et son expérience, et ne peut être automatisée à cause de la variété et la complexité des problèmes à résoudre, et l'évolution incessante des types d'ouvrages.

La conception d'un pont a de nombreux paramètres particulièrement liés au site, au Pays, etc..., et d'autres données qui sont classées-en :

□ Données naturelles :

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après :

■ Topographie

Il convient de disposer :

- Un levé topographique.

- Une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc....

■ Hydrologie

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître :

- le régime: - Fréquence et importance des crues.
 - Débit solide.
 - Le danger réside dans les affouillements (surtout sous les piles).

■ Données géotechniques

- La nature du sol et du sous-sol.
- La connaissance du niveau de la nappe phréatique est très importante.

□ **Données fonctionnelles**

- Le tracé en plan.
- Le profil en travers.
- Le profil en long.
- Les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles.
- Les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable).

□ **Données environnementales :**

- L'utilisation optimale des ressources naturelles.
- Préservation des aquifères et milieu aquatique.
- Conservation de la dynamique fluviale.
- Sauvegarde de la faune et flore.

Présentation du projet

I) Etat existant :

Actuellement, il existe un pont ancien qui relève de la période coloniale, avec une travée de 20m de longueur sur CW201 au Pk2+150 qui traverse l'oued, avec un accotement de 1m de part et d'autre.

II) Présentation du projet:

Le pont existant ne peut plus gérer le développement démographique de la région, donc il ne peut plus répondre aux exigences de la population de cette dernière, ce qui conduit soit au renouvellement de l'ancien pont soit de construire un nouveau pont, et comme le premier choix n'est plus possible à cause qu'il est en pierre, on passe au deuxième qui est la construction d'un nouveau pont.

Le présent projet consiste à étudier un pont en Béton Précontraint à poutres préfabriquées sous chaussée de hauteur constant le long du pont, implanté sur Oued « Haddaratz » -nominalisation française ancienne- de longueur totale $L = 36.31$ m y compris les deux murs en aîles, et à une seule travée.

① ETUDE HYDROLOGIQUE :

Qu'est-ce que l'hydrologie ?

C'est une science moderne parmi les sciences naturelles, car les ingénieurs sont été obligés à penser à l'étude des eaux de la terre.

Elle consiste essentiellement à étudier les eaux de la terre, leur origine, leur distribution et leur cheminement.

1. Cycle hydrologique :

En hydrologie l'eau présente deux formes différentes :

- L'eau considérée comme ressource naturelle.
- L'eau considérée comme agent dynamique.

Cette dernière est la plus intéressante car le caractère dynamique est responsable des problèmes : d'érosion, de sédimentation, et surtout d'inondations.

L'eau est une ressource renouvelable dont l'ensemble de transformations qu'elle subit dans la nature sont : l'évaporation, ruissèlements, infiltrations et précipitations.

2. Quelques définitions :

2.1. Le Bassin Versant :

Le territoire sur lequel l'eau par les deux voies de surface de souterrain coule dans un cours d'eau est appelé Bassin. Un bassin est limité par une ligne de partage des eaux.

L'aire du Bassin Versant est mesurée par planimétrie ou autres méthodes.

2.1.1. Caractéristiques morphométriques d'un Bassin :

□ **La surface :** la surface d'un bassin versant est définit comme la surface de projection horizontale de territoire limité par la ligne des partages des eaux. ($S = 106 \text{ Km}^2$).

□ **Longueur de Thalweg :**

On appelle un thalweg, la ligne d'intersection de deux versants s'incluant dans deux directions opposées. Il présente la ligne de pente maximale.

Pour le calcul de la longueur du thalweg il faut prendre la branche la plus longue de l'oued et la mesurer :

- Soit avec un compas.
- Soit avec un curvimètre.

La longueur de notre thalweg a été mesurée à l'aide d'une carte topographique échelle 1/200.000 et du logiciel d'hydraulique : ~MapInfo~ dont on obtient : ($L_{ce} = 15.1 \text{ Km}$).

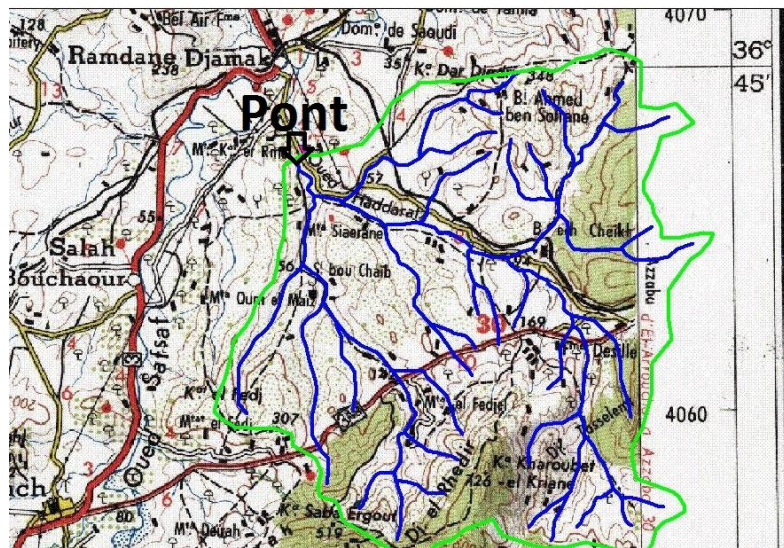


Figure 1 : Détermination des caractéristiques du Bassin Versant par le logiciel MapInfo.

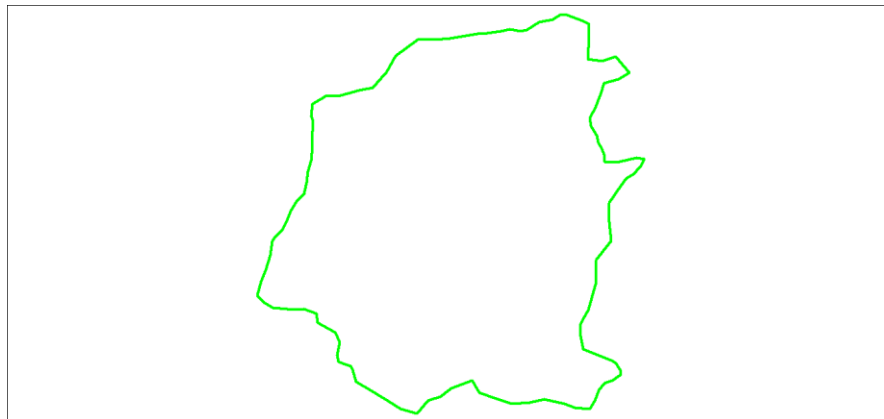


Figure 2 : Hydrographie du bassin versant.

Donc le Bassin Versant a les caractéristiques suivantes :

□ $S = 106 \text{ Km}^2$.

□ $L_{ce} = 15.1 \text{ Km}$.

□ **La largeur :** $B = \frac{S}{L_{ce}}$ D'où : $B = 7 \text{ Km}$.

Avec : B : largeur du BV.

S : Surface du BV.

L_{ce} : Longueur du cours d'eau.

- Données pluviométriques de la région :

Pluie moyenne interannuelle : $P_a = 608.9\text{mm}$.

Pluie maximale journalière moyenne : $P_{\text{max. j}} = 60.2 \text{ mm}$.

Coefficient de variation : $C_v = 0.39$.

Coefficient climatique : $b = 0.41$.

La précipitation moyenne interannuelle représente la caractéristique climatique capitale de la localité. Elle est exprimée sous forme de lame de pluie.

Code	Nom	Pluie moy (mm)
03.09.09	Ramdane Djamel	608,9

Tableau 1: Précipitations moyenne dans la région.

Les relevés climatologiques disponibles pour la région du projet sont obtenus et analysés en vue d'en tirer toutes les informations concernant surtout la pluviométrie pour station considérée comme représentative de bassin versants concernés.

Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station d'EL ARROUCH sur la période (1967-2007), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Aou.	Total
P (mm)	30,78	47,70	66,54	95,53	79,79	67,34	62,84	52,22	33,56	12,56	3,04	6,14	558,0
P(%)	5,52	8,55	11,92	17,12	14,30	12,07	11,26	9,36	6,01	2,25	0,54	1,10	100

Tableau 2 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne

3. Estimation du débit :**3.1. Calcul du débit selon Dr.LADJEL :**

$$Q_{1\%} = \frac{1}{3.6} \times (m + 1) \times \frac{E_{1\%}}{T} \times S. \quad (3)$$

Avec : $E_{1\%}$: la lame écoulé en [mm.]

m : coefficient de forme.

S : surface du bassin.

T : Durée ou temps de base de la crue.

(3) Formule de Béjaia 2000

Calcul de la lame écoulé : $E_{1\%}$

Temps de concentration :

$$T_c = \frac{L_{ce}}{V_c} = \frac{L_{ce}}{0.75 \times S^{1/5} \times I^{1/3}} \quad (4)$$

I : La pente du talweg, exprimé en : $\frac{[m]}{[Km]}$ (càd en : ‰).

$$I = \frac{\Delta H}{L_{ce}} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_{ce}}$$

$$\text{D'où : } I = \frac{600-58}{15.1} = 36 \text{ ‰.}$$

Alors le temps de concentration vaut: $T_c = 2.4$ heures.

Pluie de courte durée :

$$P_{j,1\%} = \frac{P_{max,j}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \times e^{U_{1\%} \times \sqrt{\ln C_v^2 + 1}}.$$

$P \%$	0.1 %	1 %	2 %	5 %	10 %
$U_{p\%}$	3.08	2.33	2.05	1.64	1.28

Tableau 3 : Pluie de courte durée.

$$U_{1\%} = 2.33.$$

$$\text{D'où : } P_{j,1\%} = 134.78 \text{ mm.}$$

$$P_{tc,1\%} = P_{j,1\%} \times \left(\frac{T_c}{24} \right)^b$$

$$\text{D'où : } P_{tc,1\%} = 52.44 \text{ mm.}$$

$$E_{1\%} = \alpha_{1\%} \times P_{tc,1\%}.$$

$$\alpha_{1\%} = 1 - (P_{tc,1\%})^{n-1}.$$

$$n = 1 - \frac{C_{p\%}}{\ln P_{tc,1\%}}.$$

$$C_{1\%} = C_{50\%} \times e^{a \times U_{1\%}}$$

A partir des abaques : $C_{50\%} = 0.30$; $a = 1.42$; $T_0 = 4$ heures (pour la willaya de SKIKDA).

(4) Formule de BEFANI

$$\underline{\text{D'où :}} \quad C_{1\%} = 8.2$$

$$n = -1.07$$

$$\alpha_{1\%} = 0.99$$

$$E_{1\%} = 52.42$$

$$m = (S + 1)^{1/5}$$

$$\underline{\text{D'où :}} m = 2.54$$

$$T_m = \frac{T_0 + t_c}{2}$$

$$T_m = 3.2 \text{ Heures.}$$

$$T = 2 \times T_m + T_c$$

$$\underline{\text{D'où :}} T = 8.8 \text{ heures.}$$

$$Q_{1\%} = \frac{1}{3.6} \times (m + 1) \times \frac{E_{1\%}}{T} \times S \quad (5)$$

$$\underline{\text{Donc :}} Q_{1\%} = 620.9 \text{ m}^3 / \text{s}.$$

2 ETUDE HYDRAULIQUE :

À partir du levé topographique et du tracé de l'ouverture d'oued sur autocade, on peut déduire les caractéristiques suivantes :

$H [m]$	$S [m^2]$	$P [m]$	$R [m]$	V	$Q = V \times S [m^3]$
1	9.0767	31.3439	0.2896	4.1526	37.92
2	29.8780	52.8929	0.5649	6.4828	193.69
3	61.6891	75.2342	0.8199	8.3105	512.67
3.5	81.7631	86.6183	0.9439	9.1286	746.38
4	104.6034	98.0160	1.0672	9.9072	1036.33

Tableau 4 : Caractéristique de l'ouverture de l'oued.

$$\text{Avec : } \begin{cases} R = \frac{S}{P} \\ V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times i^{1/2} \\ i = 36 \text{ ‰} = 0.036. \\ n = 0.02 \end{cases}$$

S : La section mouillée.

P : Le périmètre mouillé.

R : Le rayon hydraulique.

V : La vitesse d'écoulement.

i : La pente du terrain.

n : Coefficient constant.

Donc le niveau maximum des eaux est de : $h = 3.50 \text{ m}$.

Selon le guide technique SETRA (COURS D'EAU ET PONTS), la revanche minimale pour laisser passer les corps flottants allant en général de 0,50 m à 1 mètre. En raison de sécurité, nous allons prendre 1m.

II.1. Choix de type de l'ouvrage :

Le choix d'un type d'ouvrage appuie essentiellement sur une vue technique et économique dont l'ouvrage choisis doit être capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleurs et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. Cette opération fait appel à l'expérience et la connaissance de l'ingénieur, et ne peut pas être automatisée vue la complicité et la variété des problèmes et l'évaluation incessante des types d'ouvrages " nouvelles méthodes, exécution, nouvelles formes d'ouvrages, nouveaux matériaux"

Il est donc nécessaire d'être au courant de toutes les variations des prix et du chargement dans les domaines cités précédemment.

II.2. Elaboration des variantes :

II.2.1. Différents types d'ouvrages :

Il existe plusieurs catégories de ponts (voir tableau ci-après):

Type de pont	Définition	Avantages	Inconvénients
Ponts en béton armé	Le tablier est constitué de poutres longitudinales espacées de 3 à 4m et elles sont solidarisiées entre eux par des entretoises sur appuis et en travées et par un hourdis formant une couche de roulement	<ul style="list-style-type: none"> - Portée allant de 10 à 20m - Economique - Entretien réduit - Durabilité - Exécution facile - Bonne résistance aux chocs 	<ul style="list-style-type: none"> - Complication des coffrages - La structure est très rigide et sensible aux tassements différentiels. - Mal résistance aux séismes - tablier lourd.
Ponts métallique	Constitue des poutres longitudinales espacées de 3 à 4m et elles sont solidarisiées entre eux par des entretoises sur appuis et en travées.	<ul style="list-style-type: none"> - Pas de coffrages et moins d'échafaudages. - possibilité de préfabrication 	<ul style="list-style-type: none"> - prix élevé. - main d'œuvre qualifiée et surveillance très sévère. - entretien périodique
Ponts à poutres en béton précontraint	Le tablier constitué de poutres longitudinales en béton précontraint qui sont utilisées pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de 8 à 50m avec seulement des entretoises d'abouts.	<ul style="list-style-type: none"> - Une meilleure utilisation de la matière. - Les armatures ont une haute limite élastique. - L'effort de précontraint agissant en sens inverse des charges extérieures. - La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages. - Offre des grandes portées. - Economiser le béton. - Légers par rapport aux ponts à poutres en béton armé. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite un savoir-faire. - L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.

Tableau (II -1) : Différents types des ponts et leurs applications.

On a fait une comparaison entre ces variantes de point de vue économique, technique et même esthétique, respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement.

Après avoir faire cette comparaison des variantes on a choisit le pont à poutres en béton précontraint, d'une seule travée, de portée de 24m, avec une largeur totale du pont de 10m, dont :

- Chaussées : 7.00 m.
- Trottoirs : 2 x 1.50 m.

1. Caractéristiques du pont :

La longueur totale de la poutre (béton précontraint) $L = 25 \text{ m}$.

Largeur total du tablier : $l = 10 \text{ m}$.

Largeur trottoirs : $l_t = 2 \times 1,50 \text{ m}$.

Largeur roulable : $l_r = l_c = 7,00 \text{ m}$.

Nombre de voies : $n = 2 \text{ voies}$.

Largeur d'une voie : $l_v = 3.50 \text{ m}$.

Classe du pont : pont de 1^{ère} Classe.

2. Prédimensionnement de la poutre :

La section transversale des ponts à poutres sous chaussée dépend essentiellement du mode de construction envisagé, la forme de la poutre sera différent selon que l'ouvrage est destiné à être coulé en place sur cintre, ou bien l'on a envisagé la préfabrication.

En pré-tension les sections des poutres les plus utilisées sont les sections rectangulaires ou on I dont l'espacement peut varier de 60cm à 1m et elles sont généralement solidarisiées par une dalle générale coulée en place.

Pour $L > 15 \text{ m}$ les sections performants sont les sections en forme de I en zone courantes, et rectangulaires aux voisinages des appuis (pour résister à l'effort tranchants) la dalle reliant les poutres est généralement en béton armé dont l'épaisseur est comprise entre (16cm et 20cm).

□ Hauteur des poutres :

Selon les recommandations de SETRA, la hauteur des poutres PRAD est déterminée à partir de l'élancement par la formule : $\frac{H_t}{L} = \frac{1}{18}$ ⁽¹⁾

Avec :

H_t : la hauteur totale du tablier

L : portée de travée

Et on prend une épaisseur moyenne de la dalle de 20cm donc : $H_t = \frac{L}{18} = \frac{25}{18} \approx 1.388 \text{ m}$.

Selon G.DREUX, et pour les ponts à poutres ($L \geq 20 \text{ m}$) :

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq H_t \leq \frac{L}{20} + 0.50 \quad (2).$$

$$1.05 \leq H_t = 1.388 \leq 1.75 \dots\dots\dots \text{équation vérifié.}$$

D'où la hauteur des poutres vaut :

$$H_p = H_t - 0.2 = 1.388 - 0.2 \approx 1.188 \text{ m}.$$

(1) Conception des ponts J. A CALGARO P10 ... (2) Pratique du Bp G. DREUX P135

□ Épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme est dimensionnée de telle sorte qu'elle respecte les conditions suivantes:

- La résistance à l'effort tranchant.
- Facilite le bétonnage et éventuellement la vibration.
- Enrobage convenable pour les armatures de précontrainte.
- Limitation de la contrainte de cisaillement à une contrainte admissible.

Elle est d'autant plus importante sur appuis ou l'effort tranchant est maximal:

-D'après G.DREUX:

Valeur moyenne courante : $b_0 = 20 \text{ cm}$.

Valeur minimale au milieu : $b_0 = 9 \text{ cm} + \frac{H_t (\text{en cm})}{40}$

D'où : $b_0 = 12.75 \text{ cm}$.

Donc : $12.75 \text{ cm} \leq b_0 \leq 20 \text{ cm}$. On adopte : $b_0 = 15 \text{ cm}$.

□ Le nombre des poutres :

$N = \frac{L_a}{d} + 1$. D'où : $N = 9$ poutres.

L_a : entraxe entre les poutres d'extrémités : $L_a = 8.8 \text{ m}$.

d : entraxe entre deux poutres.

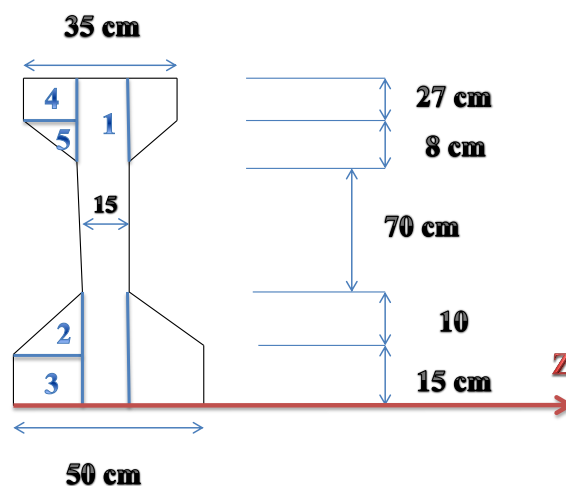
□ La largeur de talon :

$0.50 \leq L_t \leq 0.80 \text{ m}$. On prend largeur de talon : $L_t = 50 \text{ cm}$.

□ L'épaisseur de talon : On prend $E_t = 15 \text{ cm}$.

Donc, selon le prédimensionnement précède et le catalogue des produits existants, les poutres prendront les caractéristiques suivantes:

3. Caractéristique géométrique de la poutre seule: Section médiane :



Section i = 1 ~ 5	Dimension		B _i (cm ²)	Z _i (cm)	S _i = B × Z _i (cm ³)	I _{0i} (cm ⁴)	I _i = I ₀ + B × Z _i ² (cm ⁴)
	x	y					
1	15	130	1950	65	126750	2746250	10985000
2 × 2	17.5	10	87.5 × 2	18.33	1603.88 × 2	486.11 × 2	29885.14 × 2
3 × 2	17.5	15	262.5 × 2	7.5	1968.75 × 2	4921.875 × 2	19687.5 × 2
4 × 2	10	27	270 × 2	116.5	31455 × 2	16402.5 × 2	3680910 × 2
5 × 2	10	8	40 × 2	100.33	4013.33 × 2	142.22 × 2	402786.58 × 2
B _{totale}			3270				
S/Z _{totale}					204832.5		
I/Z _{totale}							19251538.44

Tableau 3 calcul des caractéristiques géométriques de la section médiane de la poutre.

B_i : la section.

Z_i : distance entre le centre de gravité de la section i (1~5), et l'axe Z

S_i : moment statique de la section i para port à l'axe Z.

I_{0i} : moment d'inertie propre de la section i.

Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{b.h^3}{12}$

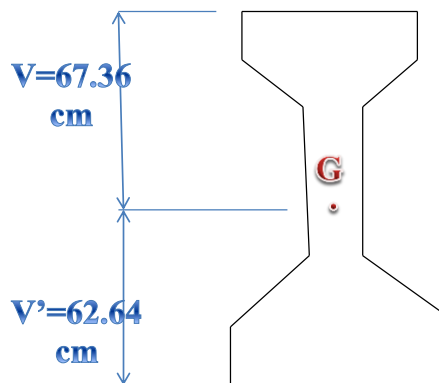
Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{b.h^3}{36}$

I_i : moment d'inertie finale.

Le centre de gravité vaut :

$$V' = \frac{S}{B} = 62.64 \text{ cm.}$$

$$V = H_p - V' = 67.36 \text{ cm.}$$

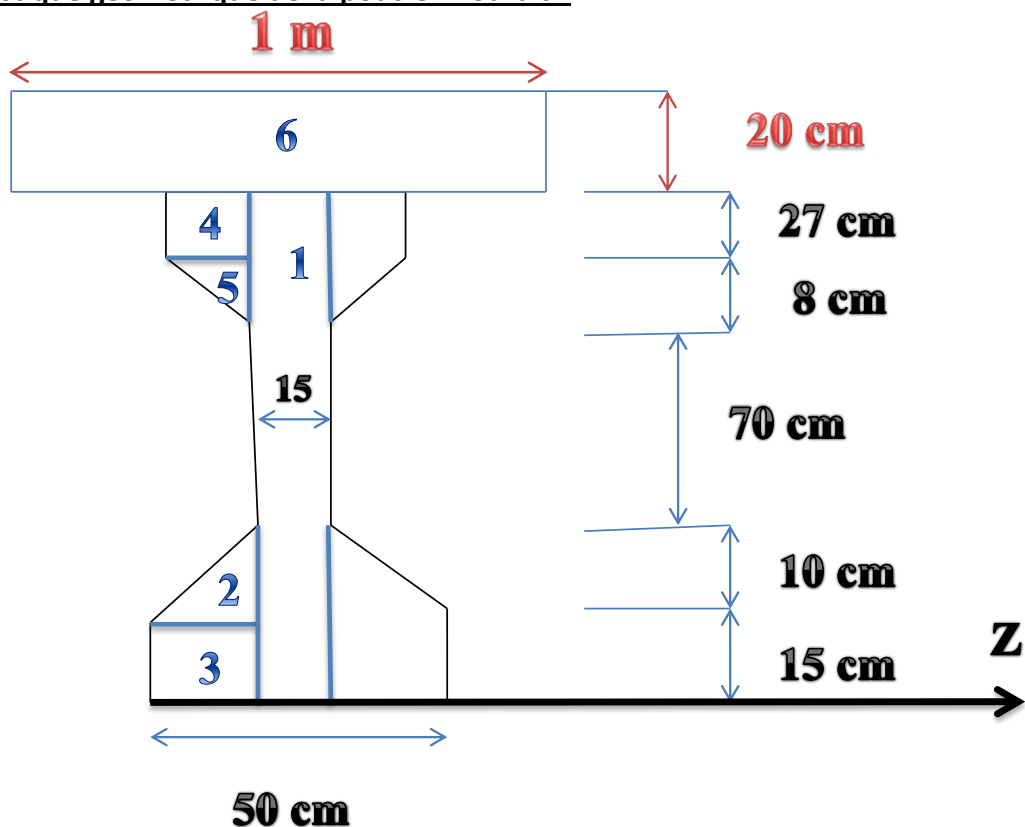


$$I_g = I - S \times V' \quad (4) \Rightarrow I_g = 6420830.64 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{I_g}{V \cdot V' \cdot B} \quad (5) \Rightarrow \rho = 0.4654 = 46.54 \% .$$

(4), (5) : Pratique du Bton Précontraint ... GEORGE DREUX P141

4. Caractéristique géométrique de la poutre +hourdis :



Section	Dimension		B_i (cm ²)	Z_i (cm)	$S_i = B \times Z_i$ (cm ³)	I_{oi} (cm ⁴)	$I_i = I_0 + B \times Z_i^2$ (cm ⁴)
	x	y					
Section poutre			3270	62.64	204832.5		19251538.44
Section hourdis	100	20	2000	140	280000	66666.667	39266666.67
B			5270				
S/Z					484832.5		
I/Z							58518205.11

Le centre de gravité vaut :

$$V' = \frac{S}{B} = 92 \text{ cm.}$$

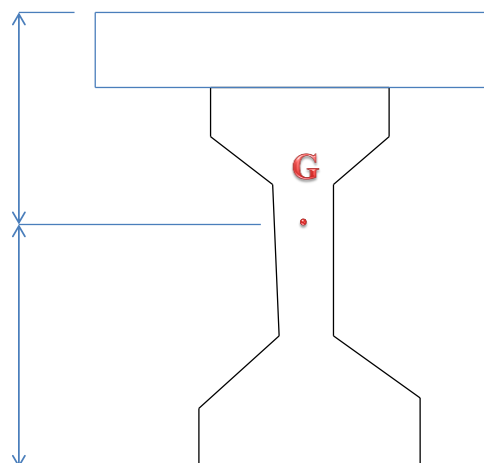
$$V = H_p - V' = 48 \text{ cm.}$$

$$I_g = I - S \times V' = 13913615.11 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{I_g}{V \cdot V' \cdot B} = 0.5979 = 59.79 \%$$

$$V = 48$$

$$V' = 92$$



Evaluation des charges

1. Détermination de la charge permanente :

1.1 Ossature résistante : (Poutre + hourdis)

-Poids propre d'une poutre : $P = \gamma_{bp} \times B_p \times L_p$

γ_{bp} : Poids volumique (densité) du béton précontraint, supposée égale à 2.4 t/m^3 .

B_p : La section transversale de la poutre. ($B_p = 3525 \text{ cm}^2$).

L_p : La portée de la poutre. ($L = 25 \text{ m.}$).

$$P_{1p} = 21.15 \text{ t.} \Rightarrow P_{1p/ml} = 21.15/25 = 0.846 \text{ t/ml.}$$

-Poids propre totales des poutres :

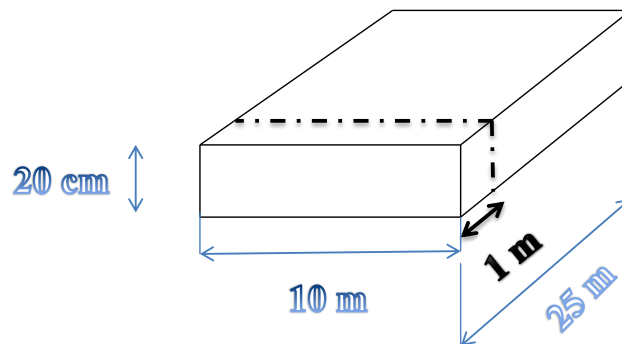
$$P_{p \text{ totale}} = n P_p. \Rightarrow P_{9p} = 190.35 \text{ t.}$$

-Poids propre des poutres par mètre linéaire :

$$P_{p/1 \text{ ml}} = \frac{P_{p \text{ totale}}}{L}. \Rightarrow P_{p/1 \text{ ml}} = 7.614 \text{ t/ml.}$$

-poids propre de la dalle :

$$P_d = \gamma_b \times B_d \times L_d. \Rightarrow P_d = 125 \text{ t.}$$



-Poids propre de la dalle par mètre linéaire :

$$P_{d/1 \text{ ml}} = \gamma_b \times (L_r \times e) \times 1$$

γ_b : Poids volumique (densité) du béton, supposé égale à 2.5 t/m^3 .

L_d : La portée de la dalle. ($L = 25 \text{ m.}$).

L_r : La largeur de la dalle. ($L = 10 \text{ m.}$).

e : épaisseur de la dalle.

$$\text{D'où :} \quad P_{d/1 \text{ ml}} = 5 \text{ t/ml.}$$

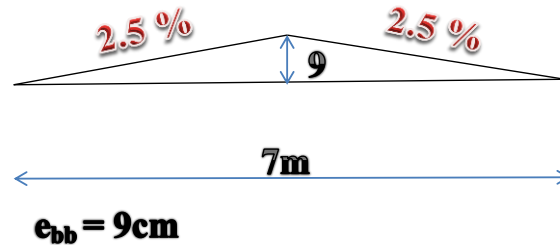
D'où : le poids totale de l'**ossature résistante** est : $190.35 + 125 = 315.35 \text{ t.}$

1.2 Superstructure :

1.2.1 chaussé :

a - Poids de revêtement :

L'épaisseur du revêtement pour une pente de 2.5 % : $e = 2.5 \times 3.5 \approx 9 \text{ cm}$.



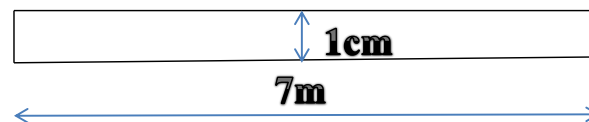
$$P_1 = 2 \times \text{surface} \times \gamma_{bb} = 2 \times \left[\frac{(3.5 \times 0.09)}{2} \right] \times 2.2 = 0.693 \text{ t/ml.}$$

$$P_{1\text{totale}} = P_1 \times L = 0.693 \times 25 = 17.325 \text{ t.}$$

b - Poids d'étanchéité :

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie, eau de lavage et surtout eau chargée de sels anti verglas) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé.

Pour cela, on recourt généralement à une chape d'étanchéité disposée sur la dalle de béton). Si la circulation est faible, une couche de 10 mm d'un mélange d'asphalte et de bitume peut donner de bons résultats. Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à l'exécution pour que la chape soit réellement imperméable et durable. Et tant que notre chemin est un chemin de willaya, une couche de 10mm est satisfaisante.



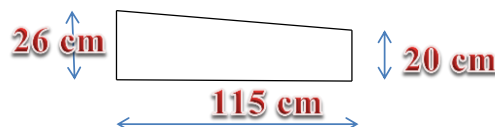
$$P_2 = \text{surface} \times \gamma_{\text{bitume+asphalte}} = (0.01 \times 7) \times 2.75 = 0.7925 \text{ t/ml.}$$

$$P_{2\text{totale}} = P_2 \times L = 0.7925 \times 25 = 19.8125 \text{ t.}$$

1.2.2 Poids des trottoirs : (comprend les corniches)

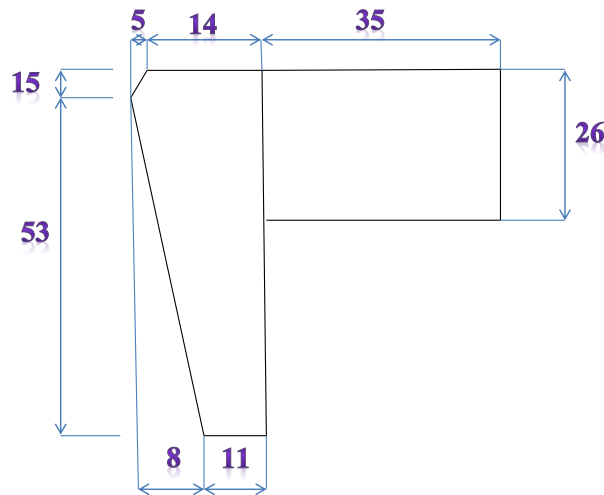
-poids d'un seul trottoir :

a- Poids de bordure de trottoir :



$$P_{1\text{bordure}} = \text{surface} \times \gamma_b = \left(0.2 \times 0.115 + \frac{0.06 \times 1.15}{2} \right) \times 2.4 = 0.6348 \text{ t/ml.}$$

b - Poids de la corniche :



$$\text{Surface} = 0.35 \times 0.6 + 0.53 \times 0.11 + 0.14 \times 0.15 + 0.05 \times 0.15 + 0.08 \times 0.53 = 0.2202 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{corniche}} = \text{surface} \times \gamma_b = 0.2202 \times 2.4 = 0.52848 \text{ t/ml.}$$

Or, le poids du trottoir vaut :

$$P_{\text{trottoir/ml}} = P_{\text{bordure}} + P_{\text{corniche}} = 1.16328 \text{ t/ml.}$$

$$P_{\text{trottoir}} = P_{\text{trottoir/ml}} \times L = 1.16328 \times 25 = 29.082 \text{ t.}$$

$$\text{Gard corps : } P = 0,05 \times 2 = 0,1 \text{ t/ml. } P = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ t.}$$

D'où : le poids de **la superstructure** est :

$$\begin{aligned} & \text{Revêtement} + \text{étanchéité} + 2 \text{ trottoirs (2bordures+2corniches)} + \text{Gard corps} \\ & 17.325 + 19.8125 + 2 \times 29.082 (2 \times 15.87 + 2 \times 13.212) + 2.5 = 97.8015 \text{ t.} \end{aligned}$$

Donc, le poids de tablier sera :

$$\text{Ossature résistante} + \text{superstructure} = 315.35 + 97.8015 = 413.15 \text{ t.}$$

$$\mathbf{G_{\text{tablier}} (t) = 413.15 \text{ t.}}$$

$$G/\text{ml} = \frac{413.15}{25} = 16.526 \text{ t/ml.}$$

$$\begin{cases} R = (G/\text{ml} \times L)/2 = 206.575 \text{ t.} \\ M = (G/\text{ml} \times L^2)/8 = 1291.09 \text{ t.m.} \end{cases}$$

2. Calcul des surcharges :

a) Système de charge A(L) :

Caractéristique de l'ouvrage :

La chaussée est encadrée par 02 bordures donc la largeur chargeable L_c est confondue avec la largeur roulable $L_c = L_r = 7 \text{ m.}$

$$\text{Le nombre de voies : } n = \text{Partie Entière} \left[\frac{L_c}{3} \right] = 2 \text{ voies.}$$

IV | Etude Du Tablier

La largeur de voie : $V = \frac{L_c}{n} = 3.5 \text{ m}$.

$L_c = 7\text{m} \geq 7$ Pont de première classe.

$A = a_1 \cdot A_1(l) \cdot a_2 \dots$ Pour les portées : $L \leq 200 \text{ m}$.

Avec :

- $A_1(l) = 2.3 + 360/(l + 12) = 2.3 + 360/(25 + 12) = 12.03 \text{ KN/m}^2$.
- a_1 : Coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
- a_2 : Coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont et de la largeur de voie.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	> 5
1 ^{er} Classe	1	1	0,90	0,75	0,70
2 ^{ème} Classe	1	0,9			
3 ^{ème} Classe	0,9	0,8			

Tableau2.1 : les valeurs du Coefficient a_1 .

D'où : $a_1 = 1$, pour les deux cas de charges.

$$a_2 = \frac{V_0}{V}.$$

V : Largeur de voir : $V = 3.5 \text{ m}$.

Classe du pont	V_0
1 ^{er} Classe	3.5
2 ^{ème} Classe	3.0
3 ^{ème} Classe	2.75

Tableau2.2 : les valeurs du Coefficient V_0

D'où : $a_2 = 1$.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour 1voie chargée : } A(l) = A_1(l) \times a_1 \times a_2 \times \frac{L_c}{2} = 12.03 \times 1 \times 1 \times 3.5 = 42.105 \text{ KN/ml.} \\ \text{Pour 2voies chargées : } A(l) = A_1(l) \times a_1 \times a_2 \times L_c = 12.03 \times 1 \times 1 \times 7 = 84.21 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Réaction sur appui (culée) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour 1 voie chargée : } R_c = A(l) \times \frac{L}{2} = 42.105 \times \frac{25}{2} = 526.31 \text{ KN.} \\ \text{Pour 2 voies chargées : } R_c = A(l) \times \frac{L}{2} = 84.21 \times \frac{25}{2} = 1052.62 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour 1 voie chargée : } M = A(l) \times \frac{L^2}{8} = 42.105 \times \frac{25^2}{8} = 3289.45 \text{ KN.m.} \\ \text{Pour 2 voies chargées : } M = A(l) \times \frac{L^2}{8} = 84.21 \times \frac{25^2}{8} = 6578.91 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

	Une seule voie chargée	Deux voies chargées
Réaction R [KN]	526.31	1052.62
Moment M [KN.m]	3289.45	6578.91

Tableau récapitulatif.2.3

b) Système de charge B

D'après le FASCICULE 61 – TITRE II, le système B comprend 3 systèmes distincts : B_c, B_t et B_r. Il représente notamment des camions, des essieux, et des roues isolées.

□ **Système B_c** : Il se compose de deux camions type à trois essieux et ayant un poids de 30 t. Il est pondéré par un coefficient b_c dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Il est donné dans le tableau ci-dessus :

Tableau.2.4

Nombre de voies chargées	b _c
1	1,2
2	1,1

- **Longitudinalement** : le nombre de camion est limité à deux (voir Figure 1)
- **Transversalement** : Autant de convois que de voies (voir Figure2).

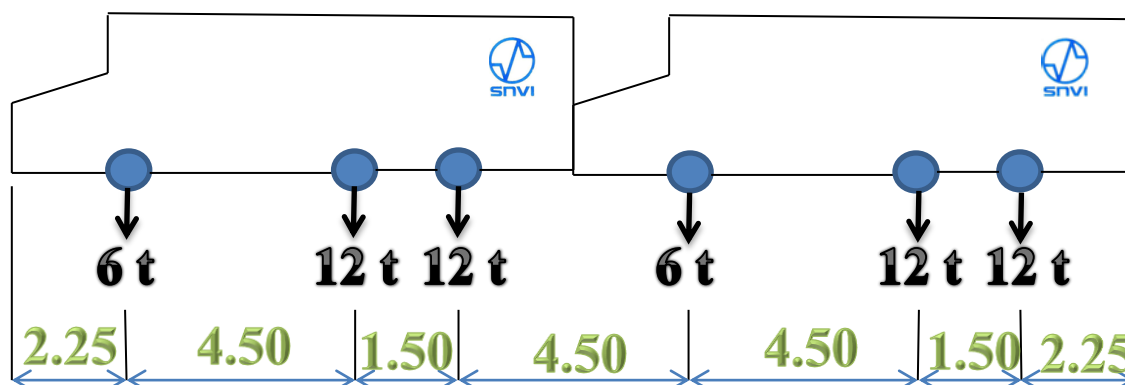


Figure 1 : système B_c Longitudinalement.

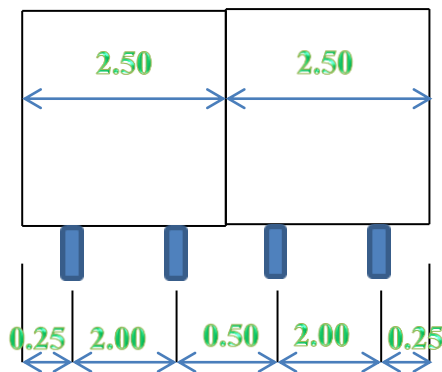


Figure2 : Transversalement.

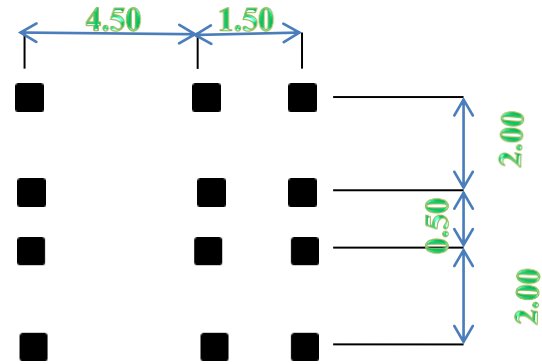


Figure3 : En plan

□ Système B_t :

Ce système se compose de deux essieux tandems de 16t chacun, on dispose un camion longitudinalement et deux camions au maximum transversalement. (Figure 4) et (Figure 5) respectivement.

-Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe.

-Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal.

Le système B_t est pondéré par un coefficient b_t qui dépend de la classe de pont.

Pont 1^{ère} classe → b_t = 1.

Pont 2^{ème} classe → b_t = 0,9.

Fig. 4 : Longitudinalement:

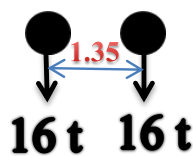


Fig. 5 : Transversalement :

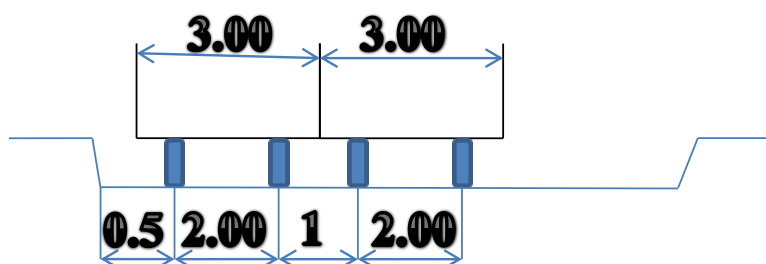
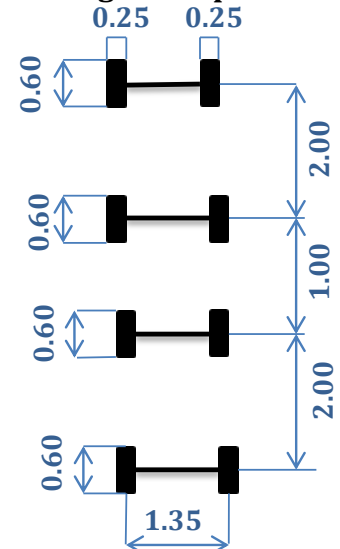


Fig. 6 : En plan:



□ Système B_r : se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de (60x30) (cm) .Le sous-système Br est frappé du même

coefficient de majoration dynamique que B_t (Figure 7).

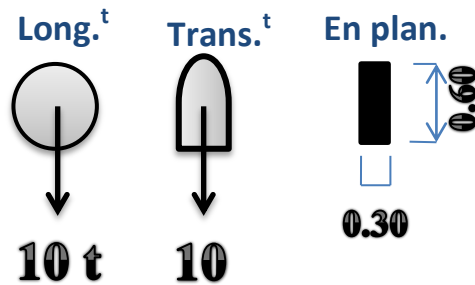


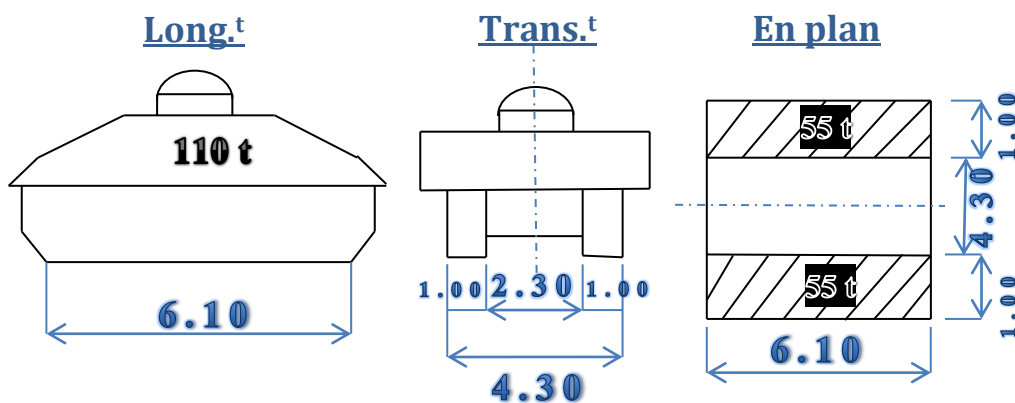
Figure 7 : Système B_r .

Remarque : les trois systèmes B_c ; B_t ; B_r doivent être multipliés par un coefficient de majoration dynamique δ_B .

c) Système de charge militaire MC120 :

C'est un système à deux chenilles qui a le poids de 110 t, chaque chenille a une surface de contact de $(6.1 \times 1) m^2$ ce qui engendre une charge répartie de :

$$q_{M_{c120}} = \frac{110}{6.10} = 18.032 \text{ t/ml}$$



- Longitudinalement :

La distance libre entre les points de contact de deux véhicules successifs avec la chaussée doit être au moins égale à 30,5 m.

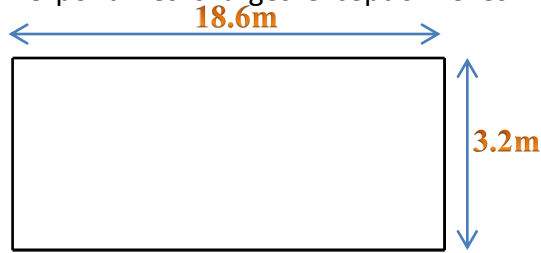
- Transversalement : Un seul convoi est supposé circuler sur la chaussée.

Le système : M_{c120} est majoré par un coefficient de majoration dynamique δ_M .

d) Surcharge exceptionnelle D_{240} : D'après le FASCICULE 61 – TITRE II :

Un seul convoi est supposé circuler sur le pont. Les charges exceptionnelles ne sont pas majorées.

$$q_{D_{240}} = \frac{240}{18.6} = 12.903 \text{ t/ml.}$$



e) Surcharges des trottoirs :

Pour la justification des fermes maitresses qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé.

On applique sur les trottoirs une charge uniforme de 0.15 t/m^2 .

$$q/\text{ml} = 1.50 \times 0.15 = 0.225 \text{ t/ml} \quad \text{Pour chaque trottoir.}$$

$$q/\text{ml} = 1.50 \times 0.15 \times 2 = 0.450 \text{ t/ml.} \quad \text{Pour les 02 trottoirs.}$$

3. Calcul de la réaction sur culée :

3.1 dû aux trottoirs

Pour une Trottoir :

$$R_c = 0.225 \times 25/2 = 2.81 \text{ t.}$$

Pour deux Trottoirs :

$$R_c = 0.450 \times 25/2 = 5.62 \text{ t.}$$

3.2 dû au Système B_c :

Détermination du coefficient de majoration dynamique :

Les systèmes B (B_c , B_t , B_r) et MC120 sont majorés par un coefficient de majoration dynamique noté δ , calculé par la formule suivante :

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

Avec : L : la longueur chargée ($L = 25 \text{ m.}$).

G : charge permanente sur l'élément concerné. $G_{\text{tablier}}(t) = 413.15 \text{ t.}$

S : charge maximale qui en peut appliquer sur le tablier de cette travée.

● **Pour une File (n=1) :**

Nbre de camions Long^t

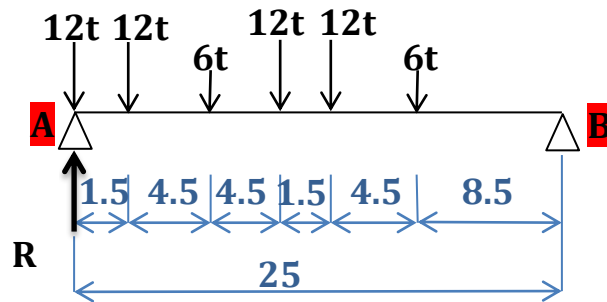
$$S = (2) \times 30 \times (1) \times (1.2) = 72 \text{ t.}$$

Nbre de files

coefficient de pondération b_c

$$\delta_{bc} = 1.09.$$

Calcul de la réaction max (sur culée) :



$$R \times 25 = 12 \times 25 + 12 \times 23.5 + 6 \times 19 + 12 \times 14.5 + 12 \times 13 + 6 \times 8.5 = 1077.$$

D'où : $R = 43.08 \text{ t} = 430.8 \text{ KN}.$

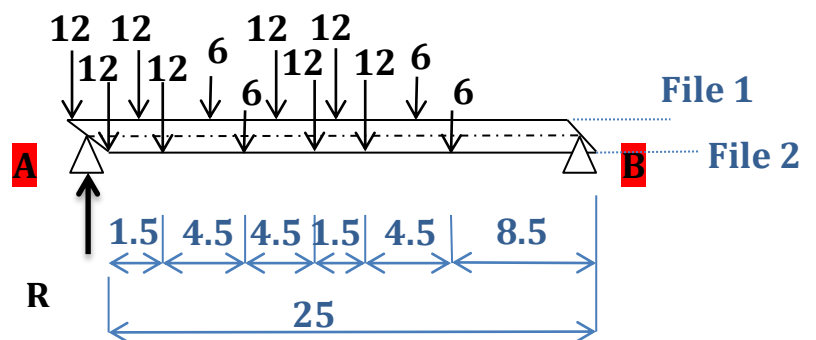
$$R_{max} = n \times R \times b_c \times \delta = 56.348 \text{ t}.$$

- Pour deux Files (n=2) :

$$S = 2 \times 30 \times 2 \times 1.1 = 132 \text{ t}.$$

$$\delta_{bc} = 1.11$$

Calcul de la réaction max (sur culée) :



$$R \times 25 = 24 \times 25 + 24 \times 23.5 + 12 \times 19 + 24 \times 14.5 + 24 \times 13 + 12 \times 8.5 = 2154.$$

D'où : $R = 86.16 \text{ t} = 861.6 \text{ KN}.$

$$R_{max} = n \times R \times b_c \times \delta = 105.2 \text{ t}.$$

3.3 dû au Système B_t:

Réaction maximale : $R_c = n \times \delta \times b_t \times b_c \times R_c.$

Pont 1^{ère} classe $\rightarrow b_t = 1.$

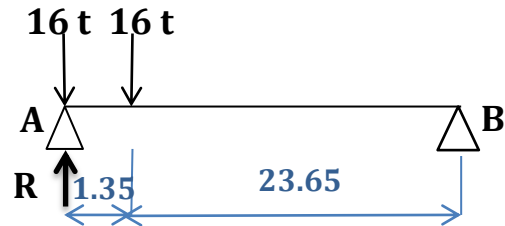
- Pour un tandem de système B_t :

$$S = 2 \times 16 \times 1 \times 1 = 32 t.$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{413.15}{32}} = 10.8$$

$$R = \frac{1}{25} (16 \times 25 + 16 \times 23.65) = 31.136t.$$

$$R_{max} = 1.00 \times 1.08 \times 31.136 = 33.62t.$$



- Pour deux tandems de système B_t :

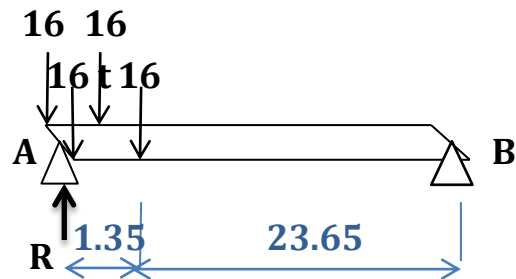
$$S = 2 \times 16 \times 2 \times 1 = 64 t.$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{413.15}{64}}$$

$$= 1.089.$$

$$R = \frac{1}{25} (32 \times 25 + 32 \times 23.65) = 62.27t.$$

$$R_{max} = 2 \times 1.00 \times 1.089 \times 62.27 = 135.63t.$$



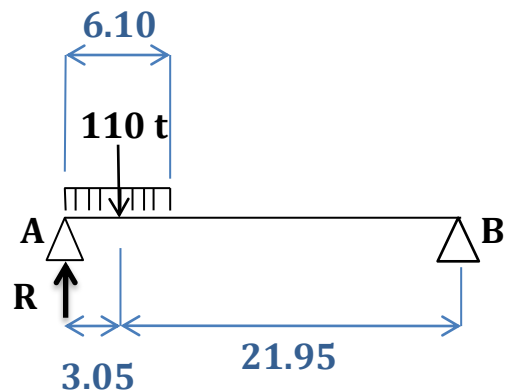
3.4 dû au Surcharge M_{c120} : $S=110 t$

$$\delta_M = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{413.15}{110}} = 1.10.$$

Réaction sur culée :

$$R_c = \frac{(110 \times 21.95)}{25} = 96.58 t.$$

$$R_{max} = 1.10 \times 96.58 = 106.24 t.$$



DESIGNATION		R _c (t)
Charge permanente		206.575
Surcharge A(l)	01 voie	52.63
	02 voies	105.26
Surcharge B _c	01 file	43.08
	02 files	210.4
Surcharge B _t	01 tandem	33.62
	02 tandems	135.63
Surcharge M _c 120		106.24
Surcharge D240		150.72
Surcharge trottoirs	01 trottoir	2.81
	02 trottoirs	5.62

Tableau récapitulatif des réactions d'appuis.

4. Calcul des éléments de réductions dû aux charges :

$$V(x) = R_a - G \cdot X$$

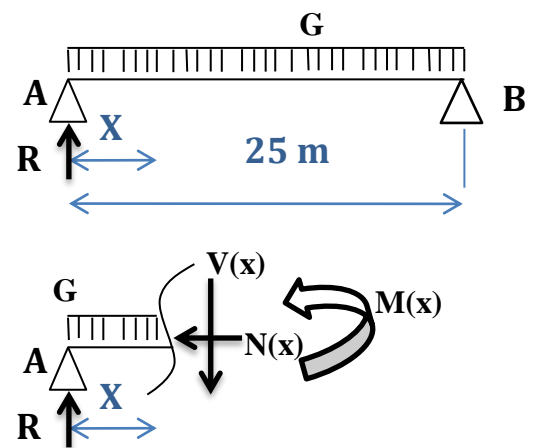
$$M(x) = R_a \cdot X - G \cdot \frac{X^2}{2}$$

4.1 Poutre seule:

$$G_{1P} = 0.846 \text{ t/ml.}$$

$$R_a = R_b = 10.575 \text{ t.}$$

Sections (X)	V [t]	M [t.m]
0	10.57	0
L/4	5.28	49.57
L/2	0	66.09



4.2 La dalle : G_d = 5 t/ml.

Désignation Sections (X)	V [t]	M [t.m]	R _a [t]
0	62.5	0	62.5
L/4	31.25	292.97	
L/2	0	390.62	

4.3 Superstructure : G_s = 3.91 t/ml.

	V [t]	M [t.m]	R _a
0	48.88	0	48.88
L/4	24.44	229.10	
L/2	0	305.47	

Tableau récapitulatif des M, V et R :

Désignation	Sections (X)	V [t]	M [t.m]	R _a
Tablier	0	206.51	0	206.51
	L/4	103.21	968.2	
	L/2	0	1290.9	

5. Calcul du moment dû aux surcharges par le théorème de BARRE :

A) Surcharge A (I):

	Une seule voie chargée	Deux voies chargées
Réaction R [KN]	526.31	1052.62
Moment M [KN.m]	3289.45	6578.91

B) Surcharge sur trottoir:

Un trottoir chargé: $S_t = 0.15 \times 1.5 = 0.225$ t/ml.

Pour Notre cas il y a deux trottoir donc: $S_t = 2 \times 0.225 = 0.45$ t/ml.

$$M_{\max} = 0.45 \times \frac{L^2}{8} = 35.15 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre : $M_0 = M_{\max} / 9 = 3.91 \text{ t.m}$

C) Surcharge B:

C1. Surcharge B_c:

Théorème de BARRE : Le moment est maximal au droit d'un essieu lorsque ce dernier et la résultante du convoi sont symétriques par rapport au milieu de la poutre et que l'essieu trouvée vérifie la double inégalité :

$$R = \sum P_i = \text{Résultante des charges concentrées.} \quad P_i^g \leq \frac{R \cdot X_s}{L} \leq P_i^g + P_K$$

$$a_r = \frac{\sum (P_i \times a_i)}{\sum P_i}$$

a_r : Position de la résultante par rapport à l'essieu P_i .

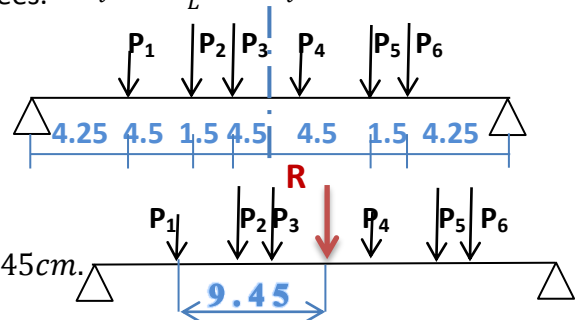
P_i : Intensité de chaque charge.

a_i : Position de chaque essieu par rapport à P_i .

$R = 60$ t.

$$a_r = \frac{P_1 \times 0 + P_2 \times 4.5 + P_3 \times 6 + P_4 \times 10.5 + P_5 \times 15 + P_6 \times 16.5}{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6} = 9.45 \text{ cm.}$$

La résultante R se situe entre P_3 et P_4 .



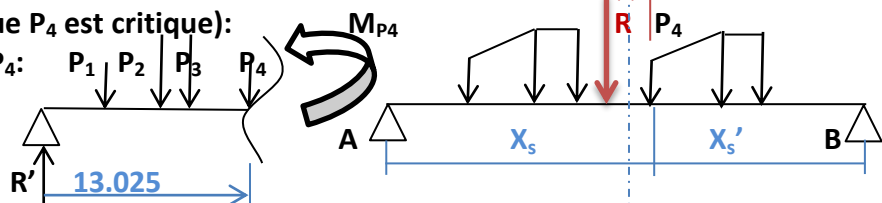
Calcul du moment en utilisant la méthode classique :

① **P₄ critique (supposer que P₄ est critique):**

Calcul du moment au P₄:

Calcul de R' :

$$\sum M_{/B} = 0.$$



$$R' \times 25 = P_1 \left(\frac{25}{2} + \frac{1.05}{2} + 3.45 + 1.5 + 4.5 \right) + P_2 \times 17.975 + P_3 \times 16.475 + P_4 \times 11.975 + P_5 \times 7.475 + P_6 \times 5.975$$

$$= 781.5 \longrightarrow R' = 31.26 \text{ t.}$$

$$M_{P_4} = R' \times 13.025 - P_1 \times 10.5 - P_2 \times 6 - P_3 \times 4.5 = 218.16 \text{ t.m.}$$

• Pour une voie chargée: $b_c = 1.2$ $\delta_{bc} = 1.09$.

$$M_{\max} = 218.16 \times 1.2 \times 1.09 = 285.35 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre : $M_0 = M_{\max} / 9 = 31.70 \text{ t.m}$

- Pour deux voies chargées: $b_c = 1.1$ $\delta_{bc} = 1.11$

$$M_{\max} = 2 \times 218.16 \times 1.1 \times 1.11 = 532.74 \text{ t.m.}$$

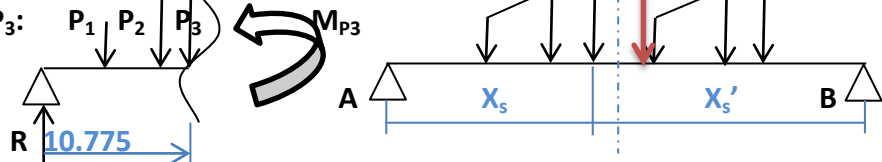
Moment revenant de chaque poutre : $M_0 = M_{\max} / 9 = 59.19 \text{ t.m}$

- ② **P₃ critique (supposer que P₃ est critique):**

Calcul du moment au P₃:

Calcul de R':

$$\sum M_{/B} = 0.$$



$$R' \times 25 = P_1 \left(\frac{25}{2} + \frac{3.45}{2} + 1.5 + 4.5 \right) + P_2 (20.225 - 4.5) + P_3 (15.725 - 1.5) + P_4 \times 9.725 + P_5 \times 5.225 + P_6 \times 3.725$$

$$= 646.5 \longrightarrow R' = 25.86 \text{ t.}$$

$$M_{P_3} = R' \times 10.775 - P_1 \times 6 - P_2 \times 1.5 = 224.64 \text{ t.m.}$$

- Pour une voie chargée: $b_c = 1.2$ $\delta_{bc} = 1.09$.

$$M_{\max} = 224.64 \times 1.2 \times 1.09 = 293.83 \text{ t.m.}$$

- Pour deux voies chargées: $b_c = 1.1$ $\delta_{bc} = 1.11$

$$M_{\max} = 224.64 \times 1.1 \times 1.11 = 274.28 \text{ t.m.}$$

Vérification de la double inégalité : $P_i^g \leq \frac{R \cdot X_s}{L} \leq P_i^g + P_K$

Somme des P_i à gauche de P₃ $\xrightarrow{\quad}$ P_3 à notre cas

$$X_s = \frac{25}{2} - \frac{3.45}{2} = 10.775 \text{ m.} \quad P_i^g = 18 \text{ t.} \quad R = 60 \text{ t.} \quad L = 25 \text{ m.} \quad \text{Et } P_K = P_3 = 12 \text{ t.}$$

$$(18) \leq \left(\frac{60 \times 10.775}{25} = 25.86 \right) \leq (18 + 12 = 30) \longrightarrow \text{inégalité vérifiée donc } P_3 \text{ est critique.}$$

Conclusion : le cas le plus défavorable c'est quand la résultante des charges est à droite par rapport à l'axe de la poutre.

Calcul du moment en utilisant la méthode des lignes d'influence : 1^{er} cas :

Principe : Pour avoir le moment en un point, on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par les valeurs des forces concentrées. $M = \sum (P_i \cdot y_i)$.

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L}$$

$$X_s = \frac{25}{2} + \frac{1.05}{2} = 13.025 \text{ cm.}$$

$$X'_s = \frac{25}{2} - \frac{1.05}{2} = 11.975 \text{ cm}$$

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{13.025 \times 11.975}{25} = 6.23$$

$$y_1 = \frac{y_{\max}}{X_s} (X_s - 10.5) = \frac{6.23}{13.025} (13.025 - 10.5) = 1.21$$

$$y_2 = \frac{y_{\max}}{X_s} (X_s - 6) = \frac{6.23}{13.025} (13.025 - 6) = 3.36$$

$$y_3 = \frac{y_{\max}}{X_s} (X_s - 4.5) = \frac{6.23}{13.025} (13.025 - 4.5) = 4.08$$

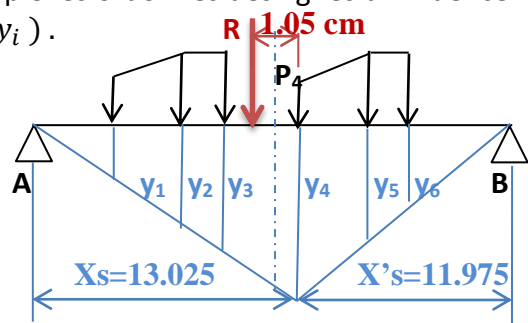
$$y_4 = y_{\max} = 6.23$$

$$y_5 = \frac{y_{\max}}{X'_s} (X'_s - 4.5) = \frac{6.23}{11.975} (11.975 - 4.5) = 3.89$$

$$y_6 = \frac{y_{\max}}{X'_s} (X'_s - 6) = \frac{6.23}{11.975} (11.975 - 6) = 3.11$$

$$M = 6 \times 1.21 + 12 \times 3.36 + 12 \times 4.08 + 6 \times 6.23 + 12 \times 3.11 + 12 \times 3.89 = 217.92 \text{ t.m}$$

(Comparant par la méthode classique $M_{P_3} = 218.16 \text{ t.m}$).



- Pour une voie chargée: $b_c = 1.2$ $\delta_{bc} = 1.09$.

$$M_{\max} = 217.92 \times 1.2 \times 1.09 = \mathbf{285.04 \text{ t.m.}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{31.67 \text{ t.m}}$$

- Pour deux voies chargées: $b_c = 1.1$ $\delta_{bc} = 1.11$

$$M_{\max} = 02 \times 217.92 \times 1.1 \times 1.11 = \mathbf{532.16 \text{ t.m.}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{59.13 \text{ t.m}}$$

2^{eme} cas : P_3 critique :

$$X_s = \frac{25}{2} - \frac{3.45}{2} = 10.775 \text{ cm.}$$

$$X'_s = \frac{25}{2} + \frac{3.45}{2} = 14.225 \text{ cm.}$$

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{10.775 \times 14.225}{25} = 6.13.$$

$$y_1 = \frac{y_{\max}}{X_s} (X_s - 6) = \frac{6.13}{10.775} (10.775 - 6) = 2.72$$

$$y_2 = \frac{y_{\max}}{X_s} (X_s - 1.5) = \frac{6.23}{10.775} (10.775 - 1.5) = 5.28$$

$$y_3 = y_{\max} = 6.13$$

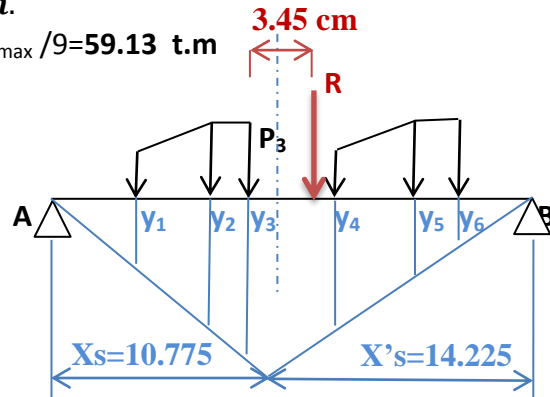
$$y_4 = \frac{y_{\max}}{X'_s} (X'_s - 4.5) = \frac{6.23}{14.225} (14.225 - 4.5) = 4.19$$

$$y_5 = \frac{y_{\max}}{X'_s} (X'_s - 9) = \frac{6.23}{14.225} (14.225 - 9) = 2.25$$

$$y_6 = \frac{y_{\max}}{X'_s} (X'_s - 10.5) = \frac{6.23}{14.225} (14.225 - 10.5) = 1.60$$

$$M = 6 \times 2.72 + 12 \times 5.28 + 12 \times 6.13 + 6 \times 4.19 + 12 \times 2.25 + 12 \times 1.60 = \mathbf{224.58 \text{ t.m}}$$

(Comparant par la méthode classique $M_{P_3} = \mathbf{224.64 \text{ t.m.}}$)



- Pour une voie chargée: $b_c = 1.2$ $\delta_{bc} = 1.09$.

$$M_{\max} = 224.58 \times 1.2 \times 1.09 = \mathbf{293.75 \text{ t.m.}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{32.64 \text{ t.m}}$$

- Pour deux voies chargées: $b_c = 1.1$ $\delta_{bc} = 1.11$

$$M_{\max} = 02 \times 224.58 \times 1.1 \times 1.11 = \mathbf{548.42 \text{ t.m.}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{60.94 \text{ t.m}}$$

C2. Surcharge B_t :

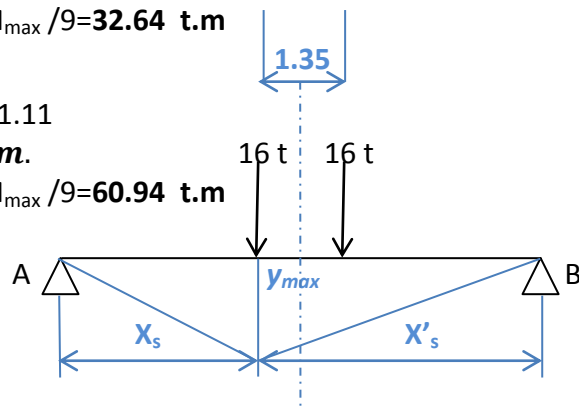
$$\frac{y_1}{X'_s} = \frac{y_2}{X'_s - 1.35}$$

$$y_{\max} = y_1 = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{11.825 \times 13.175}{25} = 6.23$$

$$y_2 = 5.59$$

$$M = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 = 16 \times 6.23 + 16 \times 5.59 = 189.17 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = \delta \times b_t \times \sum (P_i \times y_i).$$



- **Pour un tandem chargé :** $\delta_{bt} = 1.08$. $b_t = 1$.

$$M_{\max} = 1.08 \times 1 \times 189.17 = \mathbf{204.30 \text{ t.m}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{22.7 \text{ t.m}}$$

- **Pour deux tandems chargés :** $\delta_{bt} = 1.089$. $b_t = 1$.

$$M_{\max} = 02 \times 1.089 \times 1 \times 189.17 = \mathbf{412.02 \text{ t.m}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{22.89 \text{ t.m}}$$

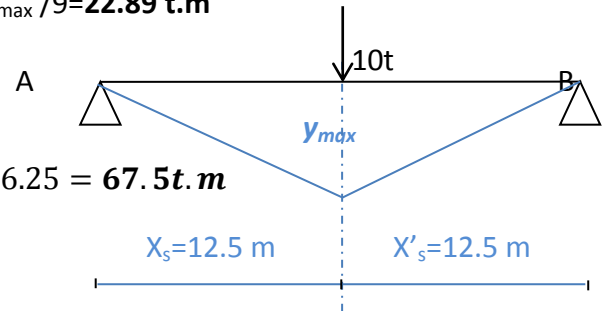
C3. Surcharge Br :

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = 6.25 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = b_t \times \delta \times P \times y_{\max} = 1 \times 1.08 \times 10 \times 6.25 = \mathbf{67.5 \text{ t.m}}$$

Moment revenant de chaque poutre :

$$M_0 = \frac{M}{9} = \mathbf{7.5 \text{ t.m}}$$



D) Surcharge Mc120 :

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{12.5 \times 12.5}{25} = 6.25.$$

$$\frac{y_{\max}}{12.5} = \frac{y_2}{9.45} \Rightarrow y_2 = 4.725 \text{ m.}$$

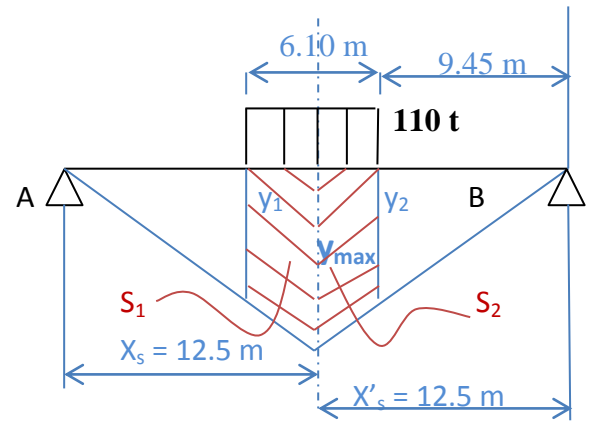
$$S_1 = S_2 = (y_2 + y_{\max}) \times \frac{3.05}{2} = 16.74 \text{ m}^2.$$

$$S = S_1 + S_2 = 33.47 \text{ m}^2.$$

$$q = \frac{110}{6.10} = 18.03 \text{ t/m.}$$

$$M_{\max} = \delta_M \times q \times S = 1.10 \times 18.03 \times 33.47 = \mathbf{663.91 \text{ t.m.}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{73.77 \text{ t.m.}}$$



E) Surcharge exceptionnelle D240:

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{12.5 \times 12.5}{25} = 6.25.$$

$$\frac{y_{\max}}{12.5} = \frac{y_2}{3.2} \Rightarrow y_2 = 1.6 \text{ m.}$$

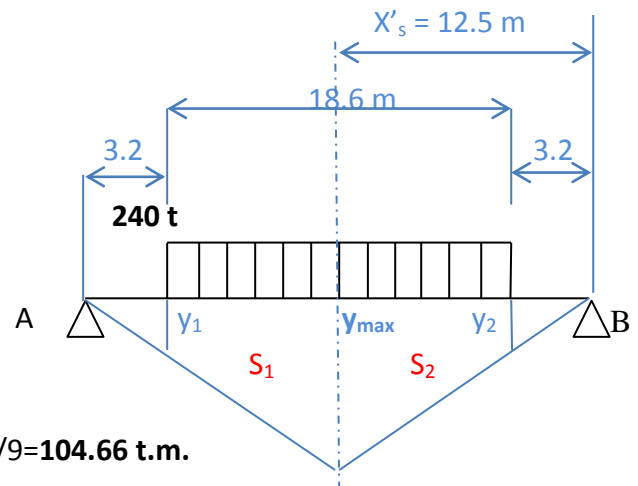
$$S_1 = S_2 = (y_2 + y_{\max}) \times \frac{9.3}{2} = 36.50 \text{ m}^2.$$

$$S = S_1 + S_2 = 73 \text{ m}^2.$$

$$q = \frac{240}{18.6} = 12.9 \text{ t/m.}$$

$$M_{\max} = q \times S = 12.9 \times 73 = \mathbf{941.94 \text{ t.m.}}$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = \mathbf{104.66 \text{ t.m.}}$$



6. Calcul des éléments de réduction dû aux surcharges:

6.1 Moment fléchissant :

6.1.1 Moment fléchissant à $x = \frac{L}{2}$:

N.B : la Surcharge sur trottoirs et le Système A (L) sont précédemment étudiés (voir P12).

C) Surcharge B_c:

$$y_{\max} = y_3 = \frac{X_s \times X'_s}{L} = 6.25 \text{ m.}$$

$$y_1 = \frac{6.25}{12.5} \times 6.5 = 3.25 \text{ m.}$$

$$y_2 = \frac{6.25}{12.5} \times 11 = 5.5 \text{ m.}$$

$$y_4 = \frac{6.25}{12.5} \times 8 = 4 \text{ m.}$$

$$y_5 = \frac{6.25}{12.5} \times 3.5 = 1.75 \text{ m.}$$

$$y_6 = \frac{6.25}{12.5} \times 2 = 1 \text{ m.}$$

$$M = \sum (P_i \times y_i) = 217.5 \text{ t.m.}$$

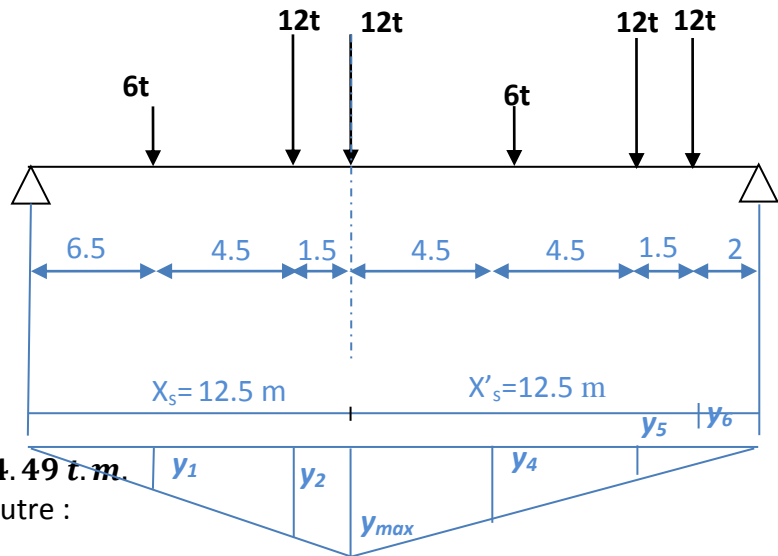
$$M_{\max} = \delta \times b_c \times \sum (P_i \times y_i).$$

• Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 1.09 \times 1.2 \times 217.5 = 284.49 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

$$M_0 = M_{\max} / 9 = 31.61 \text{ t.m.}$$



• Pour deux voies chargées : $b_c = 1.1$ $\delta_{bc} = 1.11$

$$M_{\max} = 0.2 \times 1.11 \times 1.1 \times 217.5 = 531.14 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

$$M_0 = M_{\max} / 9 = 59.02 \text{ t.m.}$$

D) Surcharge B_t:

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{12.5^2}{25} = 6.25 \text{ m.}$$

$$\frac{y_{\max}}{X_s} = \frac{y_1}{X_s - 1.35} \Rightarrow y_1 = 5.575 \text{ m.}$$

$$M = \sum (P_i \times y_i) = 189.2 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max} = \delta \times b_c \times \sum (P_i \times y_i).$$

• Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 1.08 \times 1 \times 189.2 = 204.34 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

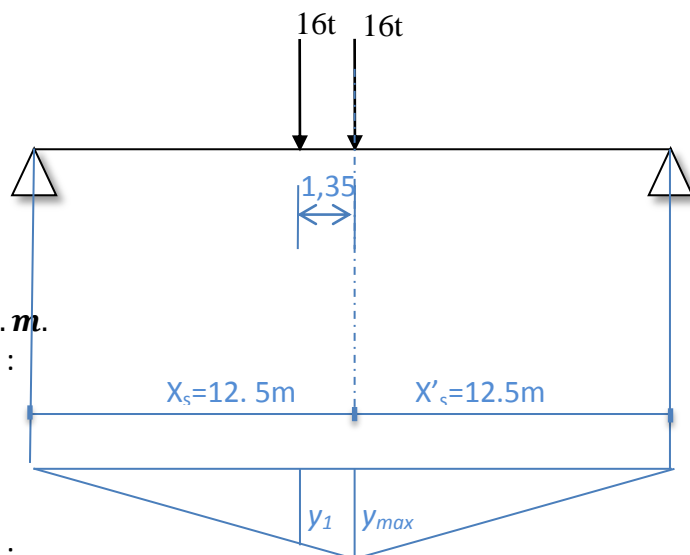
$$M_0 = M_{\max} / 9 = 22.70 \text{ t.m.}$$

• Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 0.2 \times 1.089 \times 1 \times 189.2 = 412.08 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

$$M_0 = M_{\max} / 9 = 22.89 \text{ t.m.}$$



E) Système Br : précédemment calculé (voir P9).

F) Système Mc120: précédemment calculé (voir P10).

G) Charge exceptionnelle D240: précédemment calculé

6.1.2 Moment fléchissant à $x = \frac{L}{4}$:

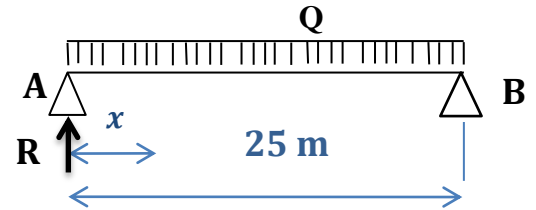
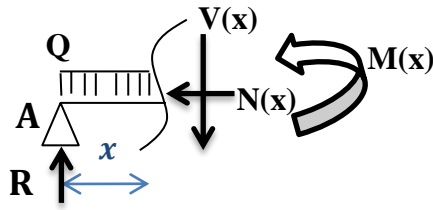
$$\sum F_{/y} = 0.$$

$$\Rightarrow V(x) = R_a - G \cdot X$$

$$\sum M = 0.$$

$$\Rightarrow M(x) = R_a \cdot X - G \cdot \frac{X^2}{2}$$

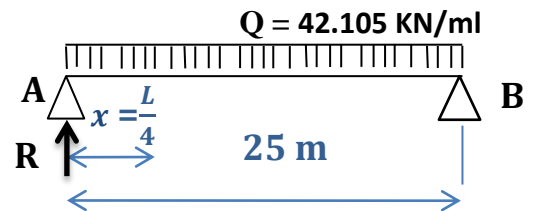
Pour $x = \frac{L}{4} \Rightarrow M\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3Q \cdot L^2}{32}$ Formule générale.



A) Surcharge A(l) :

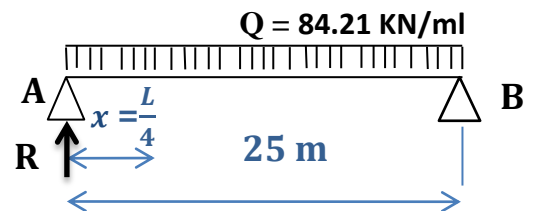
- 1 voie chargée : $A(l) = 42.105 \text{ KN/ml}$. $L=25 \text{ m}$.

$$M\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3 \times 42.105 \times 25^2}{32} = 246.71 \text{ t.m.}$$



- 2 voies chargées : $A(l) = 84.21 \text{ KN/ml}$. $L=25 \text{ m}$.

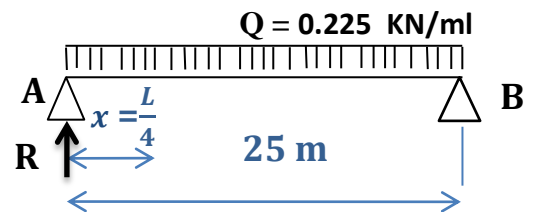
$$M\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3 \times 84.21 \times 25^2}{32} = 493.42 \text{ t.m.}$$



B) Surcharges sur trottoirs :

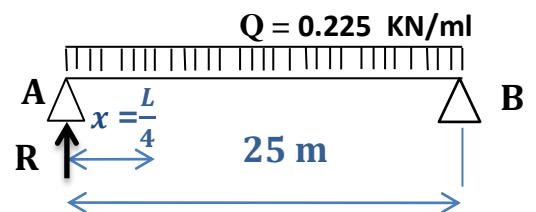
- 1 trottoir chargé : $S_t = 0.225 \text{ KN/ml}$. $L=25 \text{ m}$.

$$M\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3 \times 0.225 \times 25^2}{32} = 13.18 \text{ t.m.}$$



- 2 trottoirs chargés : $S_t = 0.45 \text{ KN/ml}$. $L=25 \text{ m}$.

$$M\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3 \times 0.45 \times 25^2}{32} = 26.37 \text{ t.m.}$$



C) Surcharge B :

C.1) Surcharge B_c :

$$y_{\max} = y_2 = \frac{X_s \times X'_{ts}}{L} = 4.69 \text{ m.}$$

$$y_1 = \frac{4.69}{6.25} \times 1.75 = 1.31 \text{ m.}$$

$$y_2 = y_{\max} = 4.69 \text{ m.}$$

$$y_3 = \frac{4.69}{18.75} \times 17.25 = 4.31 \text{ m.}$$

$$y_4 = \frac{4.69}{18.75} \times 12.75 = 3.19 \text{ m.}$$

$$y_5 = \frac{4.69}{18.75} \times 8.25 = 2.06 \text{ m}$$

$$y_6 = \frac{4.69}{18.75} \times 6.75 = 1.69 \text{ m}$$

$$M = \sum (P_i \times y_i) = 180 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max} = \delta \times b_c \times \sum (P_i \times y_i).$$

• Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 1.09 \times 1.2 \times 180 = 235.44 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

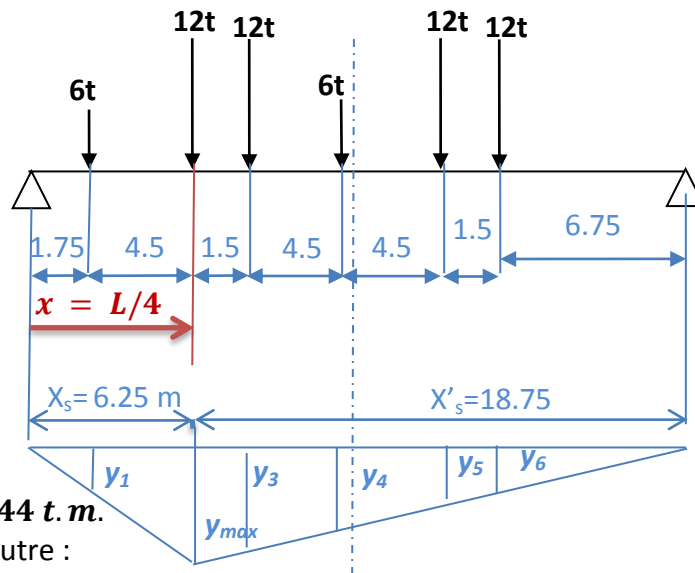
$$M_0 = M_{\max} / 9 = 26.16 \text{ t.m.}$$

• Pour deux voies chargées : $b_c = 1.1$ $\delta_{bc} = 1.11$

$$M_{\max} = 1.11 \times 1.1 \times 180 = 219.78 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

$$M_0 = M_{\max} / 9 = 24.42 \text{ t.m.}$$



C.2) Surcharge B_t :

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_{ts}}{L} = 4.69 \text{ m.}$$

$$\frac{y_{\max}}{X_s} = \frac{y_1}{X_s - 1.35} \Rightarrow y_1 = 3.68 \text{ m.}$$

$$M = \sum (P_i \times y_i) = 133.92 \text{ t.m.}$$

$$M_{\max} = \delta \times b_c \times \sum (P_i \times y_i).$$

• Pour un tandem chargé :

$$M_{\max} = 1.08 \times 1 \times 133.92 = 144.63 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

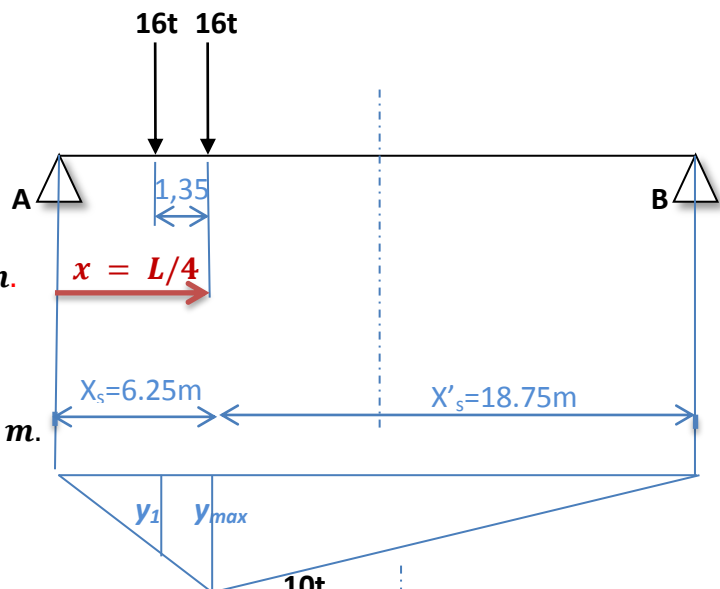
$$M_0 = M_{\max} / 9 = 16.07 \text{ t.m.}$$

• Pour deux tandems chargés :

$$M_{\max} = 1.089 \times 1 \times 267.84 = 291.68 \text{ t.m.}$$

Moment revenant de chaque poutre :

$$M_0 = M_{\max} / 9 = 32.41 \text{ t.m.}$$



C3. Surcharge B_r :

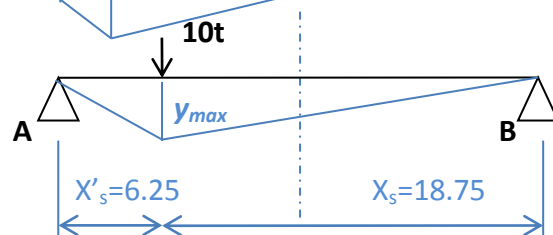
$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_{ts}}{L} = 4.69 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = b_t \times \delta \times P \times y_{\max}$$

$$= 1 \times 1.08 \times 10 \times 4.69 = 50.65 \text{ t.m}$$

Moment revenant de chaque poutre :

$$M_0 = \frac{M}{9} = 5.625 \text{ t.m}$$



D) Surcharge Mc120 :

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{6.25 \times 18.75}{25} = 4.69 \text{ m}.$$

$$\frac{y_{\max}}{6.25} = \frac{y_1}{3.2} \Rightarrow y_1 = 2.4 \text{ m}.$$

$$\frac{y_{\max}}{18.75} = \frac{y_2}{15.7} \Rightarrow y_2 = 3.93 \text{ m}.$$

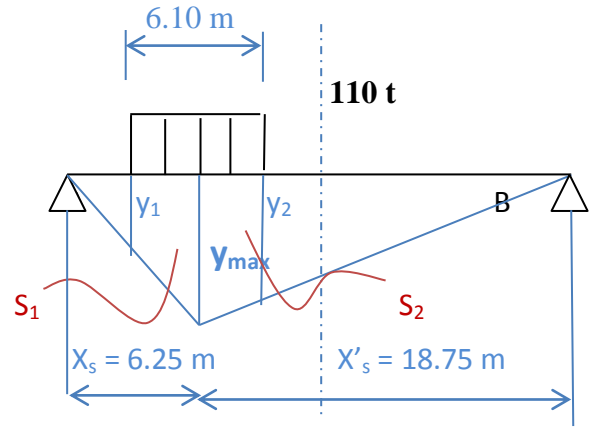
$$S_1 = (y_1 + y_{\max}) \times \frac{3.05}{2} = 10.81 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (y_2 + y_{\max}) \times \frac{3.05}{2} = 13.14 \text{ m}^2.$$

$$S = S_1 + S_2 = 23.95 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad q = \frac{110}{6.10} = 18.03 \text{ t/m}.$$

$$M_{\max} = \delta_M \times q \times S = 1.10 \times 18.03 \times 23.95 = 475 \text{ t.m}.$$

$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = 52.78 \text{ t.m}.$$



E) Charge exceptionnelle D240:

$$y_{\max} = \frac{X_s \cdot X'_s}{L} = \frac{6.25 \times 18.75}{25} = 4.69 \text{ m}.$$

$$\frac{y_{\max}}{18.75} = \frac{y_2}{9.6} \Rightarrow y_2 = 2.4 \text{ m}.$$

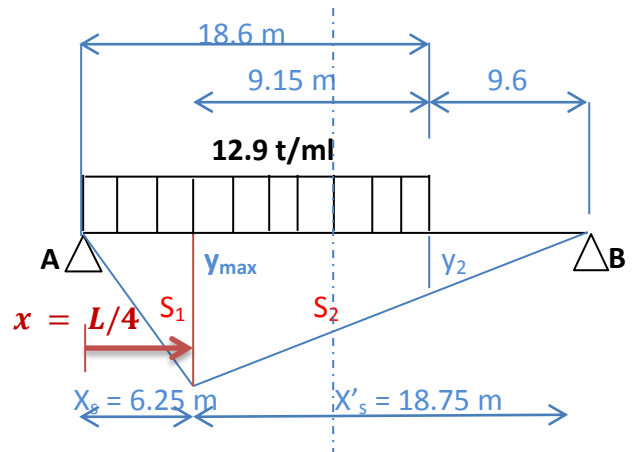
$$S_1 = \frac{6.25 \times 4.69}{2} = 14.66 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (y_2 + y_{\max}) \times \frac{9.15}{2} = 32.44 \text{ m}^2.$$

$$S = S_1 + S_2 = 34.84 \text{ m}^2.$$

$$q = \frac{240}{18.6} = 12.9 \text{ t/m}.$$

$$M_{\max} = q \times S = 12.9 \times 34.84 = 449.39 \text{ t.m}$$



$$\text{Moment revenant de chaque poutre : } M_0 = M_{\max} / 9 = 49.93 \text{ t.m}.$$

Tableaux récapitulatif des moments dus aux surcharges :

Désignation		$x = L/4$		$x = L/2$	
		M_{\max} [t.m]	$M_0 = M/10$ [t.m]	M_{\max} [t.m]	$M_0 = M/10$ [t.m]
Surcharges Sur trottoirs	1 trottoir	13.18	1.46	17.55	1.95
	2 trottoirs	26.37	2.93	35.10	3.9
Surcharges A(l)	1 Voie chargée	246.71	27.41	328.94	36.55
	2 Voies chargées	493.42	54.82	657.89	73.10
Surcharges B _c	1 Voie chargée	235.44	26.16	284.49	31.61
	2 Voies chargées	219.78	24.42	531.14	59.02
Surcharges B _t	1 Tandem	144.63	16.07	204.34	22.70
	2 Tandems	291.68	32.41	412.08	45.41
B _r		50.62	5.63	67.5	7.5
Surcharge M _c 120		475	52.78	663.91	73.77
Convoi D ₂₄₀		449.39	49.93	941.94	104.66

Donc, le moment maximal le plus défavorable est sous la combinaison suivante :

➤ A l'ELS : $G + D_{240} \Rightarrow M_{\max} = 1291.25 + 941.94 = 2233.19 \text{ t.m}$
 $\Rightarrow M_0 = \frac{M_{\max}}{9} = 248.13 \text{ t.}$

6.2 Effort tranchant :

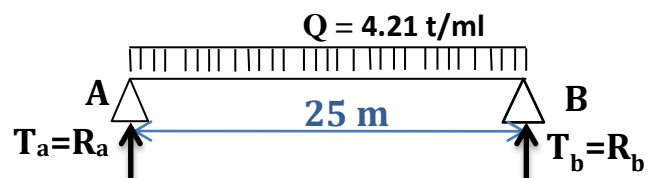
6.2.1 Effort tranchant à $x = 0.00 L$:

A) Surcharge A(l) :

$T_{\max} = R_a = R_b = \frac{Q.L}{2}.$

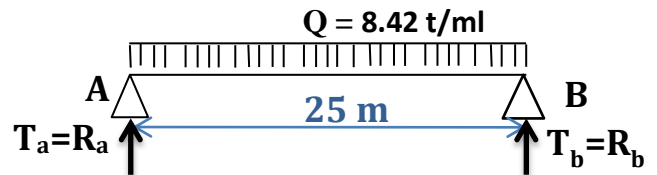
- 1 voie chargée : $Q = A(l) = 4.21 \text{ t/ml}$ et $L = 25 \text{ m}$.

$T_{\max} = 52.62 \text{ t.} \Rightarrow T_0 = \frac{T_{\max}}{9} = 5.85 \text{ t}$



- 2 voies chargées: $Q = A(l) = 8.42 \text{ t/ml}$; $L = 25 \text{ m}$.

$T_{\max} = 105.25 \text{ t.} \Rightarrow T_0 = \frac{T_{\max}}{9} = 11.69 \text{ t}$



B) Surcharge sur trottoirs :

- 1 trottoir chargé : $S_t = 0.225 \text{ t/ml}$ et $L = 25 \text{ m}$.
 $T_{\max} = 2.81 \text{ t} \implies T_0 = T_{\max}/9 = 0.31 \text{ t}$
- 2 trottoirs chargés : $S_t = 0.45 \text{ t/ml}$ et $L = 25 \text{ m}$.
 $T_{\max} = 5.62 \text{ t} \implies T_0 = T_{\max}/9 = 0.62 \text{ t}$

C) Surcharge B :

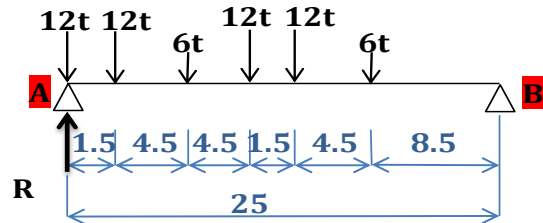
C.1) Surcharge B_c :

$$\sum M_B = 0 \implies R_a = 43.08 \text{ t} = T_a$$

Pour une voie chargée :

$$T_{\max} = 43.08 \times 1.09 \times 1.2 = 56.348 \text{ t}$$

$$\implies T_0 = T_{\max}/9 = 6.26 \text{ t}$$



Pour deux voies chargées :

$$T_{\max} = 2 \times 43.08 \times 1.11 \times 1.1 = 105.2 \text{ t}$$

$$\implies T_0 = T_{\max}/9 = 11.69 \text{ t}$$

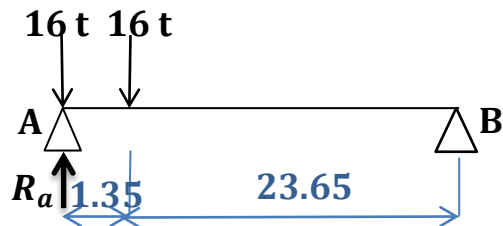
C.2) Surcharge B_t :

$$T_a = \frac{1}{25} (16 \times 25 + 16 \times 23.65) = 30.14 \text{ t}$$

1 Tandem: $T_{\max} = 30.14 \times 1 \times 1.08 =$

$$32.55 \text{ t}$$

$$\implies T_0 = T_{\max}/9 = 3.62 \text{ t}$$



2 Tandems: $T_{\max} = 2 \times 30.14 \times 1.089$

$$= 65.64 \text{ t}$$

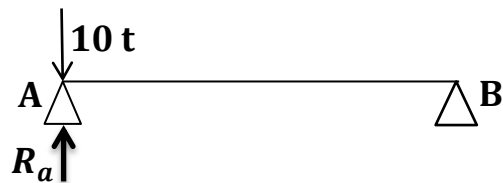
$$\implies T_0 = T_{\max}/9 = 7.29 \text{ t}$$

C.3) Surcharge B_r :

$$T_a = 10 \text{ t} \implies T_{\max} = 10 \times 1 \times 1.08$$

$$= 10.8 \text{ t}$$

$$\implies T_0 = T_{\max}/9 = 1.2 \text{ t}$$

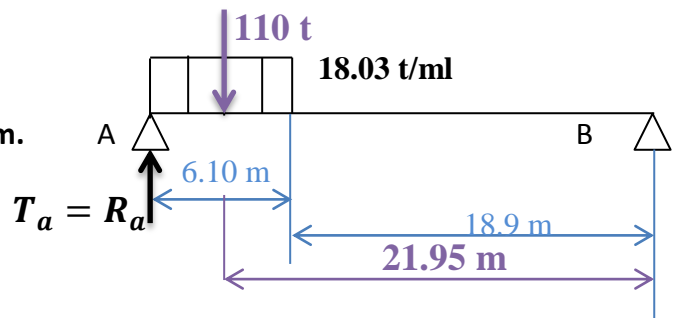


D) Surcharge Mc120 :

$$T_a = \frac{1}{25} (110 \times (25 - 6.10/2)) = 96.58 \text{ t}$$

$$T_{\max} = \delta_M \times T_a = 1.10 \times 96.58 = 106.24 \text{ t.m.}$$

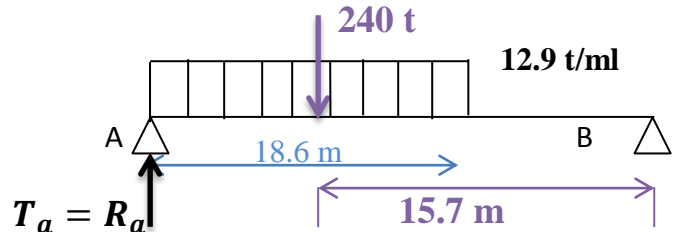
$$\implies T_0 = T_{\max}/9 = 11.80 \text{ t}$$



E) Surcharge exceptionnelle D240 :

$$T_{\max} = T_a = \frac{1}{25} (240 \times 15.7) = 150.72 \text{ t.}$$

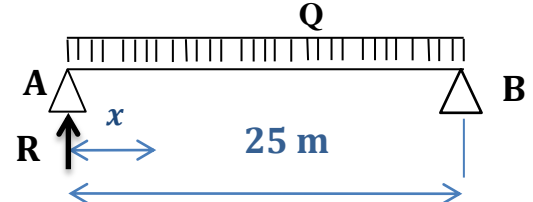
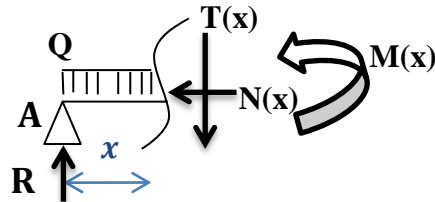
$$\Rightarrow T_0 = T_{\max} / 9 = 16.75 \text{ t.}$$



6.2.2 Effort tranchant à $x = 0.25 L$:

$$\sum F_{/y} = 0.$$

$$\Rightarrow T(x) = R_a - Q \cdot x$$



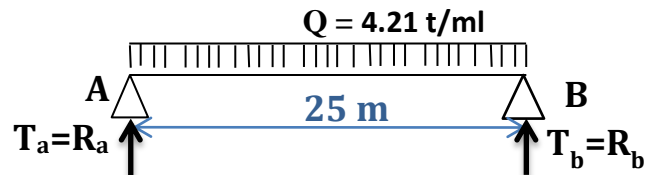
Pour $x = \frac{L}{4} \Rightarrow T(\frac{L}{4}) = \frac{Q \cdot L}{4}$ Formule générale.

A) Surcharge A(l) :

$$T_{\max} = \frac{Q \cdot L}{4} = 26.31.$$

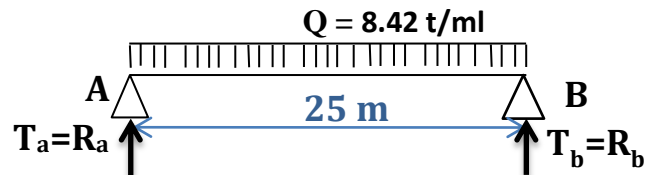
- 1 voie chargée : $Q = A(l) = 4.21 \text{ t/ml}$ et $L = 25 \text{ m}$.

$$T_{\max} = 26.31 \text{ t.} \Rightarrow T_0 = \frac{T_{\max}}{9} = 2.92 \text{ t}$$



- 2 voies chargées: $Q = A(l) = 8.42 \text{ t/ml}$; $L = 25 \text{ m}$.

$$T_{\max} = 52.62 \text{ t.} \Rightarrow T_0 = \frac{T_{\max}}{9} = 5.85 \text{ t}$$



B) Surcharge sur trottoirs :

- 1 trottoir chargé : $S_t = 0.225 \text{ t/ml}$ et $L = 25 \text{ m}$.

$$T_{\max} = 1.41 \text{ t.} \Rightarrow T_0 = T_{\max} / 9 = 0.16 \text{ t}$$

- 2 trottoirs chargés : $S_t = 0.45 \text{ t/ml}$ et $L = 25 \text{ m}$.

$$T_{\max} = 2.81 \text{ t.} \Rightarrow T_0 = T_{\max} / 9 = 0.31 \text{ t}$$

C) Surcharge B :

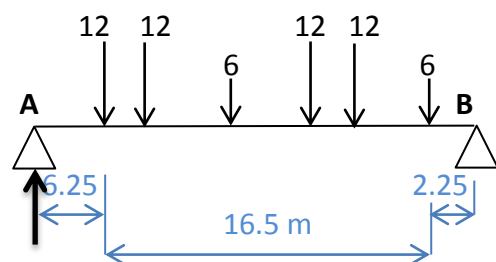
C.1) Surcharge B_c :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_a = 28.08 \text{ t} = T_a$$

Pour une voie chargée :

$$T_{\max} = 28.08 \times 1.09 \times 1.2 = 36.73 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow T_0 = T_{\max} / 9 = 4.08 \text{ t}$$



Pour deux voies chargées :

$$T_{\max} = 2 \times 28.08 \times 1.11 \times 1.1 = 68.57 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow T_0 = T_{\max}/9 = 7.62 \text{ t}$$

C.2) Surcharge B_t :

$$T_a = \frac{1}{25} (16 \times 18.75 + 16 \times 17.4) = 23.14 \text{ t.}$$

$$1\text{Tandem: } T_{\max} = 23.14 \times 1 \times 1.08 = 24.99 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T_0 = T_{\max}/9 = \mathbf{2.78 \text{ t.}}$$

$$2\text{Tandems: } T_{\max} = 2 \times 23.14 \times 1.089$$

$$= \mathbf{50.40 \text{ t.}}$$

$$\Rightarrow T_0 = T_{\max}/9 = \mathbf{5.6 \text{ t.}}$$

C.3) Surcharge B_r :

$$T_a = \frac{1}{25} (10 \times 18.75) = 7.5 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 7.5 \times 1 \times 1.08 = 8.1 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow T_0 = T_{\max}/9 = 0.9 \text{ t}$$

D) Surcharge Mc120 :

$$T_a = \frac{1}{25} (110 \times (25 - 6.25 - 6.10/2)) = 69.08 \text{ t.}$$

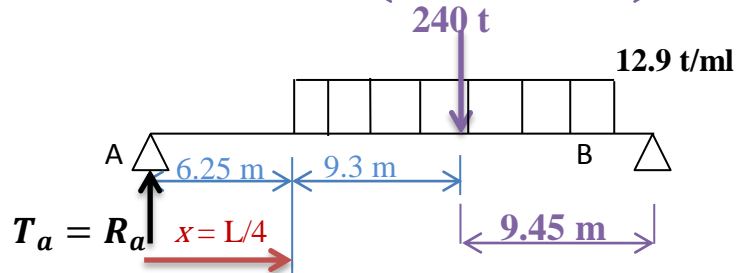
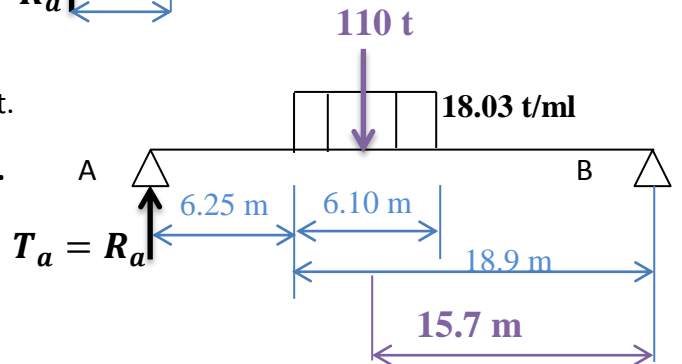
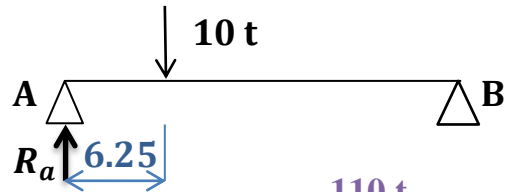
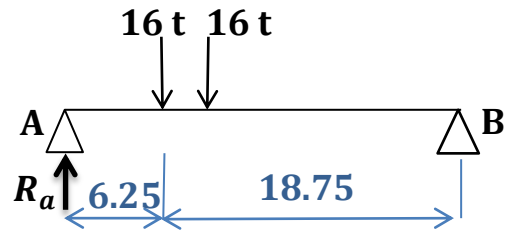
$$T_{\max} = \delta_M \times T_a = 1.10 \times 69.08 = \mathbf{75.99 \text{ t.m.}}$$

$$\Rightarrow T_0 = T_{\max}/9 = 8.44 \text{ t.}$$

E) Surcharge exceptionnelle D240 :

$$T_{\max} = T_a = \frac{1}{25} (240 \times 9.45) = 90.72 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow T_0 = T_{\max}/9 = 10.08 \text{ t.}$$



Tableaux récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :

Désignation		$x = 0.00 L$		$x = L/4$	
		T_{\max} [t]	$T_0 = M/10$ [t]	T_{\max} [t]	$T_0 = T/10$ [t]
Surcharges Sur trottoirs	1 trottoir	2.81	0.31	1.41	0.16
	2 trottoirs	5.62	0.62	2.81	0.31
Surcharges A(l)	1 Voie chargée	52.62	5.85	26.31	2.92
	2 Voies chargées	105.25	11.69	52.62	5.85
Surcharges B _c	1 Voie chargée	56.35	6.26	36.73	4.08
	2 Voies chargées	105.2	11.69	68.57	7.62
Surcharges B _t	1 Tandem	32.55	3.62	24.99	2.78
	2 Tandems	65.64	7.29	50.40	5.6
B _r		10.8	1.2	8.1	0.9
Convoi M _c 120		106.24	11.8	75.99	8.44
Convoi D ₂₄₀		150.72	16.75	90.72	10.08

Donc, l'effort tranchant maximum le plus défavorable est sous la combinaison suivante :

➤ A l'ELS : $G + D_{240} \Rightarrow T_{\max} = 206.51 + 150.72 = 357.23 \text{ t.}$

$\Rightarrow T_0 = \frac{T_{\max}}{9} = 39.69 \text{ t.}$

7. Répartition transversale des efforts :

7.1 Introduction :

L'objet de cette étude est la répartition transversale des efforts longitudinaux sur les différentes poutres, afin de déterminer la poutre la plus sollicitée, nous utiliserons l'une des deux méthodes :

- La méthode de « GUYON – MASSONNET ».
- La méthode de « COURBON »

Cette répartition dépend directement de la liaison entre les éléments porteurs (poutres + dalles) qui doit-être efficace pour permettre de soulager les éléments chargés.

Pour cela, la méthode préconisée et la plus utilisée est la méthode de GUYON-MASSONNET dite aussi « méthode des coefficients de répartition ».

L'avantage de cette méthode réside dans le fait qu'elle est applicable pour une large gamme de ponts, exception faite pour les ponts courbes et ceux présentant un fort biais (> 30°)

L'ouvrage sera ainsi chargé conformément au règlement, il restera à déterminer les positions dangereuses (les plus sollicitées) transversalement.

Pour le cas de ponts à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, donc on trace les lignes d'influence de " K " des différentes poutres pour différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs du coefficient " K ", donc la poutre la plus sollicitée.

7.2 Méthode de GUYON–MASSONNET:

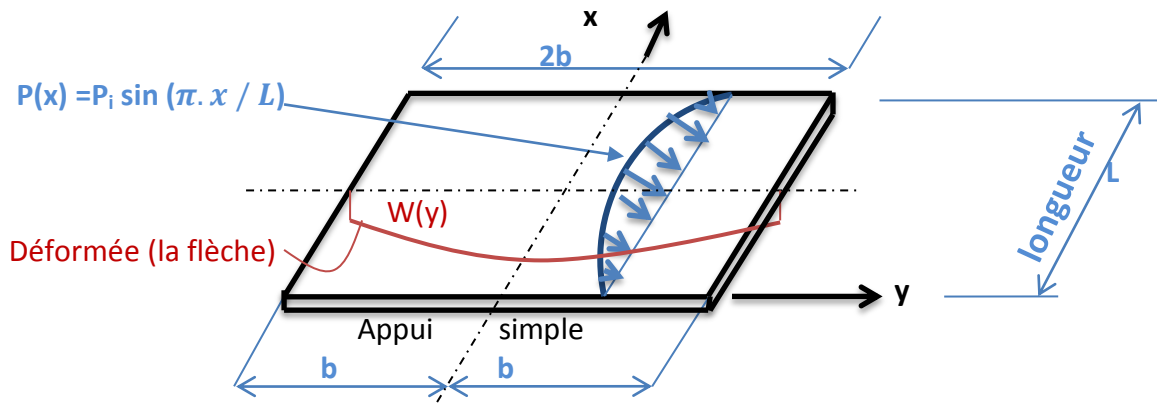
Cette méthode a pour but, de déterminer le moment fléchissant, et l'effort tranchant revenant à chaque poutres en utilisant le coefficient de répartition transversale K_α qui dépend essentiellement de la **rigidité torsionnelle « α »**, et du **coefficient d'entretoisement « θ »**.

❖ Principe de la méthode :

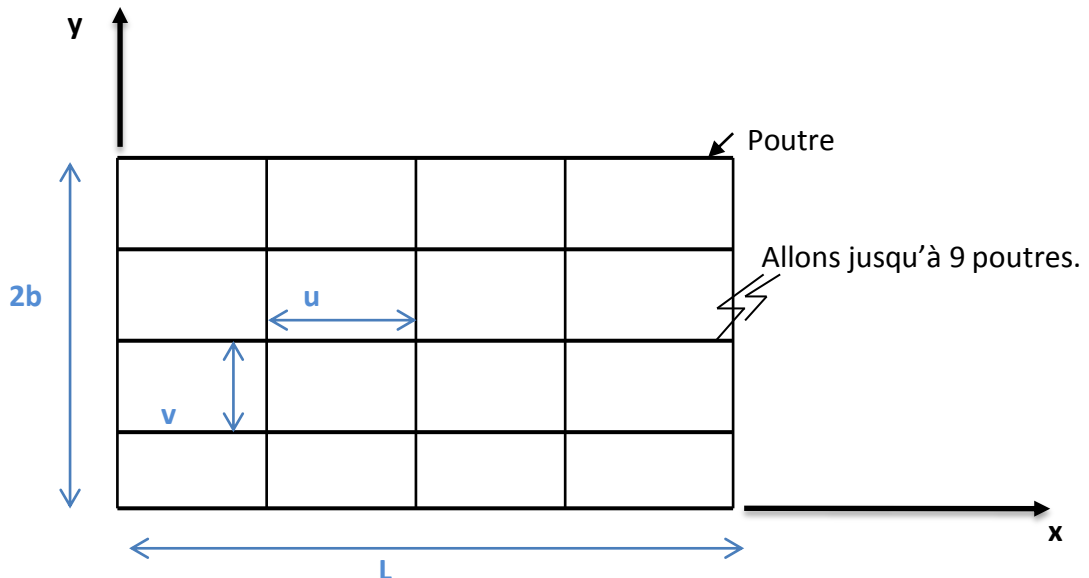
Cette méthode consiste à considérer le tablier comme un grillage à structure continue qui est constitué longitudinalement par des poutres et transversalement par des bandes de dalle espacées de U (**fig 7.2**).

-La répartition transversale des charges sur les différentes poutres est la même que si le tablier est sollicité par des forces qui varient suivant une fonction sinusoïdale

$P(x) = P_1 \sin\left(\frac{\pi \times x}{L}\right)$ dans le sens longitudinal; ou P_1 est la valeur constante des chargements.



(Fig 7.1). Déformée de la structure sous l'effet du chargement longitudinale.



(Fig 7.2). Grillage

7.2.1 Détermination des paramètres α et θ :

La rigidité torsionnelle « α », et le coefficient d'entretoisement « θ » sont donnés respectivement par les formules suivantes :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \times \sqrt{(\rho_P \times \rho_E)}} \quad \text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq 1.$$

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}.$$

Avec :

- $\rho_P = \frac{E \times I_P}{V}$ rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur .
- $\rho_E = \frac{E \times I_E}{U}$ rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur
- $\gamma_P = \frac{C_P}{V}$ rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur .
- $\gamma_E = \frac{C_E}{U}$ rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur .
- I_P moment d'inertie propre de la poutre principale .
- I_E moment d'inertie propre a l'entretoise .

$$I_P = I_0 + (I_m + I_0) \times \frac{8}{3\pi}$$

- I_0 : moment d'inertie de la section d'about (poutre+dalle) .
- I_m : moment d'inertie de la section médiane (poutre+dalle) .
- V : entre axe des poutres.
- U : entre axe des entretoises.

❖ La dalle assure le rôle d'entretoisement avec un espacement fictif $U = 1\text{m}$ et le moment d'inertie sera calculé avec $I_E = \frac{b \cdot h^3}{12}$.

a) Détermination du paramètre d'entretoisement « θ » :
rigidité flexionnelle (poutre et entretoise) :

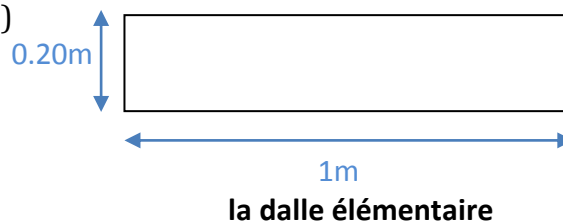
comme on a une section constante pour tout les poutres ($I_m = I_0$), on aura : $I_P = I_0 = I_g$

$$I_g = 13913615.11 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots(\text{CH3})$$

$$U = 100\text{cm} , V = 100\text{cm}$$

$$I_p = 13913615.11 \text{ cm}^4$$

$$I_E = 100.20^3/12 = 66666.67 \text{ cm}^4$$



Donc : $\rho_p = \frac{E \times I_P}{V} = 139136.15E$.

Et : $\rho_E = \frac{E \times I_E}{U} = 666.667E$.

La largeur active est $2b$, et comme le pont est constitué de $n=9$ poutres espacées de $b_0=1.1\text{m}$, donc la largeur active du pont sera : $2b = nb_0 = 9 \times 1.1 = 9.9$ donc : $b = 4.95$.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{4.95}{25} \times \sqrt[4]{\frac{148403.916}{666.667}} = 0.7526.$$

Alors : $\theta = 0.7526$. $\implies 0.1 \leq \theta \leq 1$.

$$\implies K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{[1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}]}$$

b) Détermination du paramètre de torsion « α » :
rigidité torsionnelle (poutre et entretoise) :

b.1) Pour la poutre :

$$\gamma_P = \frac{C_P}{V}$$

C_P : rigidité de torsion de la poutre (paramètre de torsion)

$$C_P = \frac{G}{3} \sum (b_i \times h_i^3).$$

G : contrainte de cisaillement.

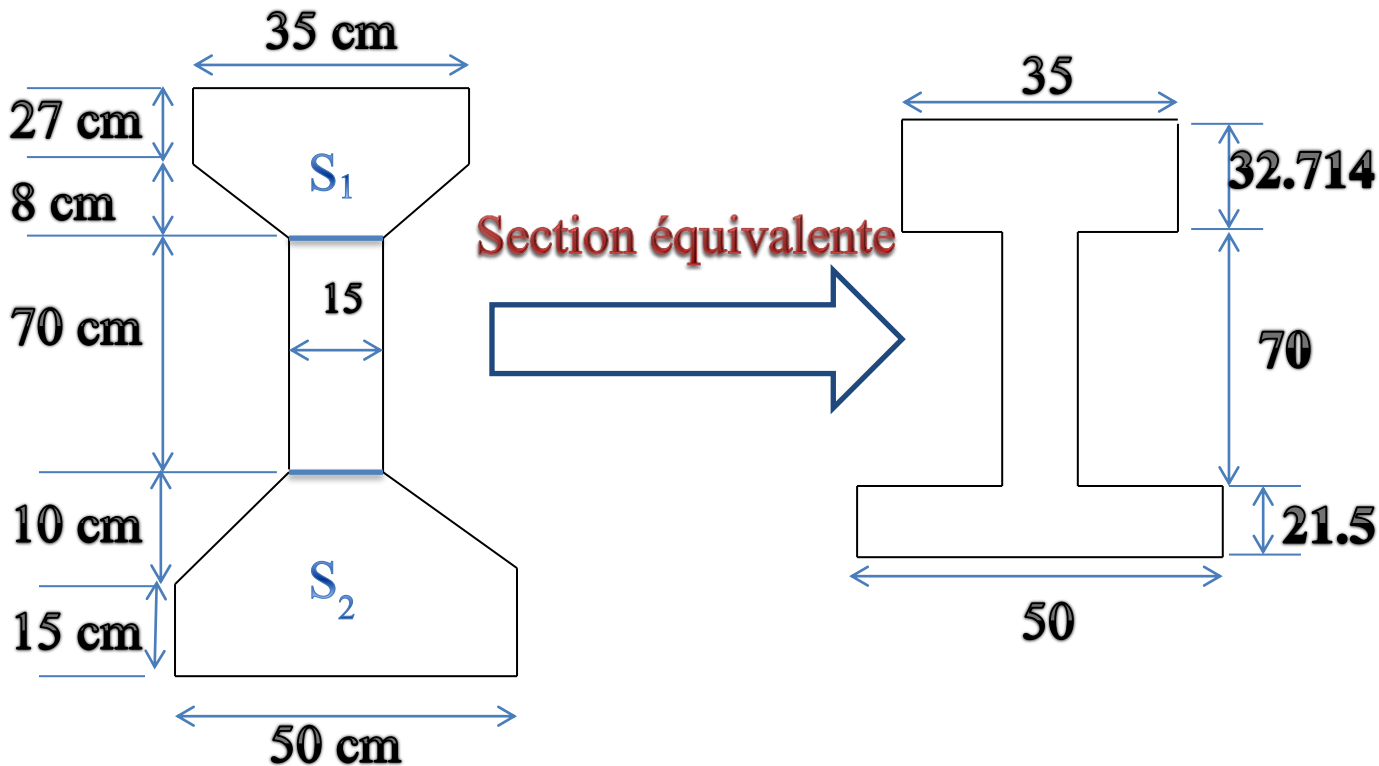
nous substituons la section réelle a une section équivalente pour le calcul de la rigidité torsionnelle dans le but de simplifier les calculs.

$$S_1 = (27 \times 35) + 2 \times \left(\frac{8 \times 10}{2} \right) + (15 \times 8) = 1145 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{S_1}{35} = 32.7142 \text{ m.}$$

$$S_2 = (50 \times 15) + 2 \times \left(\frac{10 \times 17.5}{2} \right) + (15 \times 10) = 1075 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{S_2}{50} = 21.5 \text{ m.}$$



$$C_P = \frac{G}{3} (\sum (b_i \times h_i^3)) = \frac{G}{3} \cdot (50 \times 21.5^3 + 70 \times 15^3 + 35 \times 32.71^3) = 652847.89G.$$

Et avec : $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$ où : $\nu = 0.2$ pour le béton précontraint.

Alors : $G = \frac{E}{2.4}$. D'où : $C_P = 272019.96E$.

$$\gamma_P = \frac{C_P}{V} = \frac{272019.96E}{100} = 2720.2E .$$

b.2) Pour l'enretoise (la dalle) :

$$C_E = \frac{G.K}{2} \quad \text{Avec : } K = \frac{b.h^3}{3} .$$

C_E : rigidité de torsion de l'enretoise (paramètre de torsion).

$$\gamma_E = \frac{C_E}{U} = \frac{G}{2U} \times \frac{b \times h^3}{3} = \frac{E}{1440} \times (100 \times 20^3) = 555.56E .$$

γ_E : rigidité de torsion de la dalle par unité de longueur.

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \times \sqrt{(\rho_P \times \rho_E)}} \quad (1)$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{2720.2E+555.56E}{2 \times \sqrt{(139136.15E \times 666.667E)}} = 0.17$$

7.2.2 Détermination du coefficient de répartition transversal :

Le coefficient de répartition transversal est le rapport du déplacement vertical d'un point de la construction sous l'effet d'une charge uniformément répartie sur la largeur du point il dépend de :

- a- la valeur du paramètre d'entretoisement θ .
- b- la valeur du paramètre de torsion α .
- c- l'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire .
- d- l'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la structure .

Dans notre cas : $0.1 \leq \theta \leq 1$. Donc en utilise la formule d'interpolation suivante pour le

$$\text{calcul de «} k_\alpha \text{» : } K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times \alpha^{[1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}]}$$

Pour le calcul de K_0 et K_1 nous avons utilisé les formules d'interpolation:

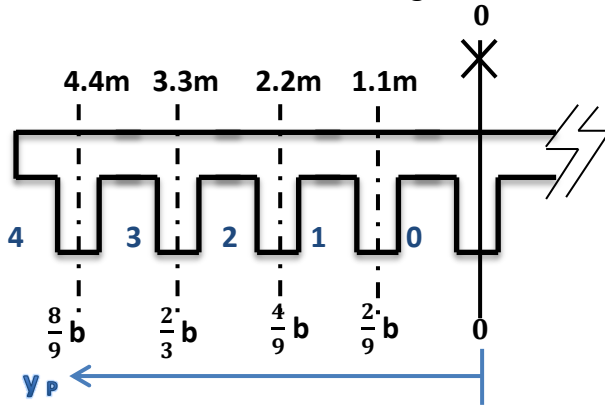
$$\begin{cases} K_0 = K_0(\theta_1) + [K_0(\theta_2) - K_0(\theta_1)] \times \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1} . \\ K_1 = K_1(\theta_1) + [K_1(\theta_2) - K_1(\theta_1)] \times \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1} . \end{cases}$$

$$\theta = 0.7526 \quad \text{et} \quad \alpha = 0.17$$

$$\text{Donc : } 0.75 \leq \theta \leq 0.80 \quad \text{ou : } \theta_1 = 0.75 \quad b, \quad \theta_2 = 0.80$$

Après interpolation des valeurs des coefficients k_0 , k_1 et k_α , nous obtenons les valeurs indiquées aux tableaux dans ANNEXE 1.

7.3 Moments fléchissant longitudinaux réel de chaque position des poutres :



Largeur actuelle de la dalle : $2b = nb_0$

Avec : b_0 : entre axes des poutre = 1.1m .
 n : nombre de poutre = 9 poutres .

Donc : $b = 4.95$

Fig 7.3. Coupe transversale des poutres

a) Calcul du coefficient de répartition K_α pour les poutres (par interpolation arithmétique) :

A partir du Tableau 7.3 et du Fig 7.3, et par interpolation arithmétique à partir de la formule :

$$K_\alpha(y_p) = K_\alpha(y_1) + [K_\alpha(y_2) - K_\alpha(y_1)] \times \left[\frac{y_p - y_1}{y_2 - y_1} \right] \quad \text{Avec : } y_1 \leq y_p \leq y_2 .$$

Nous illustrons les valeurs après interpolations dans le tableau 7.3.i .

7.3.1 Calcul des coefficients de répartition $k_{\alpha(\max)}$ pour les différents chargements :

Après avoir tracé les lignes d'influences de « k_α » (voir ANNEXE 2) pour les différentes positions des poutres : on dispose le chargement de manière à avoir $k_{\alpha(\text{moy})}$.

a) cas des charges concentrées :

$$K_\alpha^{\text{moy}} = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{\sum P_i} \quad P_i : \text{charge concentrée.}$$

P_i : charges concentrées ; y_i : ordonnée des lignes d'influences de « k_α ». Et comme dans le sens transversal, les charges P_i ont la même valeur alors :

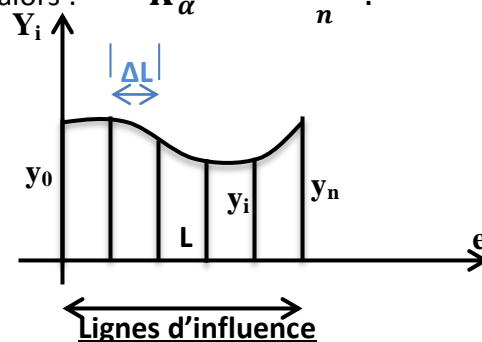
$$K_\alpha^{\text{moy}} = \frac{\sum y_i}{n}$$

b) cas de charge uniformément répartie :

$$K_\alpha^{\text{moy}} = \frac{\Omega_{\max}}{L}$$

Ω_{\max} : aire de la d'influence qui sera calculée par la méthode des trapèzes (par intégrale).

L : largeur chargée.



Avec : $\Omega_{\max} = \frac{\Delta L}{2} (y_0 + y_n + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}))$. La formule de $K_{\alpha \max}$ devient :

$$K_{\alpha \text{ moy}} = \frac{1}{2n} [y_0 + y_n + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1})].$$

n : nombre d'intervalle. (Parce que : $\frac{L}{\Delta L} = n$).

L : Largeur chargée.

Feuille de calcul : suivant les lignes d'influence dans ANNEXE 2, on trouve :

N.B : Si la valeur de charge tombe entre les deux valeurs, on prend le maximum.

Poutre 0 (intermédiaire):

a) Pour les chargements concentrés :

➤ Surcharge B_c :

- Pour 1 file: $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.574541931+1.036969568}{2} = 0.8058$
- Pour 2 files: $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.574541931+1.036969568+1.457997483+1.664666082}{4} = 1.1835$

➤ Surcharge B_t :

- Pour 1 tand $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.574541931+1.457997483}{2} = 1.0162$
- Pour 2 tand $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.574541931+1.457997483+1.457997483+1.664666082}{4} = 1.2888$

➤ Surcharge B_r :

$$K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.574541931}{1} = 0.5745$$

b) Pour les chargements réparties :

➤ Surcharge A(l):

- Pour 1 voie : $K_{\alpha moy} = 0.9906$
- Pour 2 voies :

$$K_{\alpha moy} = 2 \left[\frac{1}{2 \times 4} 1.664666082 + 0.121234749 + 2(1.457997483 + 1.036969568 + 0.574541931) \right]$$

$$K_{\alpha moy} = 1.9812$$
 - Surcharge sur trottoirs : $K_{\alpha moy} = 1.98$
 - Surcharge M_{c120} : $K_{\alpha moy} = 1.98$
 - Surcharge sur trottoirs : 1 trottoir : $K_{\alpha moy} = 0.5768$
2 trottoirs : $K_{\alpha moy} = 1.1536$
 - Surcharge D_{240} : $K_{\alpha moy} = 0.9906$

Poutre 1 :

➤ Surcharge B_c :

- Pour 1 file : $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.252872114+0.657944443}{2} = 0.4554$
- Pour 2 files: $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.252872114+0.657944443+1.089366398+1.489366398}{4} = 0.8724$

➤ Surcharge B_t :

- Pour 1 tand : $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.252872114+1.089366398}{2} = 0.6711$
- Pour 2 tand : $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.252872114+1.089366398+1.089366398+1.656359459}{4} = 1.0219$

- Surcharge B_r: $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.252872114}{1} = 0.2528$
- Surcharge A(l) :
 - Pour 1 voie chargée : $K_{\alpha moy} = 0.7011$
 - Pour 2 voies chargées : $K_{\alpha moy} = 1.0844$
- Surcharge Mc120:

$$K_{\alpha moy} = \frac{1}{2 \times 2} [0.252872114 + 1.480960661 + 2(0.657944443 + 1.089366398)] = 1.3071$$

- Surcharge sur trottoirs : 1 trottoir : $K_{\alpha moy} = 0.3228$
2 trottoirs : $K_{\alpha moy} = 1.3768$
- Surcharge D₂₄₀: $K_{\alpha moy} = 0.7011$

Poutre 2 :

- Surcharge Bc:
 - Pour 1 file : $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.049501694+0.345540582}{2} = 0.1975$
 - Pour 2 files: $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.049501694+0.345540582+0.706726571+1.130531328}{4} = 0.5581$
- Surcharge Bt:
 - Pour 1 tand : $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.049501694+0.706726571}{2} = 0.3781$
 - Pour 2 tand : $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.049501694+0.706726571+0.706726571+1.475371671}{4} = 0.7346$
- Surcharge Br : $K_{\alpha}^{moy} = \frac{\sum y_i}{n} = \frac{0.049501694}{1} = 0.0495$
- Surcharge A(l) :
 - Pour 1 voie chargée : $K_{\alpha moy} = 0.4450$
 - Pour 2 voies chargées : $K_{\alpha moy} = 1.0140$
- Surcharge M_{c120}: $K_{\alpha moy} = 0.8211$
- Surcharge sur trottoirs : 1 trottoir : $K_{\alpha moy} = 0.1675$
2 trottoirs : $K_{\alpha moy} = 1.8712$
- Surcharge D₂₄₀ : $K_{\alpha moy} = 0.4449$

Poutre 3 :

- Surcharge Bc:
 - Pour 1 file : $K_{\alpha}^{moy} = 0.1731$
 - Pour 2 files: $K_{\alpha}^{moy} = 0.3312$

➤ Surcharge Bt:

- Pour 1 tand : $K_{\alpha}^{moy} = 0.2709$
- Pour 2 tand : $K_{\alpha}^{moy} = 0.3800$

➤ Surcharge Br : $K_{\alpha}^{moy} = 0.2407$

- Surcharge A(l) :
 - Pour 1 voie chargée : $K_{\alpha moy} = 0.2308$
 - Pour 2 voies chargées : $K_{\alpha moy} = 1.0584$

➤ Surcharge M_{c120}: $K_{\alpha moy} = 0.4616$

- Surcharge sur trottoirs : 1 trottoir : $K_{\alpha moy} = 0.1274$
- 2 trottoirs : $K_{\alpha moy} = 2.6569$

➤ Surcharge D₂₄₀ : $K_{\alpha moy} = 0.2308$ **Poutre 4 :**

➤ Surcharge Bc:

- Pour 1 file : $K_{\alpha}^{moy} = 0.2072$
- Pour 2 files: $K_{\alpha}^{moy} = 0.2186$

➤ Surcharge Bt:

- Pour 1 tand : $K_{\alpha}^{moy} = 0.1790$
- Pour 2 tand : $K_{\alpha}^{moy} = 0.3520$
- Surcharge Br : $K_{\alpha}^{moy} = 0.2207$

- Surcharge A(l) :
 - Pour 1 voie chargée : $K_{\alpha moy} = 0.3045$
 - Pour 2 voies chargées : $K_{\alpha moy} = 1.1262$

➤ Surcharge M_{c120}: $K_{\alpha moy} = 0.3045$

- Surcharge sur trottoirs : 1 trottoir : $K_{\alpha moy} = 0.1864$
- 2 trottoirs : $K_{\alpha moy} = 3.3851$

➤ Surcharge D₂₄₀: $K_{\alpha moy} = 0.1522$

—————→ Les moments réels vaut : $M_{réel} = M_0 \times K_{\alpha moy}$.

7.3.2 Détermination de la poutre la plus sollicitée :

Combinaison d'action :

Selon le DTR règles définissant les charges à appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes-Algérie, les combinaisons d'action vaut :

a) Coefficient pour les actions permanente :

Charges	G_{max}	G_{min}
Poids propre	1.06	0.9
Etanchéité	1.2	0.8
Enrobées et Béton bitumineux	1.4	0.8
Autre équipements	1.2	0.8

Tableau 7.3 k : Coefficients multiplicateurs des actions permanentes

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables :

$$G_{\max} = 1.06 \times 14.94 + 1.2 \times 0.7925 + 1.4 \times 0.693 + 1.2 \times 0.1 = \mathbf{17.88 \text{ t/ml.}}$$

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables :

$$G_{\min} = 0.9 \times 14.94 + 0.8(0.7925 + 0.693 + 0.1) = \mathbf{14.71 \text{ t/ml} .}$$

b) Coefficient pour les actions dues aux surcharges :

<i>Charge</i>	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
-Charges de chaussées et effets annexes. -Charges sur remblai.	1.07	0.2
-Charges militaires. -Charges exceptionnelles.	1.0	1.0
-Charges sur trottoirs -Garde-corps. -Passerelle piétons.	1.07	1.0

Tableau 7.3 l : Coefficients multiplicateurs des actions dues aux surcharges

❖ Etat limite ultime de résistance :

● **ELU-Combinaisons fondamentales :**
$$\begin{cases} 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 Q_r \\ 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.35 Q_{rp} \end{cases}$$

Q_r : les surcharges de chaussée A(l) ou B avec les charges sur trottoirs.

$$Q_r = \max(B \text{ et } A(l)) + 1.07 Tr .$$

Q_{rp} : les surcharges militaires ou exceptionnelles.

$$Q_{rp} = \max(M_{c120} \text{ et } D_{240}) .$$

❖ **Etat limite de service :**

- **Combinaisons rares:** $\begin{cases} G_{\max} + G_{\min} + Q_r \\ G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp} \end{cases}$
- **Combinaisons fréquentes:** $G_{\max} + G_{\min} + 0.6 Q_r$
- **Combinaisons quasi permanentes:** $G_{\max} + G_{\min}$

Donc les valeurs des moments sous combinaison d'action valent :

Le moment doit être divisé sur le nombre des poutres(09)

	combinaisons	Poutre0	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
ELU	$1.35M_{G\max} + M_{G\min} + 1.5M_{Qr}$	362.16	351.39	350.88	351.96	353.29
	$1.35M_{G\max} + M_{G\min} + 1.35 M_{Qrp}$	359.14	351.68	346.31	342.33	340.59
ELS	$M_{G\max} + M_{G\min} + M_{Qr}$	299.52	292.34	292	292.73	293.61
	$M_{G\max} + M_{G\min} + M_{Qrp}$	299.14	293.61	289.63	286.68	285.39
	$M_{G\max} + M_{G\min} + 0.6 M_{Qr}$	292.87	288.57	288.36	288.80	289.33
	$M_{G\max} + M_{G\min}$	282.89	282.89	282.89	282.89	282.89

Tableau 7.3 m : Valeurs des moments à l'ELU et l'ELS

Donc, la poutre la plus sollicitée dû au moment est la poutre intermédiaire (poutre n° 0) à $x=0.5L$, avec $M_{\max} = 362.16 \text{ t.m}$

7.4 Efforts tranchants longitudinaux réel de chaque position des poutres :

Le calcul des efforts tranchants se fait de la même manière que celle utilisé pour les moments fléchissants.

7.4.1 Coefficient de répartition ϵ_α :

Le coefficient ϵ_α dépende de θ et α pour la détermination de ce paramètre.

Les ϵ_0, ϵ_1 qui correspondent à $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$ respectivement sont extraites des tableaux de Guyon-Massonnet et sont marquées dans ANNEXE 3.

Pour notre valeur de θ qui ne figurant pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet, on doit faire une interpolation.

La détermination des coefficients ϵ_α se fait comme celle de K_α , mais avec quelques spécifications :

En section courante au niveau des appuis : $x = 0,00L$, on utilisera ϵ_α obtenue par interpolation entre ϵ_0 et ϵ_1 ; L'interpolation se fera comme suite :

$$\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \alpha \longrightarrow \text{si } |y| + |e| \leq 3b/4.$$

$$\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \alpha^{1/2} \longrightarrow \text{si } |y| + |e| > 3b/4.$$

En section intermédiaire : $x = 0,25L$ ou $0,5L$, on utilisera $\overline{\epsilon}_\alpha$ obtenue par interpolation entre ϵ_0 et $\overline{\epsilon}_1$; L'interpolation se fera comme suite :

$$\overline{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \times \alpha \longrightarrow \text{si } |y| + |e| \leq 3b/4.$$

$$\overline{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\overline{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \times \alpha^{1/2} \longrightarrow \text{si } |y| + |e| > 3b/4.$$

Nous allons à calculer le cas le plus défavorable c.à.d au niveau des appuis.

Les résultats d'interpolation sont illustrés dans l'ANNEXE3.

Après l'interpolation des epsilons, nous allons à calculer les efforts tranchants réels qui seront récapitulés dans le tableau ci-dessous :

7.4.2 Détermination de la poutre la plus sollicitée :

Combinaison d'action :

Les valeurs des efforts tranchant sous combinaison d'action valent :

Les efforts tranchants doivent être divisés par le nombre de poutres (9)

	combinaisons	Poutre0	Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
ELU	$1.35T_{Gmax} + T_{Gmin} + 1.5T_{Qr}$	54.32	54.28	54.30	54.31	54.33
	$1.35T_{Gmax} + T_{Gmin} + 1.35 T_{Qrp}$	54.14	54.08	54.02	54	54.01
ELS	$T_{Gmax} + T_{Gmin} + T_{Qr}$	45.50	45.48	45.49	45.50	45.52
	$T_{Gmax} + T_{Gmin} + T_{Qrp}$	45.40	45.35	45.32	45.29	45.31
	$T_{Gmax} + T_{Gmin} + 0.6 T_{Qr}$	45.41	45.39	45.40	45.40	45.41
	$T_{Gmax} + T_{Gmin}$	45.26	45.26	45.26	45.26	45.26

Tableau 7.4 j : Valeurs des efforts tranchant à l'ELU et l'ELS

Donc, la poutre la plus sollicitée dû à l'effort tranchant est la poutre de rive (poutre n° 4) à $x=0.00L$, avec $T_{max} = 54.33t$.

1. Ferraillage de la dalle :

Partie centrale de la dalle

Dalle supposée repose sur ses 4 côtés (entretoise et poutre)

a. Détermination des moments fléchissant :

- Charge permanente :

$$\text{Dalle en Bp : } p_1 = 0.20 \times 1.1 \times 25 \times 2.5 = 13.75 \text{ t.}$$

$$\text{Revêtement : } p_2 = 0.08 \times 1.1 \times 25 \times 2.2 = 4.84 \text{ t.}$$

$$\sum_{i=1 \sim 2} p_i = 18.59 \text{ t.}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{2.5} = 0.044 < 0.4$$

Donc la dalle ne travaille que dans un seul sens (celui de la petite partie) elle sera donc considérée appuyée sur deux côtés seulement (comme une poutre).

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho' = \frac{l_y}{l_x} = \frac{2.5}{1.1} = 22.72 & \Rightarrow \rho' = 3. \text{ (la valeur de } \rho \text{ est limité à 3).} \\ \rho = 0.044 & \Rightarrow M_1 = 0.004 \text{ t.m} \\ \rho' = 3 & \Rightarrow M_2 = 0.003 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

b. Coefficient de poisson $\nu = 0.20$ pour le béton :

$$M_{xp} = (M_1 + \nu \times M_2) \times p = [(0.004 + 0.20(0.003)) \times 18.59 = 0.085514 \text{ t.m}$$

$$M_{yp} = (M_2 + \nu \times M_1) \times p = [(0.003 + 0.20(0.004)) \times 18.59 = 0.070642 \text{ t.m}$$

2. Détermination des moments fléchissants dus aux surcharges concentrées :

On utilise les abaques de PIGEAUD permettant de déterminer les moments fléchissants au centre d'une dalle rectangulaire simplement appuyée sur quatre côtés.

Système B_r :

Rectangle d'impact :

$$U = a_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} a_0 = 0.30 \\ b_0 = 0.60 \end{cases} \quad \text{Et: } \begin{cases} h_0 = 0.20 \\ h_1 = 0.08 \end{cases}$$

a_0, b_0 : Dimensions de l'impact de la roue du système B_r .

h_0 : Hauteur de la dalle.

h_1 : Hauteur de la couche de roulement (BB).

D'où, on obtient :

$$U = 0.30 + 0.20 + 2 \times 1 \times 0.08 \Rightarrow U = 0.66$$

$$V = 0.60 + 0.20 + 2 \times 1 \times 0.08 \Rightarrow V = 0.96$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.044$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0.66}{1.1} = 0.6 \quad \text{et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{0.96}{25} = 0.038$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a déterminé les valeurs de M_1 et M_2 , d'où :

$$M_{0x} = M_1 \times p = 0.137 \times 10 = 1.37 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = M_2 \times p = 0.14 \times 10 = 1.40 \text{ t.m}$$

3. Détermination du coefficient de majoration dynamique δ_{B_r} :

$$\delta_{B_r} = 1.08$$

$$\Rightarrow \overline{M_{0x}} = M_{0x} \times \delta_{B_r} = 1.4796 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \overline{M_{0y}} = M_{0y} \times \delta_{B_r} = 1.512 \text{ t.m}$$

$$M_x = M_{xp} + 1.2 \times \overline{M_{0x}} = 0.085514 + 1.2 (1.4796) = 1.8610 \text{ t.m}$$

$$M_y = M_{yp} + 1.2 \times \overline{M_{0y}} = 0.070642 + 1.2 (1.512) = 1.8850 \text{ t.m}$$

- **Sur appuis** $0.5M_x = 0.9305 \text{ t.m}$

$$0.5M_y = 0.9425 \text{ t.m}$$

- **En travées** $0.8M_x = 1.4888 \text{ t.m}$

$$0.8M_y = 1.508 \text{ t.m}$$

Calcul des armatures :

a. Sur appuis :

a.1. Dans le sens transversal :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.50 & \text{pour la situation normale} \end{cases}$.

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$d = 0.9 \times 0.20 = 0.18 \text{ m} \quad \text{Et} \quad b = 1.1 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.9305}{1.1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 1.8438$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.9305}{1.256} = 0.7408$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 0.7408 - 0.1776 = 0.0756$$

$$\mu_{bu} \geq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{lu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0756}) = 0.09837$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1729$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.0756 \times 1.1 \times 0.18^2 \times 14.16 = 0.03815 \text{ MN.m} = 3.815 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times \gamma \times f_{c28} - \delta' \times [370 + 12 \times f_{c28}]$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} = \frac{0.20}{0.18} = 1.11$$

$$\Rightarrow \sigma_{sc} = 9 \times 0.7408 \times 25 - 1.11 \times [370 + 12 \times 25] = -577.02 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{sc}(d - d')} = \frac{(0.9305 - 3.815) \times 10^{-2}}{-577.02(0.20 - 0.18)} = 2.499 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 24.99 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = \frac{M_{lu}}{Z \times f_{su}} + A_s \times \frac{\sigma_{sc}}{f_{su}} = \frac{3.815 \times 10^{-2}}{0.1729 \times 347.82} + 2.499 \times 10^{-3} \times \frac{-577.02}{347.82}$$

$$A_{sc} = 3.51 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 35.11 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_s = 17HA14 = 18 \times 1.54 = 27.72 \text{ cm}^2$. Pour la nappe inférieure.

$A_{sc} = 18HA16 = 18 \times 2.01 = 36.18 \text{ cm}^2$. Pour la nappe supérieure.

a.2. Dans le sens longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.9425}{1.1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 1.8675$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.9425}{1.2723} = 0.7407$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 0.7407 - 0.1776 = 0.0755$$

$$\mu_{bu} \geq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{lu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0755}) = 0.0982$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1729$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.0755 \times 1.1 \times 0.18^2 \times 14.16 = 0.03810 \text{ MN.m} = 3.810 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times \gamma \times f_{c28} - \delta' \times [370 + 12 \times f_{c28}]$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} = \frac{0.20}{0.18} = 1.11$$

$$\Rightarrow \sigma_{sc} = 9 \times 0.7408 \times 25 - 1.11 \times [370 + 12 \times 25] = -577.02 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{sc}(d - d')} = \frac{(0.9425 - 3.810) \times 10^{-2}}{-577.02(0.20 - 0.18)} = 1.898 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 18.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = \frac{M_{lu}}{Z \times f_{su}} + A_s \times \frac{\sigma_{sc}}{f_{su}} = \frac{3.810 \times 10^{-2}}{0.1729 \times 347.82} + 1.898 \times 10^{-3} \times \frac{-577.02}{347.82}$$

$$A_{sc} = 2.515 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 25.15 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_s = 17\text{HA}12 = 17 \times 1.13 = 19.21 \text{ cm}^2.$ Pour la nappe inférieure.

$A_{sc} = 17\text{HA}14 = 17 \times 1.54 = 26.18 \text{ cm}^2.$ Pour la nappe supérieure.

b. En travée :

b.1. Dans le sens transversal :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$d = 0.9 \times 0.20 = 0.18 \text{ m} \quad \text{Et} \quad b = 1.1 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.4888}{1.1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 2.95$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.4888}{2.0098} = 0.7407$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 0.7407 - 0.1776 = 0.0755$$

$$\mu_{bu} \geq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{lu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0755}) = 0.09823$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1729$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.0755 \times 1.1 \times 0.18^2 \times 14.16 = 0.03810 \text{ MN.m} = 3.810 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times \gamma \times f_{c28} - \delta' \times [370 + 12 \times f_{c28}]$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} = \frac{0.20}{0.18} = 1.11$$

$$\Rightarrow \sigma_{sc} = 9 \times 0.7407 \times 25 - 1.11 \times [370 + 12 \times 25] = -577.04 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{sc}(d - d')} = \frac{(1.4888 - 3.810) \times 10^{-2}}{-577.04(0.20 - 0.18)} = 2.011 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 20.11 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = \frac{M_{lu}}{Z \times f_{su}} + A_s \times \frac{\sigma_{sc}}{f_{su}} = \frac{3.810 \times 10^{-2}}{0.1729 \times 347.82} + 2.011 \times 10^{-3} \times \frac{-577.04}{347.82}$$

$$A_{sc} = 2.702 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 27.02 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_s = 11HA16 = 11 \times 2.01 = 22.11 \text{ cm}^2.$ Pour la nappe inférieure.

$A_{sc} = 14HA16 = 14 \times 2.01 = 28.14 \text{ cm}^2.$ Pour la nappe supérieure.

b.2. Dans le sens longitudinal :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.508}{1.1 \times 0.18^2 \times 14.16} = 2.988$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.508}{2.0358} = 0.7407$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 0.7407 - 0.1776 = 0.0755$$

$$\mu_{bu} \geq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s \neq 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{lu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0755}) = 0.0982$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1729$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.0755 \times 1.1 \times 0.18^2 \times 14.16 = 0.03810 \text{ MN.m} = 3.810 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times \gamma \times f_{c28} - \delta' \times [370 + 12 \times f_{c28}]$$

$$\delta' = \frac{d'}{d} = \frac{0.20}{0.18} = 1.11$$

$$\Rightarrow \sigma_{sc} = 9 \times 0.7408 \times 25 - 1.11 \times [370 + 12 \times 25] = -577.02 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{sc}(d - d')} = \frac{(1.508 - 3.810) \times 10^{-2}}{-577.02(0.20 - 0.18)} = 1.994 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 19.94 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = \frac{M_{lu}}{Z \times f_{su}} + A_s \times \frac{\sigma_{sc}}{f_{su}} = \frac{3.810 \times 10^{-2}}{0.1729 \times 347.82} + 1.994 \times 10^{-3} \times \frac{-577.02}{347.82}$$

$$A_{sc} = 2.674 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 26.74 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_s = 13HA14 = 13 \times 1.54 = 20.02 \text{ cm}^2$. Pour la nappe inférieure.

$A_{sc} = 14HA16 = 14 \times 2.01 = 28.14 \text{ cm}^2$. Pour la nappe supérieure.

ETUDE DE LA PRECONTRAINT

VI.1. Généralités :

Le béton est un matériau dans la résistance à la traction est faible par rapport à celle de la compression. Et c'est pour remédier à ce problème que l'ingénieur « EUGENE FREYSSINET » a introduit le principe de la précontrainte qui consiste à créer artificiellement une contrainte de compression préalable dans le béton. Ainsi lors du chargement, on n'aura qu'une décompression du béton. Donc parmi les contraintes résultantes on aura de la compression ou une faible traction.

- **Introduction :**

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à exercer dans un matériau avant son exploitation, des contraintes opposées à celles produites par les charges extérieures qui le sollicitent.

Le traitement mécanique appelé précontraint, exige généralement deux matériaux. Celui qui est précontraint et celui, qui produit la précontrainte.

Dans le cas du béton précontraint, c'est le béton qui est précontraint et ce sont les aciers à haute résistance mis en tension qui produisent la précontrainte.

VI.2. MODE DE PRETENTION :

VI.2.1. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINT PAR PRETENTION:

Ce procédé consiste à tendre à l'avance des câbles d'acier sur un banc de traction avant bétonnage, on vient ensuite couler le béton autour de ces armatures tendues, lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, les armatures sont libérées de leurs ancrages. Comme les aciers actifs ne sont pas libres de revenir à leurs longueurs initiales, l'effort se reporte au béton par adhérence ce qui produit le précontraint.

- **Technique de la précontrainte pré-tension :**

Cette fabrication se fait sur des bancs composés d'une table plane en béton ou on acier servant de fond de coffrage et de deux massifs d'ancrages aux extrémités. De chaque côté de la table on vient disposer des coffrages outils pour donner à la pièce la forme souhaitée, les massif d'ancrages servant à mettre en tension les câbles qui sont en général rectilignes.

Pour rentabiliser ces installations importantes on est conduit :

-Généralement à fabriquer plusieurs éléments à la fois, ou cette fabrication se fait sur des

bancs de 36m à 200m de longueurs sur lesquels les produits sont disposés en série.

-accélérer le durcissement du béton afin de libérer rapidement les coffrages et les bancs de fabrication, pour réaliser une nouvelle production (système d'étuvage).

Le durcissement accéléré de béton est généralement obtenu par un traitement thermique réalisé par l'un des procédés suivants :

-Etuvage à la vapeur haute pression.

-Etuvage à la vapeur basse pression.

-Chauffage électrique.

-Emploi de béton chaud.

-Emploi de coffrage calorifugé.

Cette dernière solution est certainement la meilleure car d'une part elle ne consomme pas d'énergie et d'autre part elle assure un échauffement uniforme du béton ce qui évite l'apparition de contraintes internes pouvant créer des désordres.

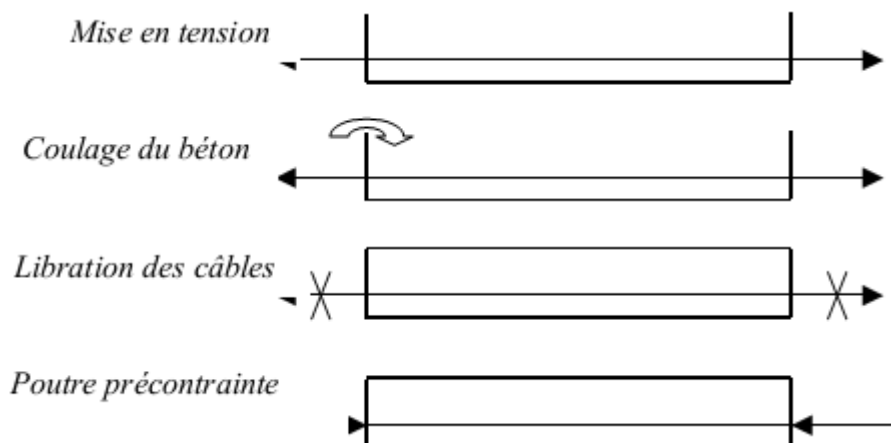


Fig V.1. Technique de la précontrainte pré-tension

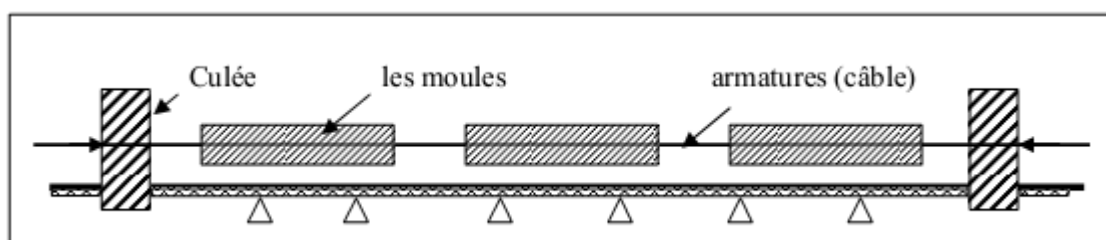


Fig V.2. Banc de précontrainte par pré-tension 50 à 100 m

VI.2.2 DONNÉES DE LA PRÉCONTRAINT:

a. béton:

La résistance de béton est un paramètre très important pour la réalisation des ouvrages précontraints. Nous désignons sa résistance caractéristique par f_{c28} car elle est généralement déterminée à 28 jours d'âge.

La résistance caractéristique du béton :

- à la compression : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

jours	7	14	21	28
$f_{cj}(\text{MPa})$	25	32	34	35

- à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,7 \text{ MPa}$

On étudie la précontrainte dans la classe II, elle se caractérise par une contrainte de traction admissible.

$$\text{Contraintes admissibles : } \begin{cases} \sigma_{ts} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa} \\ \sigma_{cs} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa} \end{cases} \quad (1)$$

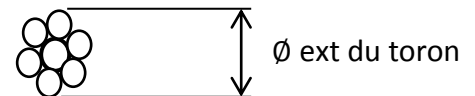
b. Acier de précontraint:

Pour notre projet, nous avons choisis un acier de type T13 TBR, et qui a les Caractéristiques suivantes :

- Torons 7 fils : 6 fils disposés en hélice autour d'un fil central d'un diamètre plus important.

Ø File d'âme [mm]	Ø File extérieur [mm]	Ø File du toron [mm]	Section A_p [mm ²]
4.25	4.10	13	93

- Classe 1860 MPa
- Force de rupture garantie $F_r = 173 \text{ KN}$.
- Force de tension garantie $F_e = 154 \text{ KN}$.
- Relaxation à 1000 h $\rho_{1000} = 2, 5 \%$.
- La limite conventionnelle d'élasticité pour les torons (Module de Young) $E_p = 190000 \text{ MPa}$
- Contrainte de rupture garantie : $1770 \text{ MPa} \leq f_{prg} \leq 1960 \text{ MPa}$ pour les torons.



D'où : $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$

- Contrainte élastique garantie : $f_{peg} = 80 \text{ à } 90 \%$ de la résistance à la rupture.

D'où : $f_{peg} = 1570 \text{ MPa}$

(1) cours et applications de Béton Précontraint A. FUENTS P103

- La contrainte maximale de mise en tension :

Selon l'EC2 (ENV 1992-1-3:1994), la valeur minimale à l'origine est donnée par l'expression :

$$P_0 = \min \begin{cases} 0.85 \times f_{prg} \times A_p = 0.1399 \text{ MN} \\ 0.95 \times f_{peg} \times A_p = 0.1387 \text{ MN} \end{cases}$$

$$P_0 = 0.1387 \text{ MN}$$

$$\sigma_{P_0} = \frac{P_0}{A_p} = 1491.5 \text{ MPa}$$

VI.3. Dimensionnement de l'effort de précontrainte :

$$P_{min} = \max \left[P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + B \cdot \overline{\sigma_{ti}} ; P_{II} = \frac{I \cdot \overline{\sigma_{ti}} + M_M \cdot v_i}{i^2 + v_i(v_i - d_i)} \right]$$

Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + Dalle) :

$$B = 0.5270 \text{ m}^2 ; I_g = 0.1391361511 \text{ m}^4 ; V_i = 0.92 \text{ m} ; V_s = 0.48 \text{ m} ; \rho = 0.5979$$

$$h = 1.40 \text{ m} ; i = 0.514 \text{ m} ;$$

Selon le fascicule n° 62 - Titre I - Section II, l'enrobage minimal est de 4cm, donc on prend $d_i = 0.05 \text{ m}$.

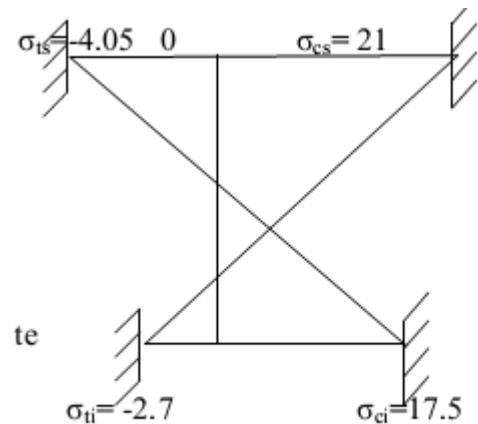
$$\text{À l'ELS: } M_M = M(G + D_{240}) = 362.16 \text{ t.m}$$

$$M_m = M(G) = 282.89 \text{ t.m} \quad \text{D'où: } \Delta M = 79.27 \text{ t.m.}$$

Contraintes admissibles en service :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma_{cs}} &= 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma_{ti}} &= -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa.} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Sous} \\ \text{Combinaison} \\ \text{rare.} \end{array} \right\}$$

$$\begin{aligned} \overline{\sigma_{ci}} &= 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma_{ts}} &= -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa.} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{Sous} \\ \text{Combinaison} \\ \text{permanente.} \end{array} \right\}$$



$$P_I = 93.28 \text{ t} ; P_{II} = 312.62 \text{ t.}$$

Fig V.3. Diagramme des contraintes admissibles en services

$$P_{min} = \max [P_I, P_{II}] \Rightarrow P_{min} = P_{II} = 312.62 \text{ t.} \Rightarrow \text{Section sur critique.}$$

VI.3.2 Détermination du nombre de torons :

La force exercée par un câble est : $P_0 = 0.1387 \text{ MN}$

Nous estimons les pertes de précontrainte à 25% de P_0 , on aura :

$$P_{min} \leq 0.75 n \cdot P_0 \Rightarrow n \geq \frac{3.1262}{0.75 \times 0.1387} = 30.05 \quad \text{D'où : } n = 31 \text{ câbles. (T13 III TBR).}$$

VI. 3.3 Emplacement des torons :

Le BPEL indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire d'avoir un espacement entre axes minimal des torons, et une distance minimum aux parements :

- L'entraxe minimal D à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieur à trois fois le diamètre des armatures : $D \geq 3\phi = 3 \times 13 = 39 \text{ mm}$, on prend $D = 5\text{cm}$ Verticalement, et 20cm pour les deux derniers torons de la fibre supérieure, et 6 cm horizontalement.

- Distance minimum de l'axe des armatures au parement le plus proche, ne doit pas être inférieur à 2.5 fois son diamètre :

$D' \geq 2.5\phi = 2.5 \times 1.3 = 3.25\text{cm}$, on prend $D' = 5\text{cm}$ verticalement et 7cm horizontalement.

a. Section intermédiaire :

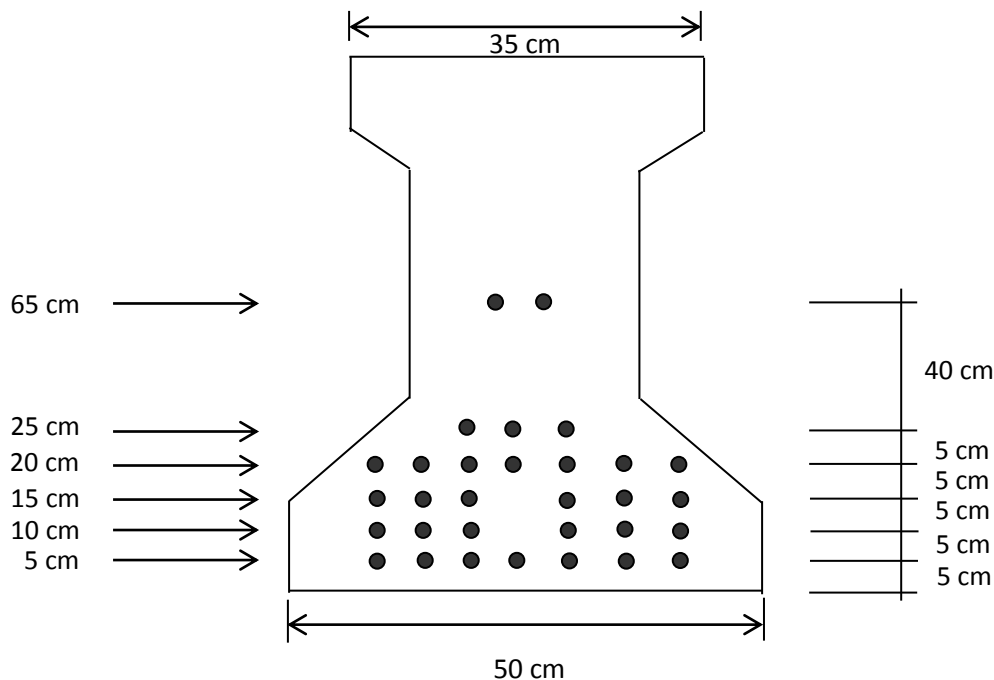


Fig V.4. Disposition torons à mi travée

Centre de gravité des armatures actives :

$$D' = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{\sum a_i}{n} = \frac{7.5 + 6.10 + 6.15 + 7.20 + 3.25 + 2.65}{31} = 25.48 \text{ cm}$$

- Position de la fibre neutre : (poutre seul) :

$$V' = 62.64 \text{ cm} ; V = 67.36 \text{ cm}.$$

- Excentricité de la force de précontrainte :

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(62.64 - 25.48) = -37.16 \text{ cm} \text{ (Poutre seul)}$$

- Position de la fibre neutre : (poutre avec hourdis) :

$$V' = 92 \text{ cm} ; V = 48 \text{ cm}.$$

- Excentricité de la force de précontrainte :

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(92 - 25.48) = -66.52 \text{ cm} \text{ (Poutre avec hourdis)}$$

b. Section d'about :

N.B : Dans la pré-tension, l'excentricité constante, due au précontraint rectiligne de la totalité des armatures, provoque des contraintes de traction à l'about des pièces sur le parement opposé à celui même où se situent les armatures actives car à l'about il n'existe aucun moment fléchissant autre que celui du poids extérieure de poids propre, on est tenu dans ce cas, de gainer, donc d'annuler la force de précontrainte d'un certain nombre de torons sur une longueur suffisante qui, ajoutée à la longueur d'établissement, correspond à une zone de la poutre où le moment de poids propre peut équilibrer les contraintes de traction sur le parement considéré.

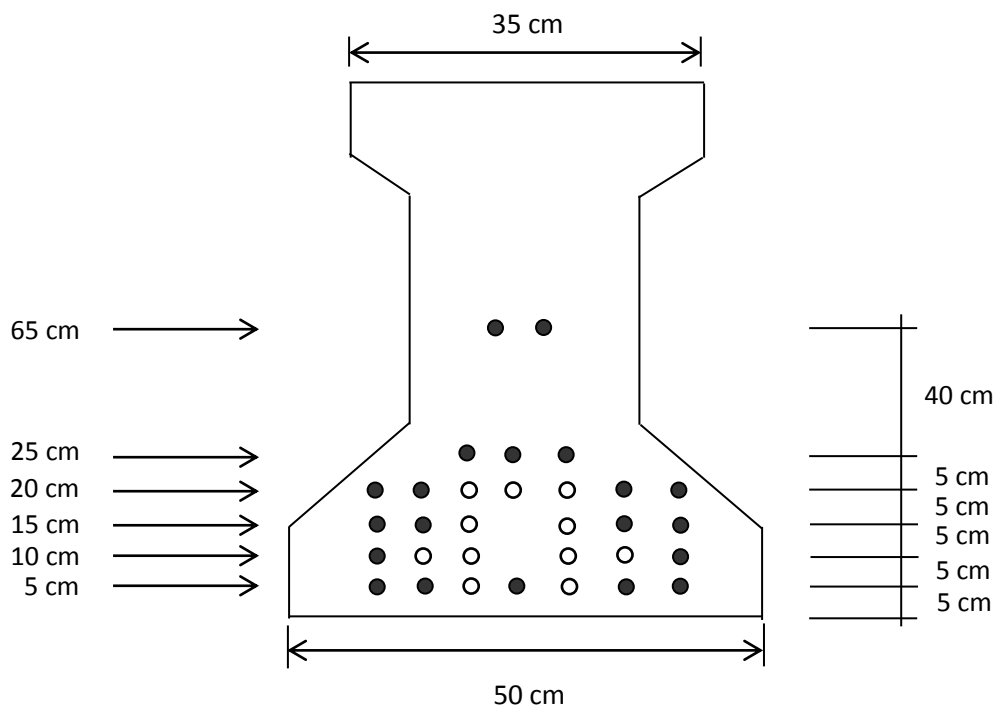


Fig V.5. Disposition torons dans la poutre d'about

Centre de gravité des armatures actives :

$$d_i = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{\sum a_i}{n} = \frac{5.5 + 2.10 + 4.15 + 4.20 + 3.25 + 2.65}{20} = 19.5 \text{ cm}$$

- Position de la fibre neutre : (poutre seul) :

$$V' = 62.64 \text{ cm} ; V = 67.36 \text{ cm}.$$

- Excentricité de la force de précontrainte :

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(62.64 - 19.5) = -42.96 \text{ cm (Poutre seul)}$$

- Position de la fibre neutre : (poutre avec hourdis) :

$$V' = 92 \text{ cm} ; V = 48 \text{ cm}.$$

- Excentricité de la force de précontrainte :

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(92 - 19.5) = -72.5 \text{ cm (Poutre avec hourdis)}$$

- **Vérifications rapide des contraintes:**

La vérification des contraintes se traduit par les deux inéquations suivantes :

$$\begin{cases} \text{À vide : fibre inf} & \sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I} \leq \overline{\sigma_{ci}} . \\ \text{En charge ; fibre sup} & \sigma_s = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_M \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma_{cs}} . \end{cases}$$

- **En phase de construction :**

$$B = 3270 \text{ cm}^2; V' = 62.64 \text{ cm}; V = 67.36 \text{ cm}; I = 6420830.64 \text{ cm}^4; e_0 = -37.16 \text{ cm}.$$

$$M_m = 66.09 \text{ t.m} = 0.6609 \text{ MN.m} \text{ Moment de la poutre seule.}$$

$$P_{min} = 3.1262 \text{ MN}.$$

$$\sigma_i = \left(\frac{3.1262}{0.3270} - \frac{3.1262 \times (-0.3716) \times 0.6264}{0.0642083064} - \frac{0.6609 \times 0.6264}{0.0642083064} \right) \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow 15.73 < 17.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{3.1262}{0.3270} + \frac{3.1262 \times (-0.3716) \times 0.6736}{0.0642083064} + \frac{0.6609 \times 0.6736}{0.0642083064} \right) \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow 4.30 < 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **En Service :**

$$B = 5270 \text{ cm}^2; V' = 92 \text{ cm}; V = 48 \text{ cm}; I = 13913615.11 \text{ cm}^4; e_0 = -66.52 \text{ cm}.$$

$$M_m = 66.09 \text{ t.m} = 0.6609 \text{ MN.m} \text{ Moment de la poutre seule.}$$

$$M_M = 169.77 \text{ t.m} = 1.6977 \text{ MN.m} \text{ Le moment d'une poutre + le moment dû à la surcharge } D_{240}.$$

$$P_{min} = 3.1262 \text{ MN}.$$

$$\sigma_i = \left(\frac{3.1262}{0.5270} - \frac{3.1262 \times (-0.6652) \times 0.92}{0.1391361511} - \frac{0.6609 \times 0.92}{0.1391361511} \right) \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 15.31 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{3.1262}{0.5270} + \frac{3.1262 \times (-0.6652) \times 0.48}{0.1391361511} + \frac{1.6977 \times 0.48}{0.1391361511} \right) \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 4.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa}. \Rightarrow \text{C.V}$$

VI. 4 Les pertes de précontraintes :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton armé par exemple, ou la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'avaient pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels **le frottement** à la mise en tension des câbles, **le recul à l'ancrage**, **la non-simultanéité** de mise en tension des câbles, **le retrait du béton**, **la relaxation des aciers**, **le fluage du béton**. Les trois premières pertes sont **instantanées**, les trois dernières sont des pertes **différées**, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeur maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

VI.4.1 Calcul des pertes à mi- travée :

• Pertes sur un banc de longueur 60 m :

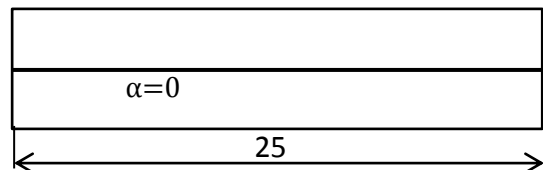
4.1.1 Pertes instantanées :

Tension à l'origine : $0,85 \times 1770 = 1504.5 \text{ MPa}$

$0,95 \times 1570 = 1491.5 \text{ MPa}$ (valeur tient en compte)

4.1.1.1. Perte de frottement : à mi portée

Le calcul est effectué à mi- portée, nous avons choisi un tracé rectiligne (l'angle $\alpha = 0$).



$$\Delta \sigma_f = \sigma_{p0} [1 - e^{-f \times \alpha - \varphi \times x}].$$

$$= 1491.5 [1 - e^{-0.17 \times 0 - 0.0016 \times 12.5}] = 29.53 \text{ MPa} . (1.98 \%)$$

Ou : f et φ sont des coefficients de frottement prenant les valeurs forfaitaires : 0.17 rd^{-1} et 0.0016 m^{-1} respectivement.

4.1.1.2. Perte de recule d'ancrage :

$$\Delta \sigma_g = E_p \frac{g}{l} = 190000 \times \frac{0.002}{60} = 6.33 \text{ MPa} . (0.42 \%)$$

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontraint.

l : est la longueur du banc de précontraint.

g : est la rentrée d'ancrage à la détention de l'armature (de l'ordre de 2mm) elle est définie pour chaque type d'ancrage dans la notice technique.

4.1.1.3. Perte de Non-simultanéité de mise en tension :

$$\Delta\sigma_n = E_p \sum K_j \times \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}. \text{ Avec : } \sigma_{b12} = 7.5 \text{ MPa.}$$

$$E_{i12} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{30} \approx 34180 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{35} \approx 36000 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_n = 200000 \left(\frac{1}{2} \times \frac{7.5}{34180} + 1 \times \frac{1}{36000} \right) = 27.49 \text{ MPa. (1.84 \%)}$$

4.1.2. Pertes différées :

4.1.2.1. Perte due à la relaxation de l'acier sur le banc :

$$\sigma_{pmt} = \sigma_0 - \Delta\sigma_g = 1491,5 - 6.33 = 1485.16 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pmt}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pmt}(x) = \frac{6}{100} 2.5 \left(\frac{1485.16}{1770} - 0.43 \right) 1485.16.$$

$$= 91.13 \text{ MPa. (6.11 \%)}$$

$\mu_0 = 0.43$ Pour les armatures à très basse relaxation TBR.

4.1.2.2. Perte due au retrait du béton sur le banc de préfabrication :

Le béton étuvé, à la mise en précontrainte à 1 jour est équivalente à un béton non étuvé à 7 jours où le retrait sur banc : $\varepsilon = \varepsilon_r \times r(t)$

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(t)) E_p.$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}.$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre extérieures}} = \frac{3270}{374.9} = 8.72 \text{ cm.}$$

ε_r : est le retrait final du béton.

r_m : rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

Selon le BPEL91 et à défaut de résultats expérimentaux le retrait final ε_r est donné par les valeurs forfaitaires suivantes :

$1,5 \times 10^{-4}$ dans les climats humides.

2×10^{-4} en climat humide. Ce qui est le cas de la willaya de SKIKDA.

3×10^{-4} en climat tempéré sec.

4×10^{-4} en climat chaud et sec.

5×10^{-4} en climat très sec.

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} ; t_{réel} = 7 \text{ jours} ; r_m = \frac{3270}{374.9} = 8.72 \text{ cm} ; r(t) = \frac{7}{7 + 9 \times 8.72} = 0.082$$

Le retrait vaut : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4} \times 0.082 = 1.64 \times 10^{-5}$

La perte due au retrait vaut : $\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4} (1 - 0.082) \times 2 \times 10^5 = 36.72 \text{ MPa. (2.46 \%)}$

4.1.2.3. La perte par fluage différées:

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée $\varepsilon_t = 3\varepsilon_i$. Le fluage correspond à une déformation dans le temps à l'effort constant (et donc à longueur variable). La relaxation correspondant à une chute de tension (ou de compression) à longueur constante.

Le raccourcissement instantané vaut : $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_c}{E_{bi}}$.

Le raccourcissement final vaut : $3 \frac{\Delta l}{l}$, la part due au fluage vaut donc : $\varepsilon_{fl} = \frac{2\sigma_c}{E_{bi}}$.

Le raccourcissement des aciers de précontraint vaut donc : $\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$.

$$E_{ij} = E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \approx 36000 \text{ MPa}.$$

En supposant que dans le cas étudié, la contrainte finale du béton au niveau du centre de gravité des câbles correspond à la contrainte maximale : $\sigma_b = \sigma_M = 7.2 \text{ MPa}$.

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fl} = (7.2 + 7.2) \frac{200000}{36000} = 80 \text{ MPa} . (5.36 \%)$$

Donc la perte finale est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p = 36.72 + 80 + \frac{5}{6} \times 91.13 = 192.66 \text{ MPa} . (12.92 \%)$$

La contrainte finale vaut :

$$\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_d = 1491.5 - 192.66 = 1298.84 \text{ MPa} . (\text{Réduction de } 12.92 \%)$$

VI.4.1.3. Vérification des contraintes à L'ELS :

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons déterminés l'emplacement et la force de précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures des contraintes admissibles, dans ce qui suite, nous allons à vérifier Les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service. $P_0 = P_{min} = 312.62 \text{ t}$

$$\text{Une réduction de } 12.92 \% \Rightarrow \Delta P_0 = 3.1262 \times \frac{12.92}{100} = 0.4039 \text{ MN}.$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.86 \text{ MN}.$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 2.57 \text{ MN}.$$

A mi- travée:

• À vide :

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_m \cdot V}{I} = \frac{2.86}{0.3270} + \frac{2.86 \times (-0.3716) \times 0.6736}{0.064208306} + \frac{0.6609 \times 0.6736}{0.064208306} = 4.53 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 4.53 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = 0 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I} = \frac{2.86}{0.3270} - \frac{2.86 \times (-0.3716) \times 0.6264}{0.064208306} - \frac{0.6609 \times 0.6264}{0.064208306} = 12.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}}.$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 12.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{C.V}$$

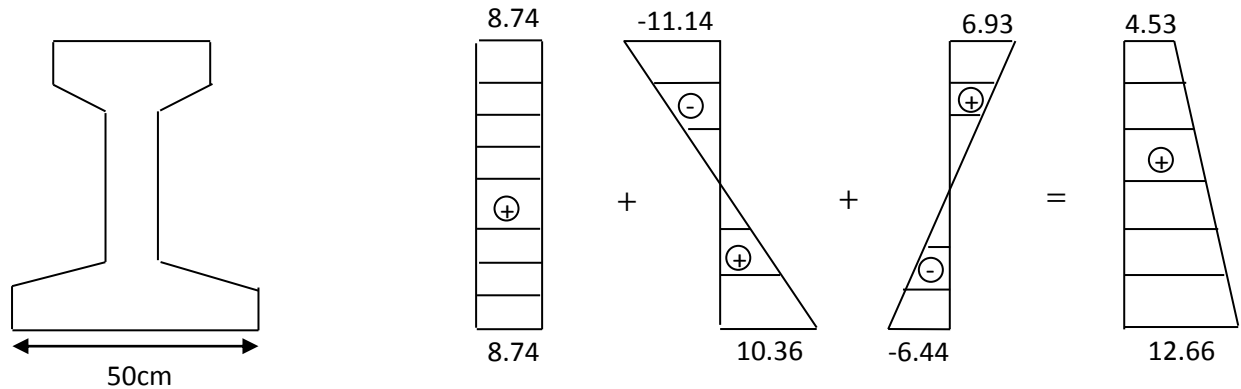
• **En service :**

$$\sigma_s = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_M \cdot V}{I} = \frac{2.57}{0.5270} + \frac{2.57 \times (-0.6652) \times 0.48}{0.1391361511} + \frac{1.6977 \times 0.48}{0.1391361511} = 4.83 \text{ MPa.}$$

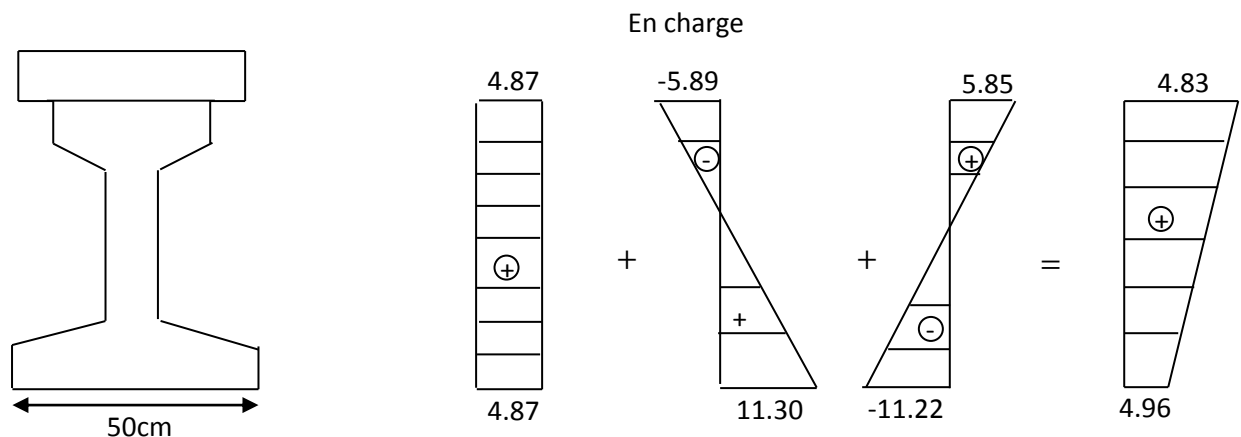
$$\Rightarrow \sigma_s = 4.83 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_M \cdot V'}{I} = \frac{2.57}{0.5270} - \frac{2.57 \times (-0.6652) \times 0.92}{0.1391361511} - \frac{1.6977 \times 0.92}{0.1391361511} = 4.96 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ti}}.$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 4.96 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ti}} = 0. \Rightarrow \text{C.V}$$



À vide (En phase de construction)



En charge (En service)

VI.4.2 Calcul des pertes à l'about:

VI.4.2.1 perte instantané à la longueur d'établissement de la précontrainte compte tenu des gainages :

Détermination de la longueur d'établissement :

La longueur d'établissement de la précontrainte est la distance après laquelle la précontrainte se diffuse dans la pièce avec un angle dont la tangente est voisine de 2/3. La longueur d'établissement l_e est prise égale à : $l_e = \sqrt{(l_s^2 + h_p^2)}$.

Où : l_s : est la longueur de scellement (donné par le fabricant $l_s = 1 \text{ m}$).

h_p : est la hauteur qui sépare le centre de gravité des armatures actives du parement

supérieur. $h_p = 1.30 - D' = 1.30 - 0.2548 = 1.045 \text{ m.}$

$$l_e = \sqrt{(1^2 + 1.045^2)} = 1.446 \text{ m.}$$

Moment dû au poids propre de la poutre:

$$M_g = g \cdot x \cdot \frac{(l-x)}{2} = 0.846 \times 1.446 \cdot \frac{(25-1.446)}{2} = 14.39 \text{ t.m.}$$

Le calcul de la perte par déformation instantanée est fait par un calcul itératif.

a. Perte par déformation instantanée du béton :

$$\text{Tension probable } = \sigma_p - \Delta\sigma = 1491.5 - 192.66 = 1298.84 \text{ MPa.}$$

Contrainte due à la précontrainte dans le béton : $\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_p^2}{I}$

$$n = 31 \text{ câbles ; } \sigma_p = 1298.84 \text{ MPa}$$

$$B = 3270 \text{ cm}^2: \text{ La section de la poutre seule.}$$

$$I : \text{ moment d'inertie de la poutre. } I = 6420830.64 \text{ cm}^4.$$

$$e_0 = -37 \text{ cm} : \text{ Excentricité de la force de précontrainte.}$$

Précontrainte au centre de gravité des armatures :

$$P = 1298.84 \times 93 \times 10^{-6} \times 31 = 3.74 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_p^2}{I} = \frac{3.74}{0.3270} + \frac{3.74 \times 0.37^2}{0.064208306} = 19.41 \text{ MPa.}$$

Décompression due au poids mort :

$$\sigma'_b = M_g \cdot \frac{e_p}{I} = 14.39 \times \frac{0.37}{0.064208306} = 82.92 \text{ t/m}^2 = 0.829 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contrainte de compression résiduelle : } \sigma'_r = 19.41 - 0.82 = 18.58 \text{ MPa.}$$

$$\text{Coefficient d'équivalence acier-béton : } m = \frac{E_a}{E_{ij}} = \frac{200000}{11000 \times \sqrt[3]{35}} = 5.56.$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma = \sigma'_r \times m = 18.58 \times 5.56 = 103.30 \text{ MPa.}$$

V.4.2.2 Les pertes différées:

4.2.2.1. Perte due à la relaxation de l'acier sur le banc :

$$\sigma = \sigma - \Delta\sigma = 1491.5 - 103.30 = 1388.19 \text{ MPa.}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_p &= \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma = \frac{6}{100} \cdot 2.5 \left(\frac{1388.19}{1770} - 0.43 \right) \times 1388.19 \\ &= 73.77 \text{ MPa (4.95 \%)} \end{aligned}$$

4.2.2.2 Perte par retrait du béton :

$$\Delta\sigma_r = 3 \cdot 10^{-4} \times 190000 = 57 \text{ MPa. (3,82\%).}$$

4.2.2.3 Perte due au fluage du béton :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}} \Delta\sigma_{fl} = (7.2 + 7.2) \frac{200000}{36000} = 80 \text{ MPa. (5.36 \%)}$$

- **Pertes différées totales :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p = 57 + 80 + \frac{5}{6} \times 73.89 = 198.58 \text{ MPa. (13.31 \%)}$$

4.2.3. Vérification des contraintes à L'ELS :

$$P_0 = 0.85 \times \sigma_{p_0} \times A_p \times n = 0.85 \times 1491.5 \times 93 \times 20 \times 10^{-6} = 2.3580 \text{ MN.}$$

n : nombre des torons à l'about.

$$\text{Une réduction de 13.31 \%} \Rightarrow \Delta P_0 = 2.3580 \times \frac{13.31\%}{100} = 0.3138 \text{ MN.}$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.15 \text{ MN.}$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 1.93 \text{ MN.}$$

• **À vide :**

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_m \cdot V}{I} = \frac{2.15}{0.3270} + \frac{2.15 \times (-0.4296) \times 0.6736}{0.064208306} + \frac{0.6609 \times 0.6736}{0.064208306} = 3.82 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 3.82 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = 0 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I} = \frac{2.15}{0.3270} - \frac{2.15 \times (-0.4296) \times 0.6264}{0.064208306} - \frac{0.6609 \times 0.6264}{0.064208306} = 9.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}}.$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 9.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{C.V}$$

• **En service :**

$$\sigma_s = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_M \cdot V}{I} = \frac{1.93}{0.5270} + \frac{1.93 \times (-0.725) \times 0.48}{0.1391361511} + \frac{1.6977 \times 0.48}{0.1391361511} = 4.69 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 4.69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_M \cdot V'}{I} = \frac{1.93}{0.5270} - \frac{1.93 \times (-0.725) \times 0.92}{0.1391361511} - \frac{1.6977 \times 0.92}{0.1391361511} = 1.69 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ti}}.$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 1.69 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ti}} = 0. \Rightarrow \text{C.V}$$

VI.5. Vérification des contraintes tangentielles:

VI.5.1. À vide :

La contrainte tangentielle ou de cisaillement τ :

$$\tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n \times Z} \quad \text{où : } V_{red} = V - P \cdot \sin \alpha \quad (\alpha = 0, \text{ parce que le tracé est rectiligne})$$

$$Z : \text{le bras de levier prend la valeur approchée: } Z = \left(\frac{1+\rho}{2} \right) \cdot h$$

$$\rho : \text{rendement de la section. } \rho = \frac{I}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{6420830.64}{3270 \times 67.36 \times 62.64} = 0.4654.$$

$$\Rightarrow Z = \left(\frac{1+0.4654}{2} \right) \times 1.30 = 0.9525 \text{ m}$$

$$b_n : \text{largeur brute dans le cas de prétention. } b_n = b_0 = 0.15 \text{ m.}$$

Les efforts tranchant du au poids propre de la poutre seule :

$$V_g(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x \Rightarrow V_g(0) = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{0.846 \times 25}{2} = 10.575 \text{ t.}$$

$$\text{La contrainte normale de compression au centre de gravité du béton : } \sigma_x = \frac{P_x}{A_{nette}}$$

$$A_{nette} = A_{totale} - A_{trous} = 3270 - 31 \times \left[\pi \times \left(\frac{1.3}{2} \right)^2 \right] = 3228.85 \text{ cm}^2.$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.86 \text{ MN}. \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2.86}{0.3228} = 8.859 \text{ MPa}.$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 2.57 \text{ MN}. \Rightarrow \sigma_2 = \frac{2.57}{0.3228} = 7.962 \text{ MPa}.$$

La contrainte de cisaillement doit être vérifiée : $\tau \leq \text{Min}(\overline{\tau}_1, \overline{\tau}_2)$

Avec :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_{x1} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj} \left[(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x1} + \sigma_t)) \right] \\ \tau^2 - \sigma_{x2} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{cj} - \sigma_{x2} - \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x2} + \sigma_t) \right] \end{cases}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{b_n \cdot S_t} \sin \alpha = 0. (\alpha = 0)$$

Les contraintes admissibles de cisaillement :

- $\overline{\tau}_{11}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(8.859 + 0)) \right] = 9.294 \Rightarrow \overline{\tau}_{11} = 3.048 \text{ MPa}.$

$$\overline{\tau}_{12}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(7.962 + 0)) \right] = 8.648 \Rightarrow \overline{\tau}_{12} = 2.941 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \tau_1 \leq \text{Min}(\overline{\tau}_{11}, \overline{\tau}_{12}) = \overline{\tau}_{12} = 2.941 \text{ MPa}.$$

- $\overline{\tau}_{21}^2 = 2 \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 8.859 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3}(8.859 + 0) \right] = 16.121 \text{ MPa}$

$$\overline{\tau}_{21} = 4.015 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_{22}^2 = 2 \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 7.962 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3}(7.962 + 0) \right] = 16.108 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_{22} = 4.013 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \tau_2 \leq \text{Min}(\overline{\tau}_{21}, \overline{\tau}_{22}) = \overline{\tau}_{22} = 4.013 \text{ MPa}.$$

$$\tau(x) = \frac{V_g}{b_n \times Z} = \frac{10.575}{0.15 \times 0.9525} = 74.015 \text{ t/m}^2 = 0.740 \text{ MPa}.$$

$$\begin{cases} \tau = 0.740 \text{ MPa} < \tau_1 = 2.941 \text{ MPa} \text{ ----- } C.V \\ \tau = 0.740 \text{ MPa} < \tau_2 = 4.013 \text{ MPa} \text{ ----- } C.V \end{cases}$$

VI.5.2. En charge :

La contrainte tangentielle ou de cisaillement: $\tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n \times Z}$

L'effort tranchant du au poids propre de la poutre seule :

$$V_g(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x \Rightarrow V_g(0) = \frac{g \times l}{2} = \frac{0.846 \times 25}{2} = 10.575 \text{ t}.$$

L'effort tranchant du au surcharge D_{240} :

$$V_q(x) = \frac{q \cdot l}{2} - qx \Rightarrow V_q(0) = \frac{q_{D_{240}} \times l}{2} = \frac{12.90 \times 25}{2} = 17.92 \text{ t}.$$

À l'ELS : $V_{red} = V_g + V_q - P \cdot \sin \alpha = 10.575 + 17.92 - 0 = 28.495 \text{ t}.$

À l'ELU : $V_{red} = 1.35V_g + 1.5V_q - P \cdot \sin \alpha = 1.35 \times 10.575 + 1.5 \times 17.92 - 0 = 41.16 \text{ t}.$

$$\rho = \frac{I}{B.V.V'} = \frac{13913615.11 \text{ cm}^4}{5270 \times 92 \times 48} = 0.5979. \Rightarrow Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \cdot h = \left(\frac{1+0.5979}{2}\right) \cdot 1.40 = 1.1185 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 = 0.15 \text{ m}.$$

La contrainte normale de compression au centre de gravité du béton : $\sigma_x = \frac{P_x}{A_{nette}}$

$$A_{nette} = A_{totale} - A_{trous} = 5270 - 31 \times \left[\pi \times \left(\frac{1.3}{2}\right)^2\right] = 5228.85 \text{ cm}^2.$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.86 \text{ MN}. \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2.86}{0.5228} = 5.470 \text{ MPa}.$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 2.57 \text{ MN}. \Rightarrow \sigma_2 = \frac{2.57}{0.5228} = 4.916 \text{ MPa}.$$

La contrainte de cisaillement doit être vérifiée : $\tau \leq \text{Min}(\overline{\tau}_1, \overline{\tau}_2)$

Avec :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_{x1} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj} \left[(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x1} + \sigma_t)) \right] \\ \tau^2 - \sigma_{x2} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{cj} - \sigma_{x2} - \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x2} + \sigma_t) \right] \end{cases}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{b_n \cdot S_t} \sin \alpha = 0. (\alpha = 0)$$

Les contraintes admissibles de cisaillement :

$$\bullet \overline{\tau}_{11}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(5.470 + 0)) \right] = 6.854 \Rightarrow \overline{\tau}_{11} = 2.618 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_{12}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(4.916 + 0)) \right] = 6.456 \Rightarrow \overline{\tau}_{12} = 2.541 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \tau_1 \leq \text{Min}(\overline{\tau}_{11}, \overline{\tau}_{12}) = \overline{\tau}_{12} = 2.541 \text{ MPa}.$$

$$\bullet \overline{\tau}_{21}^2 = 2 \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 5.470 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3}(5.470 + 0) \right] = 15.207 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{21} = 3.899 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_{22}^2 = 2 \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 4.916 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3}(4.916 + 0) \right] = 14.833 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_{22} = 3.851 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \tau_2 \leq \text{Min}(\overline{\tau}_{21}, \overline{\tau}_{22}) = \overline{\tau}_{22} = 3.851 \text{ MPa}.$$

À l'ELS : $\tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n \times Z} = \frac{28.495}{0.15 \times 1.1185} = 169.84 \text{ t/m}^2 = 1.6984 \text{ MPa}.$

$$\begin{cases} \tau = 1.6984 \text{ MPa} < \tau_1 = 2.541 \text{ MPa} \text{ ----- } C.V \\ \tau = 1.6984 \text{ MPa} < \tau_2 = 3.851 \text{ MPa} \text{ ----- } C.V \end{cases}$$

À l'ELU : $\tau(x) = \frac{V_{red}}{b_n \times Z} = \frac{41.16}{0.15 \times 1.1185} = 245.33 \text{ t/m}^2 = 2.4533 \text{ MPa}.$

$$\begin{cases} \tau = 2.4533 \text{ MPa} < \tau_1 = 2.541 \text{ MPa} \text{ ----- } C.V \\ \tau = 2.4533 \text{ MPa} < \tau_2 = 3.851 \text{ MPa} \text{ ----- } C.V \end{cases}$$

Conclusion :

La poutre de 25.00 m en béton précontraint préfabriquée selon le procédé pré-tension en fonction de son coffrage et son câblage (aciers actifs) a été vérifiée pour les différentes phases de construction en respectant le règlement BPEL et le fascicule 61 pour les différents cas de surcharges (la surcharge la plus défavorable).

VI.6. Détermination des armatures passives :**- Armatures de peau :**● Longitudinalement :

Leur rôle est de répartir les effets des retraits différentiels et des variations de température disposées elles sont logées dans la zone périphérique des pièces :

$$A_s = \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{de parement} \\ 0.1 \% \text{ de la section de béton} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 3 \text{ cm}^2 \cdot 3,125 \text{ ml/ml} = 9,375 \text{ cm}^2 \\ 2295,1 \cdot \frac{1}{1000} = 2,295 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit : 12HA10 (9.42cm²)

Pour leur espacement : Généralement on prend une armature HA 10 tous les 25 cm (DREUX).

● **Justification des contraintes tangentielles à l'ELU:**

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- La non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

● **Armatures transversales de peau :**

La section de ces armatures doit être de tel manière à avoir au moins 2 cm² d'acier (soit 1 cadre HA12) / m de parement. Elles sont disposées parallèlement aux sections droites.

● **Minimum d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \cdot \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot tg \beta_u$$

$$\text{Où : } tg 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_t}$$

$$\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_d = 1491.5 - 192.66 = 1298.84 \text{ MPa. (Pertes de 12.92 \%)}$$

$$Pi = \sigma_p \cdot n \cdot Ap = 1298.84 \times 31 \times 93 \cdot 10^{-6} = 3.74 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = 3.74 / 0.5270 = 7.097 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \tau_{\text{réd}} = 2.4533 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \tan 2\beta_u = \frac{2 \times 2.4533}{7.097 - 0} = 0.691 \Rightarrow \beta_u = 17.33^\circ < 30^\circ, \text{ limité à } 30^\circ; \text{ on prend } \beta_u = 30^\circ$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 \text{ Pour les combinaisons fondamentales.}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.15 \times 1.15}{400} \cdot \left(2.4533 - \frac{2.7}{3} \right) \cdot \tan 30^\circ = 3.867 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_t \leq \min[0.8h, 3b_0, 1\text{m}] = 3b_0 = 3 \times 0.15 = 0.45 \text{ m}.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3.87 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_t \geq 3.867 \times S_t = 3.867 \times 0.45 = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 2HA 12 = 2 \times 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

- **Justification des armatures transversales dans la zone d'appui :**
- La non rupture des armatures transversales :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot \gamma_s} \cot \beta_u$$

$$\bar{\tau} = \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 400}{0.45 \times 0.15 \times 1.15} \cot 30^\circ = 2.027 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 2.4533 \text{ MPa} \geq \bar{\tau} = 2.027 \text{ MPa} \text{ ----- Condition non vérifié}$$

On doit augmenter le ferrailage passif, on prend : $A_t = 3HA 12 = 3 \times 1.13 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = \frac{3.39 \times 10^{-4} \times 400}{0.45 \times 0.15 \times 1.15} \cot 30^\circ = 3.025 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 2.4533 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.025 \text{ MPa} \text{ Condition vérifié.}$$

- **Justification des bielles de béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{u \text{ réd}} \leq \frac{0.85 \times f_{cj}}{3 \times \gamma_b} \sin 2\beta_u$$

$$\tau_{u \text{ réd}} = 2.4533 \text{ MPa} \leq \frac{0.85 \times 35}{3 \times 1.5} \sin 2 \times 30^\circ = 5.72 \text{ MPa} \text{ ----- Condition vérifiée.}$$

- **Zone de surface :**

On doit disposer un ferrailage de surface A_s tel que :

$$A_s = \frac{P_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} ; \text{ Avec } P_{j0} = \max (0.04 \times n \times P_0 ; 0.1 \times n' \times P_0)$$

$$P_0 = 0.1387 \text{ MN}$$

P_0 : effort a ancre pour une armature

n : nombre des torons actifs en zone d'about

n' : nombre des torons actifs par lit

$$P_{j0} = \max(0.04 \times 20 \times 0.1387 ; 0.1 \times 7 \times 0.1387) = 0.1109 \text{ MN}.$$

$$\sigma_{s\lim} = \frac{2}{3} \times f_e = 266.67 \text{ MPa.}$$

- **Plan vertical :**

$$A_s = \frac{0.1109 \times 10^6}{266.67} = 415.87 \text{ mm}^2 = 4.15 \text{ cm}^2. \text{ Soit un cadre de } 4HA12 = A_s = 4.52 \text{ cm}^2.$$

- **Plan horizontal:**

$$A_s = \frac{2 \times 0.1109 \times 10^6}{266.67} = 831.73 \text{ mm}^2 = 8.31 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 8 \text{ HA12} = A_s = 8 \times 1.13 = 9.04 \text{ cm}^2$$

CALCUL DES DEFORMATIONS

Introduction :

Les charges, les surcharges ainsi que la précontrainte engendrent des déformations dans la poutre sous forme de flèches, de rotations d'appui. Le fluage, le retrait et la température provoquent des déformations qui sont les déplacements horizontaux.

1. Calculs des flèches :

a- Calcul de la flèche due au poids propre :

La flèche due au poids propre est donnée par l'expression:

$$F_g = \frac{5 \times g \times l^4}{384 \times E_v \times I_{eq}}$$

Avec :

- l : La portée = 25 m.
- E_v : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_{inst}}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{35} = 11993.91 \text{ MPa.}$$

- I_{eq} : Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis ».
- $$I_{eq} = I_g = 13913615.11 \text{ cm}^4 = 0.1391361511 \text{ m}^4.$$

- g : Poids propre revenant à chaque poutre.
- $$g = 1.836 \text{ t/ml} = 0.01836 \text{ MN/ml.}$$

D'où :

$$F_g = \frac{5 \times 0.01836 \times 25^4}{384 \times 11993.91 \times 0.1391361511} = 0.0559 \text{ m} = 5.59 \text{ cm.}$$

b- Contre flèche de précontrainte :

La flèche à mi travée est égale à :

$$F_p = \frac{1}{2} \times \int_0^{l/2} \frac{M}{E \times I} dx + \frac{1}{2} \times \int_{l/2}^l \frac{M}{E \times I} (l - x) dx.$$

–Généralement le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, le F_p sera donnée par la formule suivante:

$$F_p = \int_0^{l/2} \frac{M \times x}{E \times I} dx$$

section	P (t)	e (m)	M (t.m)
0,0L	208.05	0.725	150.83
0,5L	312.62	0.6652	207.95

P : effort de précontrainte dont :

A mi- travée : $P = 31262 \text{ t}$.

A l'about: $P = 0.75 \times n \times P_0 = 0.75 \times 20 \times 0.1387 = 2.0805 \text{ MN} = 208.08 \text{ t}$.

• **Le contre flèche de précontrainte :**

Le contre flèche sera égale à :

$$\begin{aligned}
 F_P &= -\frac{1}{2} \int_0^{l/2} \frac{M \times x}{E \times I} dx = -\frac{1}{2} \left(\int_0^{1.446} \frac{150.83 \times x}{E \times I} dx + \int_{1.446}^{12.5} \frac{207.95 \times x}{E \times I} dx \right) \\
 &= -\left\{ \left[\frac{150.83 \times x^2}{11993.91 \times 0.1391361511} \right]_0^{1.446} + \left[\frac{207.95 \times x^2}{11993.91 \times 0.1391361511} \right]_{1.446}^{12.5} \right\} \\
 &= -\{[0.1889 - 0] + [19.47 - 0.26]\} = -19.39 \text{ cm}.
 \end{aligned}$$

D'où : $F_p = -19.39 \text{ cm}$

c- Flèche de construction :

C'est une flèche donnée au coffrage de la poutre en phase de construction, elle est calculée par la formule :

$$F_c = \frac{3}{4} \times (|F_p| - F_g) = \frac{3}{4} \times (|-19.39| - 5.59) = 10.35 \text{ cm}.$$

d- Flèche due à la surcharge exceptionnelle D_{240} :

Cette flèche est donnée par l'expression :

$$F_D = \frac{1}{E_{inst} \times I_{eq}} \times \frac{K_\alpha}{n} \times 2 \times \int_0^{l/2} M(x) \times \overline{M} dx$$

Avec :

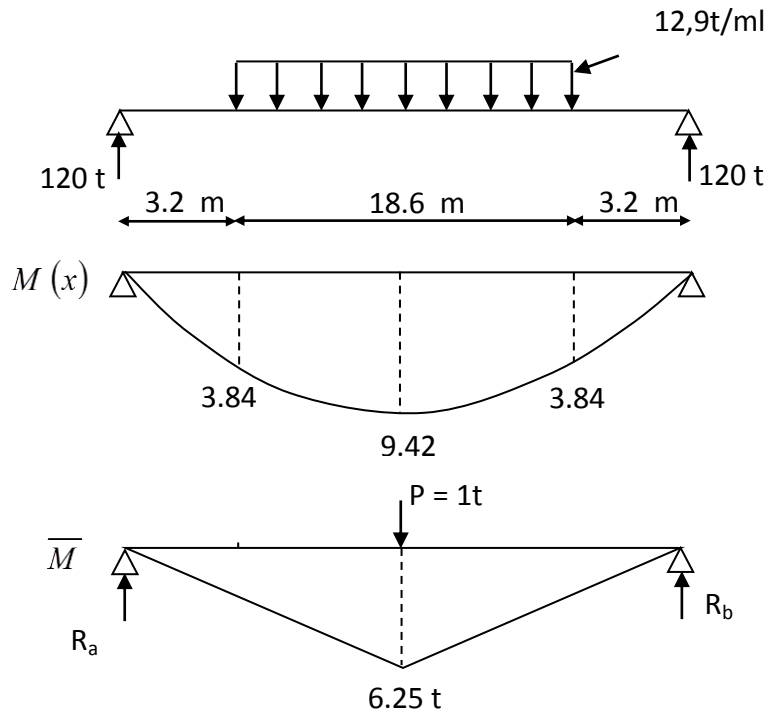
E_{inst} : Module de déformation longitudinale instantanée.

n : Nombre de poutre : $n = 9$.

$K_\alpha = k_{\alpha \text{ Mc120}}$: Coefficient de répartition transversale, qui correspondant la poutre la plus sollicitée, $K_\alpha = 0.9906$

Calcul de $M(x)$:

- $0 \leq x \leq 3.2m$: $M(x) = 1.2 x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.2) = 3.84 \text{ MN.m} \end{cases}$
 - $3.2 \leq x \leq 21.8m$: $M(x) = 1.2 x - 0.129 \times (x - 3.2) \left(\frac{x-3.2}{2} \right)$
- $\Rightarrow \begin{cases} M(3.2) = 3.84 \text{ MN.m} \\ M(12.5) = 9.42 \text{ MN.m} \end{cases}$



$$M_0 = \frac{P \times a \times b}{L} = \frac{1 \times 12.5 \times 12.5}{25} = 6.25 \text{ t.m}$$

Formule générale : $\overline{M}(x) = R_a \times x = \frac{1}{2} \times 10^2 \times x \text{ MN.}$

$$F_D = \frac{1}{11993.91 \times 0.1391361511} \times \frac{0.9906}{9} \times 2 \times \int_0^{l/2} M(x) \times \overline{M} \, dx$$

$$\begin{aligned} \int_0^{l/2} M(x) \times \overline{M} \, dx &= \\ &= \int_0^{3.2} 1.2 x \times \frac{x}{2} \, dx + \int_{3.2}^{12.5} \frac{x}{2} \times \left(1.2 x - 0.129 \times (x - 3.2) \left(\frac{x-3.2}{2} \right) \right) \, dx \end{aligned}$$

D'où: $F_D = 3.99 \text{ cm.}$

Conclusion :

- Flèche en service à vide : $F = F_G + F_p + F_c = -3.45 \text{ cm.}$
- Flèche en service en charge : $F = F_G + F_p + F_c + F_D = 0.54 \text{ cm.}$

Donc : en phase d'exploitation de l'ouvrage la flèche est presque nulle, et donc notre ouvrage est en tout sécurité vis-à-vis du flèche.

2. Calcul des rotations :

a- Rotation due aux charges permanentes :

$$\theta_g = \frac{g \times l^3}{24 \times E_v \times I_{eq}} = \frac{0.01836 \times 25^3}{24 \times 11993.91 \times 0.1391361511} = 7.163 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$

b- Rotation due à la précontrainte :

$$\theta_p = \frac{1}{2 \times E_v \times I_{eq}} \times \int_0^l M \, dx$$

Puisque la précontrainte est symétrique par rapport au milieu de la poutre alors :

$$\theta_p = - \frac{1}{E_v \times I_{eq}} \times \int_0^l M \, dx$$

$$\theta_p = - \frac{1}{E_v \times I_{eq}} \times \left(\int_0^{1.446} 1.5083 \, dx + \int_{1.446}^{12.5} 2.0795 \, dx \right)$$

$$\Rightarrow \theta_p = -0.01508 \text{ rd.}$$

Rotation due à la surcharge D_{240} :

Cette rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta_D = \frac{1}{E_v \times I_{eq}} \times \frac{K_\alpha}{n} \times \int_0^l M \times \bar{M} \, dx$$

- $0 \leq x \leq 3.2 \text{ m} : M(x) = 1.2 x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.2) = 3.84 \text{ MN.m} \end{cases}$
- $3.2 \leq x \leq 21.8 \text{ m} : M(x) = 1.2 x - 0.129 \times (x - 3.2) \left(\frac{x-3.2}{2} \right)$

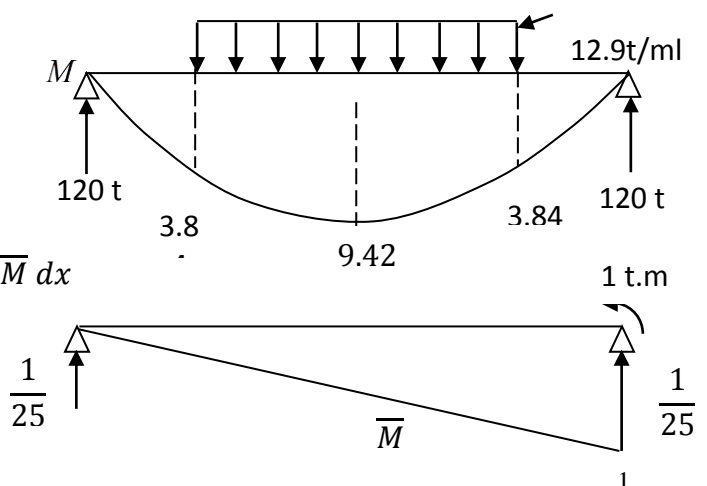
$$\Rightarrow \begin{cases} M(3.2) = 3.84 \text{ MN.m} \\ M(12.5) = 9.42 \text{ MN.m} \end{cases}$$

\bar{M} : Diagramme du moment unitaire.

$$\bar{M} = \frac{1}{25} x.$$

$$\theta_D = \frac{1}{11993.91 \times 0.1391361511} \times \frac{0.9906}{10} \times \int_0^l M \times \bar{M} \, dx$$

$$\theta_D = 8.98 \times 10^{-3} \text{ rd.}$$



Conclusion :

- Rotation en service à vide : $\theta_g + \theta_p = -8.0637 \times 10^{-3} \text{ rd.}$
- Rotation en service en charge : $\theta_g + \theta_p + \theta_D = 0.9163 \times 10^{-3} \text{ rd.}$

3. Calcul des déplacements horizontaux :**a- Déplacement dû à la rotation d'appui :**

$$\Delta h_{rot} = \theta_{rot} \times \frac{h_t}{2}$$

$$h_t = 1.50 \text{ m} \quad (\text{Poutre + dalle})$$

$$\theta_{rot} = 0.9163 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \Delta h_{rot} = 6.87 \times 10^{-4}$$

b- Déplacement dû au retrait :

$$\Delta h_{ret} = \varepsilon_r \times \frac{L}{2}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \quad \text{et} \quad L = 25 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \Delta h_{ret} = 2 \times 10^{-4} \times \frac{25}{2} = 2.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

c- Déplacement dû au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L \times \sigma'_m}{2 \times E_v}$$

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$$

Avec :

σ'_m : Contrainte de compression due à la précontrainte moyenne

σ'_A : Contrainte de compression due à la précontrainte à l'appui.

σ'_M : Contrainte de compression due à la précontrainte au milieu.

▪ A mi- travée :

$$(\text{Poutre seul}) \quad \sigma_i = 13.14 \text{ MPa.}$$

$$(\text{Poutre + hourdis}) \quad \sigma_f = 8.16 \text{ MPa.}$$

▪ A l'appui :

$$(\text{Poutre seul}) \quad \sigma_i = 8.48 \text{ MPa.}$$

$$(\text{Poutre + hourdis}) \quad \sigma_f = 5.26 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } \sigma'_m = \frac{8.16 + 5.26}{2} = 6.71 \text{ MPa.}$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{25 \times 6.71}{2 \times 11993.91} = 6.99 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\Delta h_{flu} = 0.699 \text{ cm.}$$

d- Déplacement dû à la variation de la température :

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \varepsilon_T \times \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_T = \begin{cases} 3 \times 10^{-4} & \text{actions de courte durée.} \\ 2 \times 10^{-4} & \text{actions de longue durée.} \end{cases}$$

$$L = 25m.$$

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \begin{cases} 3.75 \times 10^{-3} \text{ m} & \text{actions de courte durée.} \\ 2.5 \times 10^{-4} \text{ m} & \text{actions de longue durée.} \end{cases}$$

✓ **Bilan des déplacements :**

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} \times (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flua} + \Delta h_{rot}) + \Delta h_{T^{\circ}}$$

$$\Delta h_{max} = \begin{cases} 10.53 \times 10^{-3} \text{ m} & \text{actions de courte durée.} \\ 7.034 \times 10^{-3} \text{ m} & \text{actions de longue durée.} \end{cases}$$

Equipements de pont

I. Appareils d'appui :

Introduction :

Le tablier de pont repose en général sur des appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis ; conçus pour transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont:

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Dans notre cas on a opté à un appareil d'appui en élastomère fretté.

Ce dernier est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes), la liaison entre les tôles et le néoprène est obtenue par «adhésion» au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, tandis que l'épaisseur des feuilles de néoprène est, de 8.10 ou 12 mm (parfois 20 mm). Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté:

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.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure. Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

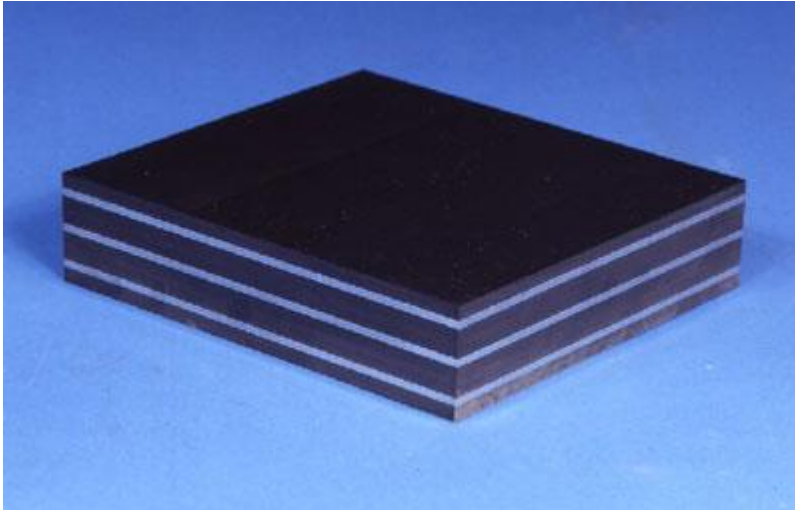


Fig.1 : appareils d'appuis en élastomère fretté

2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère 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 l'élastomère.

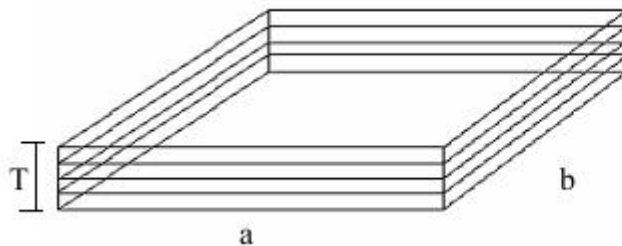


Fig.2 : Les dimensions d'un appareil d'appuis en élastomère fretté

Le module de déformation transversale G est de $0,8MPa$ pour les ponts routes. On considère que $a = b$, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t$

Où : n est le nombre de feuillets élémentaires et t : leur épaisseur.

- Compression : sous réaction verticale :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 15 MPa .$$

Avec :

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort R_{max} .

R_{max} : Réaction d'appui.

$15 MPa$: Condition de non écrasement.

Tel que : $R_{max} = V_G + V_{D240} = 39.69 t = 0.3969 MN$.

D'où : $a \times b \geq 0.02646 m^2 = 264.6 cm^2$.

a. Détermination de la hauteur :

On doit vérifier l'inégalité :

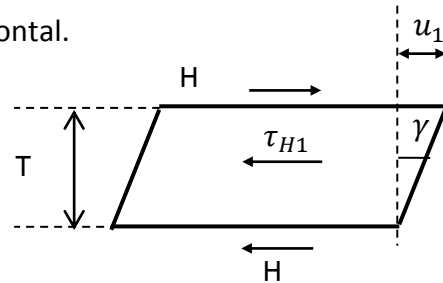
$$\tau_{H1} \leq 0.5 \times G$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

G : Module d'élasticité transversal dû à l'effort horizontal.

$$\tau_{H1} = G \times tg\gamma = G \times \frac{u_1}{T} \Rightarrow \frac{G \times u_1}{T} \leq 0.5 \times G$$

$$\Rightarrow T \geq u_1 / 0.5 .$$



u_1 : Déformation de l'appareille.

Cette dernière est calculée dans le chapitre des déformations, donc :

$$u_1 = \Delta h_{max} = 10.53 \times 10^{-3} m$$

$$\Rightarrow T \geq 21.06 \times 10^{-3} m .$$

On prend : $T = 32 mm$.

b. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

- Condition de non - flambement :

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

$$\Rightarrow 5 \times T \leq a \leq 10 \times T \quad [mm]$$

$$\Rightarrow 160 mm \leq a \leq 320 mm .$$

On prend : $a = 200 mm$

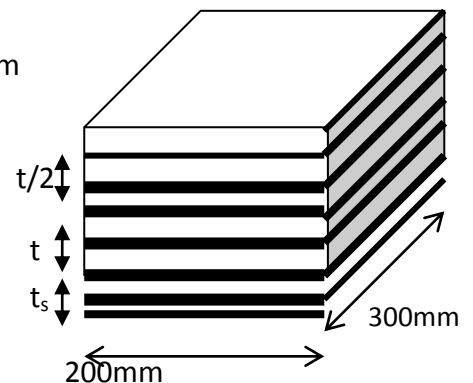
On a : $a \times b \geq 0.02646 m^2 . \Rightarrow b \geq 0.1323 m$, on prend : $b = 300 mm$.

Donc on optera un appareil type : « CIPEC 200 × 300. ». (Fig.3)

Nous avons donc :

- feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur $t = 8 mm$
- feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 4 mm$
- frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2 mm$.

Fig.3 : l'appareil d'appui.



3. Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions :**▪ Action dynamique :**

L'effort dynamique de chaque appui est donné par :

$$H_{dyn} = H_i \times \frac{R_{i\ dyn}}{\sum R_{i\ dyn}}.$$

Avec : H_i : effort horizontal développé sur le tablier :

- Effet de freinage :

Les effets de freinage sont développés seulement par A et B_c.

Sous B_c : un seul camion est supposé freiner sa force de freinage est égale à son poids.

$$H_{Bc} = 30\ t.$$

Sous A(l) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A (l) est : $H_A = \frac{P_A}{20+0.0035 \times S}$

P_A : Le poids donné par la position la plus défavorable de A (l). $P_A = a_1 \times a_2 \times A(l)$.

S : surfaces chargée donnant l'effet le plus défavorable, dans notre cas deux voies chargées.

Avec : S : Surface chargée = $l_c \times L_p = 25 \times 7 = 175\ m^2$.

l_c : Portée de la travée.

$$\Rightarrow H_A = \frac{84.21}{20+0.0035 \times 175} = 4.085\ KN = 0.4085\ t.$$

- Effet de séisme :

D'après le « CPS » l'accélération est prise égale à $0.10\ m/s^2$

$$H_S = \varepsilon_H = \xi_s \times G = 0.10 \times G$$

Avec G : poids total du tablier = $413.15\ t$; $\xi_s = 0.1\ m/s^2$ accélération sismique horizontale.

D'où :

$$H_S = 41.315\ t.$$

- Effet du vent :

$$H_V = P_v \times S.$$

Avec : P = la pression du vent a pour valeur : $P = 2 \times 10^{-3}\ MN/m^2$

$$S = h_t \times l_t.$$

$$l_t = 25\ m\ (\text{Longueur du tablier}).$$

$$h_t = 1.50\ m\ (\text{Hauteur total du tablier}).$$

$$S = 1.50 \times 25 = 37.5\ m^2.$$

$$\text{D'où : } H_V = 2 \times 10^{-3} \times 37.5 = 0.075\ MN.$$

Les efforts horizontaux développés sur le tablier sont représentés dans le tableau ci-dessous :

H_A [t]	H_{Bc} [t]	H_V [t]	H_S [t]
0.4085	30	7.5	41.315

Tableau 1. Récapitulatif des efforts horizontaux.

4. Vérification des appareils d'appui :

On doit vérifier :

a. Sollicitation due à un l'effort normal :

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq \bar{\tau} = 3 \times G_{sta}$$

G : Module d'élasticité transversal dû à l'effort horizontal. Pour un appareil d'appui CIPEC 200 × 300 $G = 0.8$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = \frac{0.3969}{0.2 \times 0.3} = 6.615 \text{ MPa.}$$

$$\beta : \text{Coefficient de forme. } \beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$$

Épaisseur des feuillets d'élastomères intermédiaire, Pour un appareil d'appui CIPEC 200 × 300 :
 $t = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \beta = \frac{0.2 \times 0.3}{2 \times 8 \times 10^{-3} \times (0.2 + 0.3)} = 7.5 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \tau_N = 1.323 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.4 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

b.1. Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = \frac{G_{sta} \times U_1}{T} \leq 0.5 \times G_{sta}$$

$$u_1 = \Delta h_{max} = 10.53 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow \tau_{H1} = \frac{0.8 \times 10.53 \times 10^{-3}}{0.032} = 0.26325 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{H1} = 0.26325 \text{ MPa} \leq 0.4 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b.2. Sous un effort dynamique (freinage) :

$$\tau_{H2} = \frac{H_A}{a \times b} = \frac{0.4085 \times 10^{-2}}{0.2 \times 0.3} = 0.068 \text{ MPa.}$$

b.3. Déformation lente + déformation rapide :

Il faut que : $\tau_H \leq 0.7 \times G_{sta}$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 0.3313 \text{ MPa} \leq 0.7 \times 0.8 = 0.56 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b.4. Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \times a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 \times t^2 \times n}.$$

α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2} \text{ rd}$.

α_T : Rotation due au poids propre + la précontrainte + surcharge D240. (En service à vide).

$$\alpha_T = -8.0637 \times 10^{-3} \text{ rd}.$$

n : Nombre de feuillets de l'élastomère $n = 4$.

$$\tau_{\alpha} = \frac{0.8 \times 0.2^2 (-8.0637 \times 10^{-3} + 1 \times 10^{-2})}{2 \times 0.08^2 \times 4} = 1.21 \times 10^{-3} \text{ MPa}.$$

$$\tau_{\alpha} = 1.21 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq 0.7 \times G_{sta} = 0.7 \times 0.8 = 0.526 \text{ MPa} . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

1. Condition de non cheminement :

On doit vérifier que : $\sigma_{min} = \frac{N_G}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } N_G = R_G = \frac{413.15}{2} = 206.575 \text{ t} = 2.06575 \text{ MN}. \quad a = 0.2 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.3 \text{ m}.$$

$$\text{D'où : } \sigma_{min} = 34.43 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa} . \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Condition de non glissement :

On doit vérifier que : $H_{max} \leq f \times N_{min}$.

$$f = 0.1 + \frac{6}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{6}{34.43} = 0.2743.$$

$$N_{min} = N_G = 2.06575 \text{ MN}.$$

$$\Rightarrow f \times N_{min} = 0.5666 \text{ MN}.$$

$$H_{max} = \frac{H_{s\acute{e}isme}}{n} = \frac{41.315}{9} = 4.59 \text{ t}.$$

$$\Rightarrow H_{max} = 0.0459 \text{ MN} \leq f \times N_{min} = 0.5666 \text{ MN}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, donc l'appareil d'appui choisi est :

C.I.P.E.C 200 × 300

5. Etude des dés d'appuis :

Sous l'effet des charges verticales provenant du tablier, il y a un risque de fissuration du dé d'appui, pour cela, on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement au niveau de ce dernier.

a. Dimensionnement du dé d'appui :

Soit : $h = 10 \text{ cm}$; $a = 20 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

Donc :

$$\begin{aligned} a_1 &= a + 2h & \text{soit } a_1 &= 40 \text{ cm} \\ b_1 &\geq b + 2h & \text{soit } b_1 &= 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

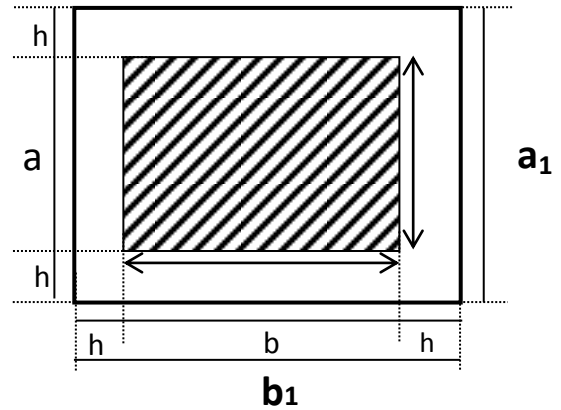


Fig.4 : Vue en plan du dé d'appui.

$$R_{max} = V_G + V_{D240} = 39.69 \text{ t} = 0.3969 \text{ MN}.$$

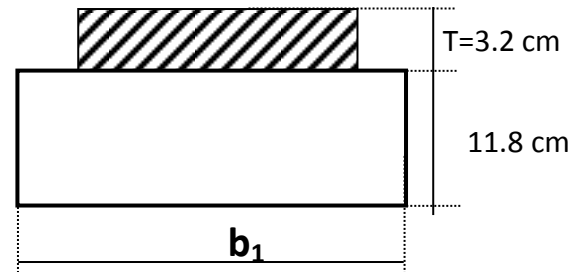


Fig.5 : coupe transversale du dé d'appui.

c. Ferrailage des dés d'appui :

▪ Armatures de chaînage :

Les armatures doivent vérifier à 25 % de R_{max} .

Donc, la section calculée doit reprendre un effort de $R = 0.25 R_{max}$.

$$\underline{\text{ELS}}: R_{Smax} = V_G + V_{D240} = 39.69 \text{ t} = 0.3969 \text{ MN}.$$

$$\underline{\text{ELU}}: R_{Umax} = 1.35(R_G + R_{D240}) = 1.35 \times 0.3969 = 0.5358 \text{ MN}.$$

Avec :

$$\sigma_s = f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.00 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour la situation normale.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 347.82 \text{ MPa}.$$

$$\text{Et : } \overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266.667 \text{ MPa}.$$

D'où :

$$A_C = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25 \times R_{Umax}}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 0.3969 \times 10^6}{347.82} = 285.28 \text{ mm}^2 = 2.85 \text{ cm}^2. \\ \frac{0.25 \times R_{Smax}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.25 \times 0.5358 \times 10^6}{266.667} = 502.31 \text{ mm}^2 = 5.02 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Donc $A_C = 5.02 \text{ cm}^2$ soit $7HA10 = 7 \times 0.79 = 5.53 \text{ cm}^2$.

▪ **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.125 \times R_{Umax}}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 0.3969 \times 10^6}{347.82} = 142.64 \text{ mm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2. \\ \frac{0.125 \times R_{Smax}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.125 \times 0.5358 \times 10^6}{266.667} = 251.16 \text{ mm}^2 = 2.51 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Donc $A_h = 2.51 \text{ cm}^2$ soit $9HA6 = 9 \times 0.28 = 2.52 \text{ cm}^2$.

▪ **Armatures de diffusion :**

- **Ferraillage de surface « frettes sup » :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.04 \times R_{Umax}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 0.3969 \times 10^6}{347.82} = 45.64 \text{ mm}^2 = 0.45 \text{ cm}^2. \\ \frac{0.04 \times R_{Smax}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.04 \times 0.5358 \times 10^6}{266.667} = 80.37 \text{ mm}^2 = 0.80 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

D'où $A_s = 0.80 \text{ cm}^2$. soit $5HA5 = 5 \times 0.196 = 0.98 \text{ cm}^2$. Dans les deux sens.

- **Ferraillage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$\frac{h}{3} < Z < h$$

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.1 \times R_{Umax}}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 0.3969 \times 10^6}{347.82} = 114.11 \text{ mm}^2 = 1.14 \text{ cm}^2. \\ \frac{0.1 \times R_{Smax}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0.1 \times 0.5358 \times 10^6}{266.667} = 200.92 \text{ mm}^2 \approx 2.01 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

D'où $A_e = 2.01 \text{ cm}^2$ soit $8HA6 = 8 \times 0.28 = 2.24 \text{ cm}^2$. disposées dans les deux sens.

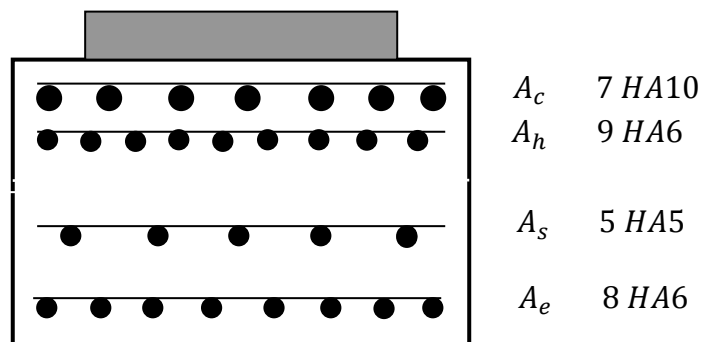


Fig.6 : Ferrailage du dé d'appui – coupe transversale.

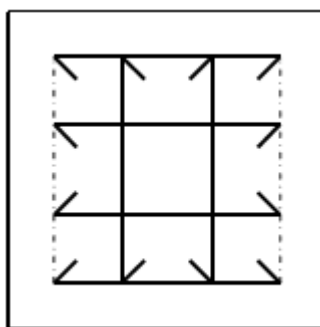


Fig.7 : Ferrailage du dé d'appui – vue en plan.

II. Joints de chaussée :

Les charges d'exploitations engendrent des déformations qui rendent l'accès, ou la sortie du pont, et même le passage entre les différents tabliers inconfortables. Il convient donc de placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée qui sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de circulation, tout en permettant le mouvement de l'extrémité qui est due aux efforts de : température, fluage, retrait, freinage et séisme.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue: Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

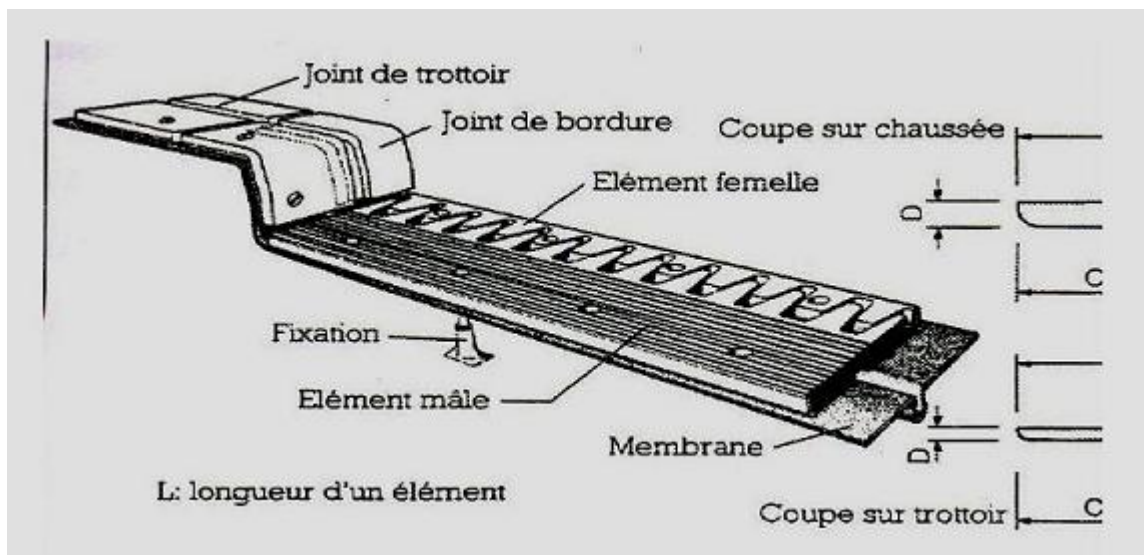


Fig.8 : Les différents éléments d'un joint de chaussée.



Fig.9 : Photo réel d'un joint de chaussée.

a. Calcul du joint de chaussée :

Le choix du joint est fait d'après le déplacement maximum qui peut être engendrerait selon les deux conditions suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage, rotation et température), doit être inférieur à W .
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au freinage, doit être inférieur à $1.3W$.
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au séisme, doit être inférieur à $1.3W$.

Avec : W : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi.

▪ **Déplacement dû aux vibrations linéaires :**

Précédemment calculé dans le chapitre des déformations, ou on a trouvé que :

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} \times (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flua} + \Delta h_{rot}) + \Delta h_{T^o} = 10.53 \times 10^{-3} m.$$

▪ **Déplacement dû au freinage :**

$$\Delta h_f = \frac{(T \times H_f)}{(n \times G \times a \times b)}.$$

Avec :

G : Module de déformation transversale.

$G = 0.8 MPa$. Pour des variations lentes.

$G = 1.6 MPa$. Pour des variations instantanées.

H_f : Effets de freinage développés par B_c . $H_f = H_{Bc} = 30 t$.

$$\Rightarrow \Delta h_f = \frac{(0.032 \times 30 \times 10^{-2})}{(9 \times 1.6 \times 0.2 \times 0.3)} = 11.11 \times 10^{-3} m.$$

$$\Delta h_{max} + \Delta h_f = 10.53 \times 10^{-3} + 11.11 \times 10^{-3} = 21.64 \times 10^{-3} m \leq W.$$

▪ **Déplacement dû au séisme :**

$$\Delta h_s = \frac{(T \times H_s)}{(n \times G \times a \times b)}.$$

Avec :

H_s : Effet de séisme : $H_s = 41.315 t$.

$$\Rightarrow \Delta h_s = \frac{(0.032 \times 41.315 \times 10^{-2})}{(9 \times 1.6 \times 0.2 \times 0.3)} = 15.30 \times 10^{-3} m.$$

$$\Delta h_{max} + \Delta h_s = 10.53 \times 10^{-3} + 15.30 \times 10^{-3} = 25.83 \times 10^{-3} m \leq 1.3 \times W.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} 1.0 W \geq 21.64 \times 10^{-3} m \\ 1.3 W \geq 25.83 \times 10^{-3} m \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} W \geq 21.64 \times 10^{-3} m \\ W \geq 19.87 \times 10^{-3} m \end{cases}$$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on fait choisie le type du joint de chaussée : **joint T80**.

ETUDE DE LA CULEE

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.

La culée assure, la continuité entre la chaussée de la route, celle qui est sur le pont et le soutènement des terres.

Les éléments constituant la culée ont un rôle bien précis ; il convient alors de les étudier séparément soit l'étude du :

- Mur garde grève.
- La dalle de transition.
- Le corbeau d'appui.
- Le mur en retour.
- Le mur de front.

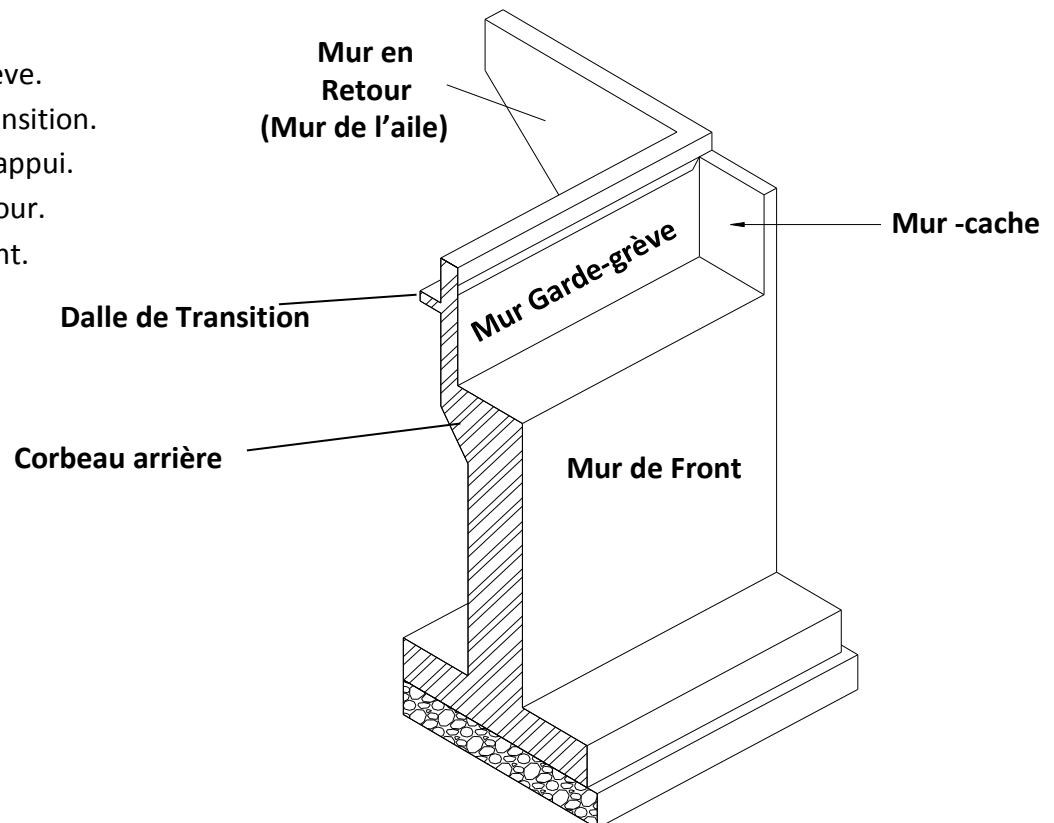


Fig.1 culée remblayée

2. Prédimensionnement des culées :

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est

- Pour la culée N° 1 $H_{\text{culée}} = 6.25\text{ m}$
- Pour la culée N° 2 $H_{\text{culée}} = 6.76\text{ m}$

a. Mur garde grève

$h = 1.64\text{ m}$, épaisseur $E_{\text{min}} = 0.20\text{ m}$; on prend : $E = 0.30\text{ m}$

b. Dalle de transition

$L = 4.00\text{ m}$, $E = 0.30\text{ m}$

c. Semelle

La largeur $L = 10.80\text{ m}$, l'épaisseur $E = 1.50\text{ m}$, la longueur $L = 6.00\text{ m}$.

d. Mur en retour

$L = 7.72\text{ m}$, $E = 0.30\text{ m}$ $h = 6.25\text{ m}$.

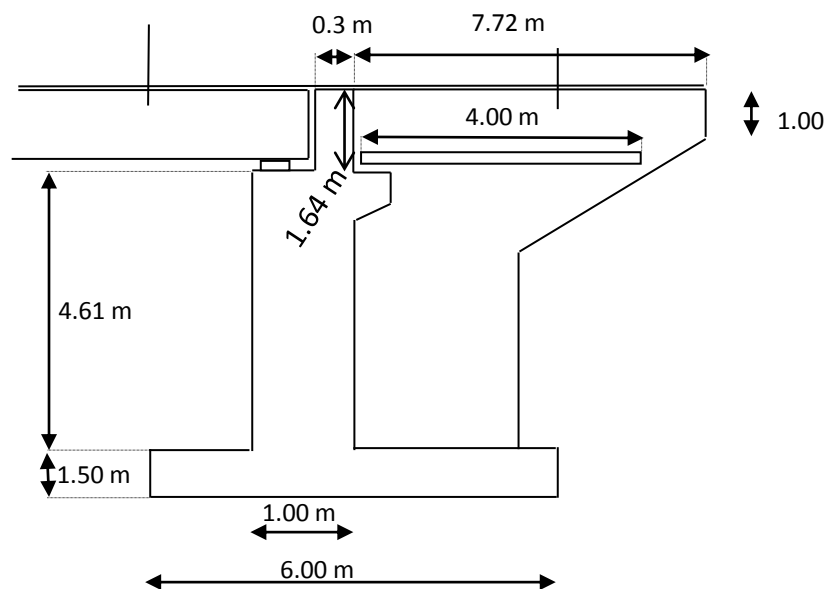


Fig. IX .2. Coupe longitudinale

IX.3 HYPOTHESES DE CALCUL :Béton : $f_{c28} = 27 \text{ MPA}$ $f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$ $\gamma_B = 2.5 \text{ t/m}^3$ (Poids spécifiques béton)

Armatures : acier Fe E 400

 $\gamma_s = 1.15$, La fissuration est préjudiciable. $q_s = 1.2 \text{ t/m}^2$ Surcharge du remblai (majorée) $\gamma_R = 2 \text{ t/m}^3$ Poids spécifiques de remblais $\varphi = 30^\circ$ Angle de frottement interne du remblai**IX.3.1 Mur garde grève :**

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.

Son rôle est de protéger l'about du tablier des remblais de terre comme il assure la fixation du joint de chaussée, il est soumis à l'action des efforts horizontaux que nous allons déterminer.

a. Evaluation des efforts :

- Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

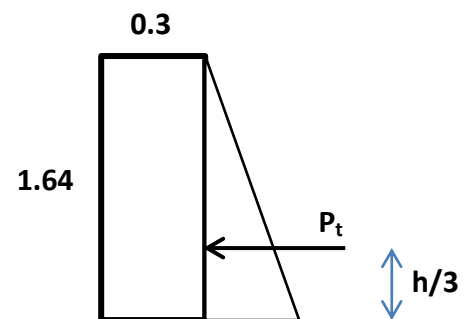
Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \times P_t \times h = \frac{1}{6} K_a \times \gamma \times h^3$$

Avec : K_a : Coefficient de poussée des terres tel que:

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333 = \frac{1}{3} .$$

$$\Rightarrow M_t = \frac{1}{6} \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1.64^3 = 0.4901 \text{ t.m / ml}$$

**Fig VI.1 :** Poussée des terres sur le mur garde grève

$$M_{tu} = 1.35 \times M_{t \text{ ser.}}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} M_{tu} = 0.4901 \text{ t.m / ml.} \\ M_{t \text{ ser}} = 0.6616 \text{ t.m / ml.} \end{cases}$$

● **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B_c (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 roux 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. Voir la figure **Fig VI.2** :

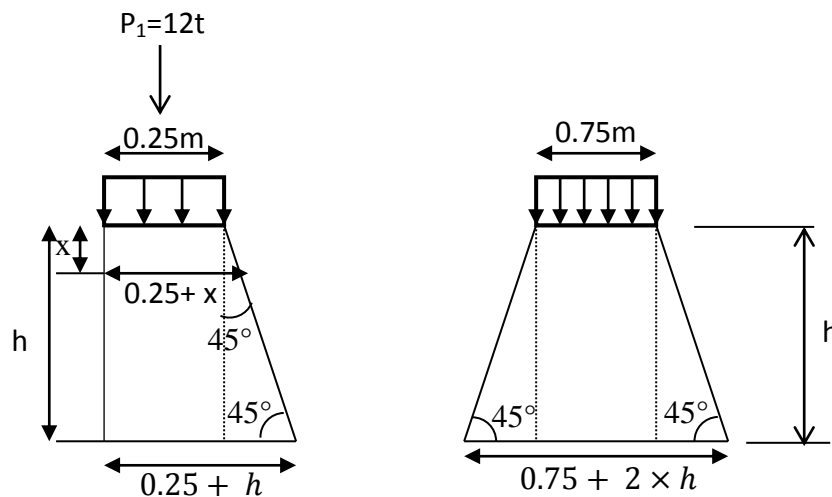


Fig VI.2 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 \times K}{0.75 + 2 \times h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx.$$

Avec:

$$K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma'$$

$$\gamma' = \begin{cases} 1.6 & \text{à l'ELU} \\ 1.2 & \text{à l'ELS} \end{cases} \quad \text{Coefficient de pondération}$$

$b_c = 1.1$ Coefficient de pondération du système B_c.

$\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$$K_a = 0.333 = \frac{1}{3}$$

$$\text{D'où: } K = \frac{1}{3} \times 1.1 \times 1 \times \gamma' = 0.3667 \times \gamma' = \frac{11}{30} \times \gamma'.$$

Pour $h = 1.64m$

M_p : sera donné par le tableau établi par les recommandations SETRA PP73 Appuis des ponts.

Les valeurs de $\frac{M}{K}$ est donnée par le document SETRA PP73 sont :

h	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
M/K	2,23	3,41	4,41	6,11	7,45	8,5	9,49

Tableau IX.3. Valeurs des $\frac{M}{K}$

$$\begin{cases} 1.50 \longrightarrow 2.00 \\ 1.64 \longrightarrow x \\ 2.00 \longrightarrow 7.45 \end{cases} \Rightarrow x = \frac{M}{K} = 6.19$$

On a:

$$\frac{M_p}{K} = 6.19m/ml \Rightarrow M_p = 2.2702 \times \gamma' (t.m/ml).$$

Donc:
$$\begin{cases} M_{pu} = 3.6323 \text{ t.m /ml.} \\ M_{pser} = 2.7242 \text{ t.m /ml.} \end{cases}$$

● **Force de freinage d'un essieu lourd du camion Bc :**

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 6t.

Le moment dû au freinage est donné par la formule : $M_f = \frac{6 \times h}{0.25 + 2 \times h} \gamma'$.

$$M_f = \frac{984}{353} \times \gamma' \Rightarrow \begin{cases} M_{fu} = 4.4600 \text{ t.m /ml.} \\ M_{fser} = 3.3450 \text{ t.m /ml.} \end{cases}$$

Finalement le moment total à l'encastrement:

$$M_{encastrement} = M_t + M_p + M_f$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = 8.5824 \text{ t.m/ml} = 0.08582 \text{ MN.m /ml.} \\ M_{ser} = 6.7308 \text{ t.m/ml} = 0.06730 \text{ MN.m /ml.} \end{cases}$$

Ferraillage du mur garde grève :

Le ferraillage se fait en flexion simple:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; b_0 = 1.64m ; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.30 = 0.27m$$

$$d' = h - d = 0.03m$$

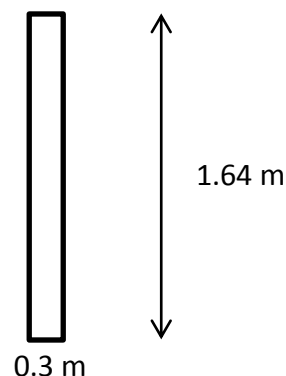
Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Moment dû à son poids propre : $P_u = 2.5 \times 0.3 \times 1.64 = 1.23 \text{ t/ml.}$

$$M_u = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{1.23 \times 1.64^2}{8} = 0.4135 \text{ t.m /ml.}$$

$$M_{ser} = 1.35 \times M_u = 0.5582 \text{ t/ml.}$$

L : la longueur du mur garde grève ($L = 1.64 \text{ m.}$)



- Moment dû à la Poussée des terres : $\begin{cases} M_{tu} = 0.4901 \text{ t.m /ml.} \\ M_{t_{ser}} = 0.6616 \text{ t.m /ml.} \end{cases}$
- Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève : $\begin{cases} M_{pu} = 3.6323 \text{ t.m /ml.} \\ M_{p_{ser}} = 2.7242 \text{ t.m /ml.} \end{cases}$

Donc le moment totale soumis sur le mur garde grève vaut :

$$\begin{cases} M_u = 0.4135 + 0.4901 + 3.6323 = 4.5359 \text{ t.m /ml.} \\ M_{ser} = 0.5582 + 0.6616 + 2.7242 = 3.9440 \text{ t.m /ml.} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.50 & \text{pour la situation normale} \end{cases}$.

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec : $M_u = 4.5359 \text{ t.m /ml.}$ (sous l'effet de la combinaison maximale)

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 1.64 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.5359 \times 10^{-2}}{1.64 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.02679$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.5359}{3.9440} = 1.15$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 1.15 - 0.1776 = 0.2155$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02679}) = 0.0339$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.2663 .$$

$$\alpha = 0.0339 \leq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Pivot A: $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$E_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \times 10 \text{ ‰} = 3.5 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_s = f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.00 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour la situation normale.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} A'_{su} = 0. \\ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{4.5359 \times 10^{-2}}{0.2663 \times 347.82} = 4.897 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \approx 4.90 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

On prend $4HA14 = 4 \times 1.54 = 6.16 \text{ cm}^2$.

Selon les recommandations de SETRA PP73, on prend :

Sur la face arrière :

Φ14 HA tous les 0.14 m

Sur la face avant : espacement doublé.

Vérification de la condition de la non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 167 \times 0.27 = 5.44 \text{ cm}^2 < A_{su} = 6.16 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifié.

• Ferrailage Horizontal :

On respecte le ferrailage minimal préconisé par le PP73, soit des armatures HA10 avec un espacement $e = 15\text{cm}$ sur les deux faces.

HA10 tous les 0.15 m sur les deux faces.

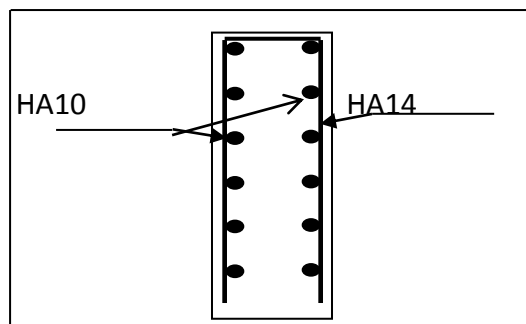


Fig IX.3 : schéma de ferrailage

VI.3.2 Corbeau d'appui de la dalle de transition :

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm, et des goudons de HA25 tous les 2 m.

Le ferrailage du mur garde grève et du corbeau d'appui est représenté dans la figure **Fig VI.4 :**

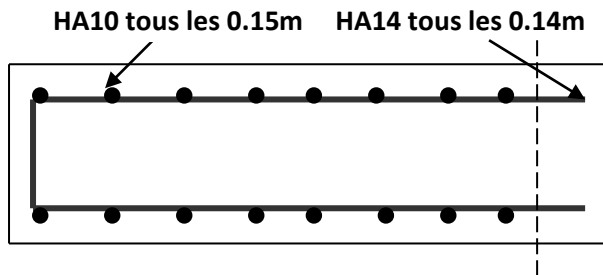


Fig IX.5 : Coupe A-A' du mur garde grève

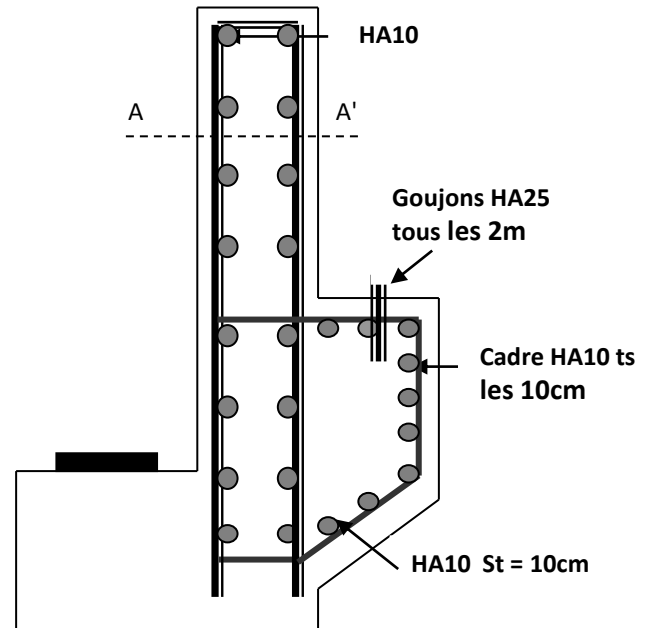


Fig IX.4 : Ferrailage du mur garde grève et du corbeau d'appui.

VI.3.3 La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont: son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- **Charges permanentes :**

- Poids de la dalle de transition : $2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml.}$
- Poids de remblais : $1,08 \text{ t/m.}$
- Poids propre du revêtement : $2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/ml.}$

$\Rightarrow g = 2.006 \text{ t/ml.}$

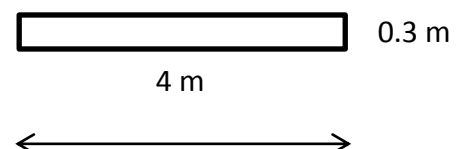


Fig IX.6 : Dimensions La dalle de transition

- **Surcharges :**

- Surcharge répartie $q = 1 \text{ t/ml}$
- Surcharge : l'effet le plus défavorable sera produit par le convoi B_t (d'après SERTA)

Les roues des ragées P1 et P2 sont équivalentes chacune à une charge répartie de **5.5 t/ml**, admissible a un rouleau indéfini.

- La rangée P₁ est multiplié par un coefficient de majoration dynamique égale à 2, pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui.
- La rangée P₂ est multiplié par un coefficient de majoration dynamique égale à 1.5 une dalle de transition superficielle et à 1.2 une dalle de transition profonde.

D'où : $\begin{cases} P_1 = 11 \text{ t/ml.} \\ P_2 = 6.6 \text{ t/ml.} \end{cases}$

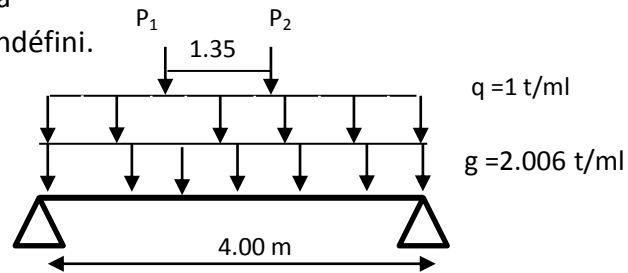


Fig IX.7 : Charges et surcharges

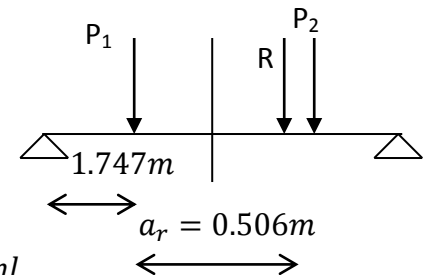
$$a_r = \frac{\sum(P_i \times a_i)}{\sum P_i} = \frac{11 \times 0 + 6.6 \times 1.35}{11 + 6.6} = 0.506 \text{ m.}$$

$$R = \sum P_i = 11 + 6.6 = 17.6 \text{ t}$$

En utilisant le théorème de BARRE, on suppose que P₁ = P_K est le plus défavorable.

Vérification de la double inégalité : $P_i^g \leq \frac{R \cdot X_s}{L} \leq P_i^g + P_K$

$$\Rightarrow 0 \leq \frac{R \cdot X_s}{L} = \frac{17.6 \times 1.747}{4} = 7.69 \leq 0 + 11 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$



$$M_{max} = \frac{R \times x_s^2}{L} + \sum P_{gi} \times d_i = 13.429 \text{ t.m/ml.}$$

Sous charge permanente: $M_g = \frac{g \cdot l}{2} \times x_s - g \times \frac{x_s^2}{2} = 4.829 \text{ t.m /ml.}$

$$T_g = \frac{g \cdot l}{2} = 4.012 \text{ t.}$$

Sous charge de remblai: $M_q = \frac{q \cdot l}{2} \times x_s - q \times \frac{x_s^2}{2} = 1.968 \text{ t.m /ml.}$

$$T_q = \frac{q \cdot l}{2} = 2 \text{ t.}$$

Les valeurs de M_{max} et T_{max} sont représentées dans le tableau :

	Charge [t/ml]	M [t.m/ml]	T [t/ml]
Charges permanentes g	2.006	4.829	4.012
Surcharge q	1	1.968	2
Système B_t	/	13.429	13.429

Tableau IX.1: Valeurs de M et T

Combinaison des efforts :

$$\begin{cases} ELU : M_u = 1.35 M_g + 1.6 M_q. \\ ELS : M_{ser} = M_g + 1.2 M_q. \end{cases}$$

Les résultants sont donnés par le tableau:

	M [t.m /ml]	T [t/ml]
ELU	31.15	30.10
ELS	20.22	22.52

Tableau IX.2: Combinaisons des efforts.

Ferraillage d la dalle de transition :

Le ferraillage de la dalle de transition se fait à l'aide d'organigramme donnant les sections d'armatures a l'ELU d'une section rectangulaire soumise à un moment de flexion.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.50 & \text{pour la situation normale} \end{cases}$.

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec : $M_u = 31.15 \text{ t.m /ml.}$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 1 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{31.15 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.3017$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31.15}{20.22} = 1.5406$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 1.5406 - 0.1776 = 0.3489$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.3017}) = 0.7872$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1849 .$$

$$\alpha = 0.7872 \geq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

Pivot B:

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s < 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1-\alpha}{\alpha} \times 3.5 \text{ ‰} = 0.946 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.00 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour la situation normale} \end{cases} .$$

$$\Rightarrow f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} A'_{su} = 0. \\ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{31.15 \times 10^{-2}}{0.1849 \times 347.82} = 48.44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 48.44 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } 10\text{HA}25 \\ A_{su} = 10\text{HA}25 = 10 \times 4.91 = 49.1 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

▪ **Vérification de la contrainte tangentielle:**

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{\delta_b}, 4 \right]$$

$$\tau = \frac{30.10 \times 10^{-2}}{1 \times 0.27} = 1.11 \text{ MPa.}$$

$$\delta_b = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31.15}{20.22} = 1.5406$$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = \min[2.43, 4] = 2.43 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.43 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant:**

Le coulage de la dalle se fait sans reprise de bétonnage.

$$T_u = 30.10 \text{ t/ml} \leq 0.07 \times \frac{b_0 \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} = 31.5 \text{ t/ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures destinées à reprendre l'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le croquis du ferrailage est donné par **Fig VI.8** :

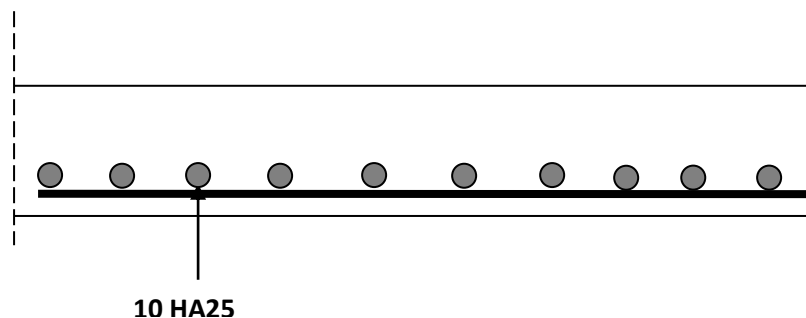


Fig IX.8 : Ferrailage de la dalle de transition.

IX.3.4 Le mur en retour :

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.

La figure (Fig VI.8) représente un mur en retour avec les charges qui lui sont appliquées.

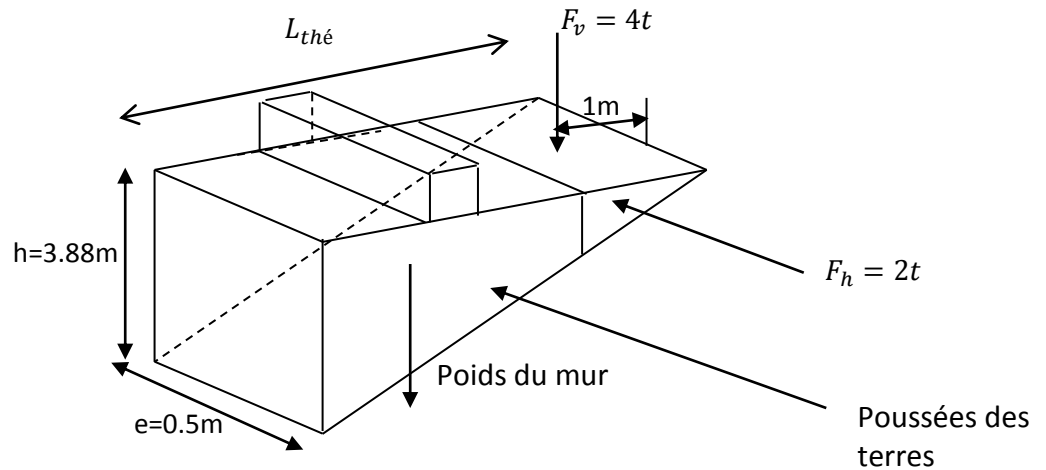


Fig IX.8 : Dimensions de la Partie triangulaire du mur en retour.

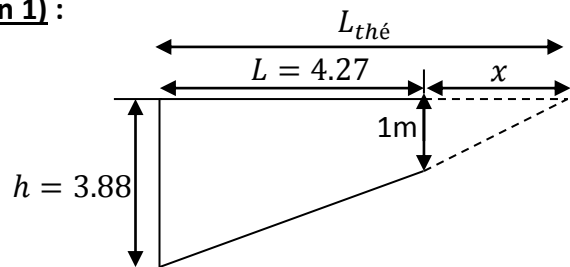
a) Partie triangulaire du mur en retour (section 1) :

Calcul de la longueur théorique :

$$h = 3.88\text{m}$$

$$L = 4.27\text{m}$$

$$\frac{1}{x} = \frac{3.88}{L+x} \Rightarrow x = 1.48\text{ m.}$$



$$L_{thé} = L + x = 4.27 + 1.48 = 5.75\text{m}$$

▪ **Evaluation des efforts :**

Efforts verticaux :

- Poids propre du mur: $G_1 = 2.5 \times \left(\frac{1}{2} \times L_{thé} \times e \times h\right) = 13.94\text{ t.}$

$$x_{G1} = \frac{1}{3} L_{thé} = 1.92\text{ m.}$$

- Poids propre de la superstructure: $G_2 = 0.3 \times L_{thé} = 1.72\text{ t.}$

$$x_{G2} = \frac{1}{2} L_{thé} = 2.88\text{ m.}$$

- Charges concentrées verticales: $F_v = 4\text{ t}$ $x_{G3} = L_{thé} - 1 = 4.75\text{ m.}$

$$T_{uv} = 1.35(G_1 + G_2) + 1.6F_v = 25.03\text{ t.}$$

$$M_{uv} = 1.35 \left[\frac{L_{thé}}{3} \times G_1 + \frac{L_{thé}}{2} \times G_2 \right] + F_v \times (L_{thé} - 1) = 61.74\text{ t.m.}$$

$$M_{ser} = \left[\frac{L_{thé}}{3} \times G_1 + \frac{L_{thé}}{2} \times G_2 \right] + F_v \times (L_{thé} - 1) = 50.66\text{ t.}$$

Efforts horizontaux:

- charges concentrées horizontales $F_h = 2 \text{ t}$; $x_F = L_{thé} - 1 = 4.75 \text{ m}$.
 Poussées horizontale : $P = \left(\frac{h}{3} + 0.5\right) \left(\frac{L_{thé} \times h}{2}\right) = 20 \text{ t}$. $x_p = \frac{1}{3} \times L_{thé} = 1.92 \text{ m}$.
 $T_{uv} = 1.35 \times P + 1.6F_h = 30.2 \text{ t}$.
 $M_{uv} = 1.35 \times \frac{L_{thé}}{3} \times P + 1.6F_h \times (L_{thé} - 1) = 66.95 \text{ t.m}$.
 $M_{ser} = \frac{L_{thé}}{3} \times P + 1.2F_h \times (L_{thé} - 1) = 49.73 \text{ t.m}$.

Les résultants sont regroupés dans le tableau VI.3:

Effort	T_u [t]	M_u [t.m]	M_{ser} [MN.m]
Efforts dues aux charges verticales	25.03	61.74	50.66
Efforts dues aux charges horizontales	30.2	66.95	49.73

Tableau IX.3 : récapitulatif des efforts.

• **Ferraillage du mur en retour (section 1):**

Ferraillage horizontale :

Le ferraillage se fait en flexion simple: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.50 & \text{pour la situation normale} \end{cases}$.

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Le calcul est fait par 1 m linéaire donc : $M_u = \frac{61.74}{5.75} = 10.74 \text{ t.m}$

$$d = 0.9 \times 3.88 = 0.9 \times 3.88 = 3.49 \text{ m} \quad \text{Et} \quad b = 0.50 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.74 \times 10^{-2}}{0.50 \times 3.49^2 \times 14.16} = 0.0012.$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{61.74}{50.66} = 1.21$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 1.21 - 0.1776 = 0.2389$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0012}) = 0.0015$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 3.48$$

$$\alpha = 0.0015 \leq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Pivot A: $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$E_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \times 10 \text{ ‰} = 1.5 \times 10^{-5}$$

$$\sigma_s = f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.00 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour la situation normale} \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} A'_{su} = 0. \\ A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{61.74 \times 10^{-2}}{3.48 \times 347.82} = 5.10 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \approx 5.10 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{On prend } 4HA14 = 4 \times 1.54 = 6.16 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de la non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 50 \times 349 = 21.07 \text{ cm}^2 < A_{su} = 6.16 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition non vérifié.

Donc on prend :

$$A_s = 21.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ HA } 20 = 8 \times 3.14 = 21.98 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage vertical

$$A_s = \frac{21.98}{4} = 5.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA } 12 = 4 \times 1.13 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'effort tranchant:

Sous charges verticales :

$$\tau_u = \frac{T_{vu}}{b_0 \times d} = \frac{25.03 \times 10^{-2}}{0.5 \times 3.49} = 0.1434 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.}$$

\Rightarrow Condition vérifié.

Sous charges horizontales :

$$\tau_u = \frac{T_{hu}}{b_0 \times d} = \frac{30.2 \times 10^{-2}}{0.5 \times 3.49} = 0.1730 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.}$$

\Rightarrow Condition vérifié.

Nous disposerons un ferraillage pour la disposition constructive soit des cadres HA10 espacés de 30 cm d'après (SETRA) verticalement. Voir figure XI.7 :

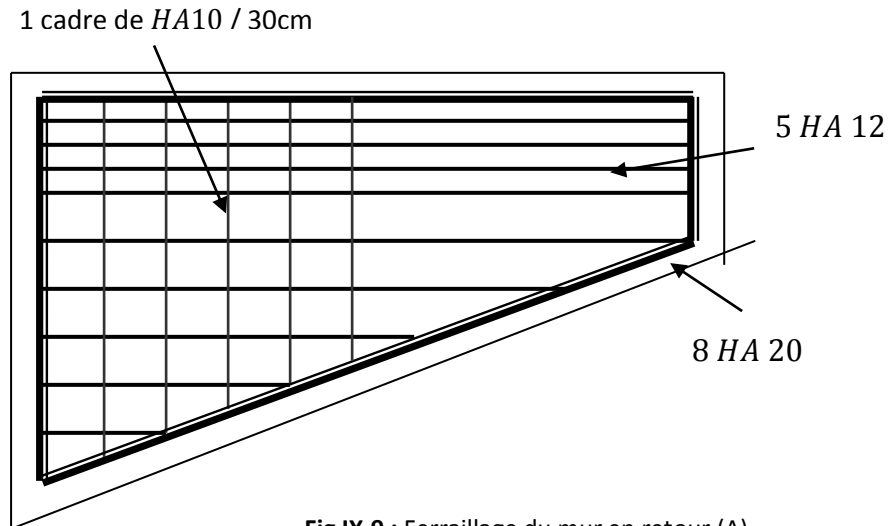
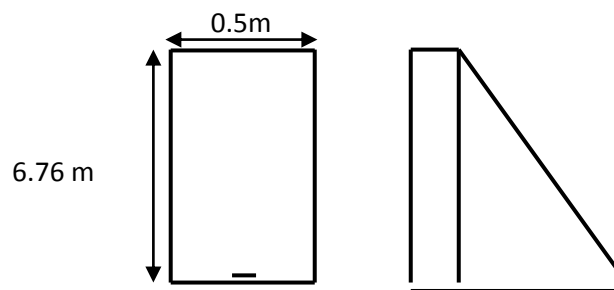


Fig IX.9 : Ferrailage du mur en retour (A).

b) Partie rectangulaire du mur en retour (section 1) :

b-1) Etude du deuxième mur :



$$P_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 \quad ; \quad M_t = \frac{1}{3} \times P_t \times h = \frac{1}{6} K_a \times \gamma \times h^3$$

Avec : K_a : Coefficient de poussée des terres tel que:

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333 = \frac{1}{3} .$$

$$\Rightarrow M_t = \frac{1}{6} \times \frac{1}{3} \times 2 \times 6.76^3 = 0.4901 \text{ t.m / ml}$$

Charges	Poussée P_t [t/m]	Moment [t.m]
Poussée de terre	15.23	34.32
Poussée de surcharges	1	2.25
Poids propre	8.45	—

Tableau IX.4

$$M_u = 1.35 \times 34.32 + 1.6 \times 2.25 = 49.93 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 34.32 + 1.2 \times 2.25 = 37.02 \text{ t.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion simple, et en fissuration préjudiciable.

$$M_u = 1.35 \times 34.32 + 1.6 \times 2.25 = 49.93 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 34.32 + 1.2 \times 2.25 = 37.02 \text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.50 & \text{pour la situation normale} \end{cases} .$$

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Le calcul est fait par 1 m linéaire donc : } M_u = \frac{49.93}{5.75} = 8.68 \text{ t.m}$$

$$d = 0.9 \times 6.76 = 6.084 \text{ m} \quad \text{Et} \quad b = 0.50 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{8.68 \times 10^{-2}}{0.50 \times 6.084^2 \times 14.16} = 0.00033.$$

$$\begin{cases} \mu_{lu} = 0.3418 \times \gamma - 0.1776 & \text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \mu_{lu} = 0.3180 \times \gamma - 0.1745 & \text{pour : } f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{49.93}{37.02} = 1.34$$

$$\Rightarrow \mu_{lu} = 0.3418 \times 1.34 - 0.1776 = 0.2834$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00033}) = 0.00041$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 6.082$$

$$\alpha = 0.00033 \leq 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Pivot A: $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$E_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \times 10 \text{ ‰} = 3.3 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_s = f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.00 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour la situation normale} \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 347.82 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} A'_{su} = 0. \\ A_{su} = \frac{M_u}{z_b \times \sigma_s} = \frac{49.93 \times 10^{-2}}{6.082 \times 347.82} = 2.36 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \approx 2.36 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{On prend } 3HA10 = 3 \times 0.79 = 2.37 \text{ cm}^2.$$

$$\text{L'autre sens : } A_{sh} = \frac{A_s}{3} = 0.79 \text{ cm}^2.$$

IX.3.5 Etude du mur de front :

Il est constitué d'un voile frontal supportant le tablier, il sert aussi à supporter, les remblais ainsi que la transmission des efforts à la semelle.

Il est encasté sur les deux cotés latéraux, et à la base sur la semelle.

a) Evaluation des efforts :

-Poids du mur garde grève : $g_g = 12.3 \text{ t.}$

-Poids du tablier : $g_t = 413.15 \text{ t.}$

-poids de la dalle de transition : $g_d = 21 \text{ t.}$

-poussée de terre sur mur GG : 0.8965 t.

-poussée de terre sur mur de front : 7.084 t.

-Poids du corbeau : $g_c = 1.0968 \text{ t/ml.}$

-Poids des murs en retour : $g = 42.26 \text{ t.}$

- Poids de murs de front : $g = 115.25 \text{ t.}$

-Poids de la surcharge D_{240} : $g_{D240} = 125.536 \text{ t.}$

-Freinage : 10.81 t

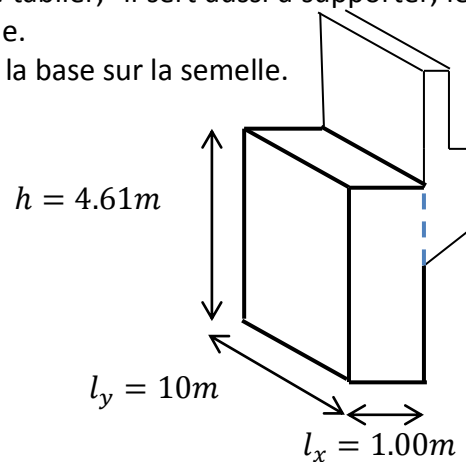


Fig IX.10 : Dimensions du mur de front.

b) Détermination des paramètres : λ_{ah} , K et θ

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 30^0$: Angle de frottement interne

$\delta = 0$: Angle de frottement remblai – culée

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$: Angle de talus

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)} \quad \text{Avec :}$$

$\varepsilon_H = 0,1$ Coefficient sismique horizontale.

$\varepsilon_V = 0,07$ Coefficient sismique verticale.

$$\theta = \text{Arctg} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

Action de séisme	ε_H	ε_V	K	θ	K_a
Condition normale	0	0	1	0	0,333
Condition sismique	0,1	0,07	1,074	5,32	0,419
	0,1	-0,07	0,93	6,13	0,373

Tableau IX.5 : valeurs des paramètres λ_{ah} , K et θ

c) Détermination des différents cas de charges :

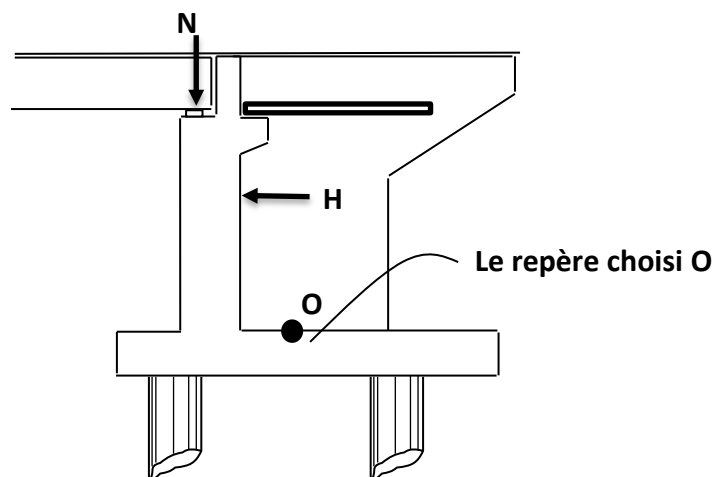


Fig IX.11 : Efforts sur le mur de front.

N.B : Le repère doit être choisi au centre de gravité des pieux s'ils existent, sinon il doit être choisi juste au point de contact entre le mur de front et la semelle, pour notre cas c'est la première disposition.

Charge permanente :

Désignation	ε_H	P [tonnes]	$\varepsilon_H \times P$	ε_v	$(1+\varepsilon_v) \times P$	V=Z _v [m]	H=Z _h [m]	M _R [t.m]	M _S [t.m]
Poids de Tablier	0	413.15	0.00	0	413.15	-1.60	6.25	0.00	-661.04
	0,1		41.32	0,07	442.07			258.25	-707.31
	0,1		41.32	-0,07	384.23			258.25	-614.77
Mur garde grève	0	12.3	0.00	0	12.3	-0.90	5.23	0,00	-11.07
	0,1		1.23	0,07	13.16			6.43	-11.84
	0,1		1.23	-0,07	11.44			6.43	-10.29
Mur de front	0	115.25	0.00	0	115.25	-1.60	2.31	0.00	-184.4
	0,1		11.52	0,07	123.32			26.61	-197.31
	0,1		11.52	-0,07	107.18			26.61	-171.49
Mur en retour	0	42.26	0.00	0	42.26	1.43	3.53	0.00	60.43
	0,1		4.23	0,07	45.22			14.93	64.66
	0,1		4.23	-0,07	39.30			14.93	56.20
Semelle	0	243	0.00	0	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
	0,1		24.3	0,07	260.01			18.22	0.00
	0,1		24.3	-0,07	225.99			18.22	0.00
Poids de la dalle de transition	0	21	0.00	0	0.00	1.26	4.76	0.00	0.00
	0,1		2.1	0,07	22.47			9.99	28.31
	0,1		2.1	-0,07	19.53			9.99	24.61
Corbeau	0	10.968	0.00	0	10.97	-0.75	5.12	0.00	-8.23
	0,1		1.09	0,07	11.74			5.58	-8.80
	0,1		1.09	-0,07	10.20			5.58	-7.65
Dis d'appuis	0	0.9	0.00	0	0.00	-1.60	4.66	0.00	0.00
	0,1		0.09	0,07	0.96			0.42	-1.54
	0,1		0.09	-0,07	0.84			0.42	-1.34
Poids des Terre patin arrière	0	1091.06	0.00	0	1091.06	3.24	0.00	0.00	3535.03
	0,1		109.10	0,07	1167.43			0.00	3782.47
	0,1		109.10	-0,07	1014.68			0.00	3287.56
Poids des Terre patin avant	0	41.34	0.00	0	41.34	-2.25	0.00	0.00	-93.02
	0,1		4.13	0,07	44.23			0.00	-99.52
	0,1		4.13	-0,07	38.45			0.00	-86.51
Poids des terres sur DT	0	5.33	0.00	0	5.33	0.61	4.89	0.00	3.25
	0,1		0.53	0,07	5.70			2.59	3.48
	0,1		0.53	-0,07	4.96			2.59	3.02
Poussé des terres sur MGG	0	0.8965	0.00	0	0.89	0.00	5.16	0.00	0.00
	0,1		0.09	0,07	0.96			0.46	0.00
	0,1		0.09	-0,07	0.83			0.46	0.00
Poussé des terres sur MF	0	7.084	0.00	0	7.08	0.00	1.54	0.00	0.00
	0,1		0.71	0,07	7.58			1.09	0,00
	0,1		0.71	-0,07	6.59			1.09	0.00
Totale	/	/	0.00	/	1739.63	/	/	0.00	2640.95
			184.7		2144.85			344.57	2852.6
			184.7		1864.42			344.57	2479.34

Tableau IX.6 : valeurs des moments dus à la charge permanente

Poussée due aux terres (chargement triangulaire) :

Désignation	ε_H	λ_{oh} (ou : K_a)	P	$\varepsilon_H \times P$	ε_v	$(1+\varepsilon_v) \times P$	Z_v	Z_h	M_R	M_S
Semelle	0	0.333	38.88	0.00	0.00	38.88	3.60	0.00	137.98	0.00
	0.1	0.419	48.87	4.887	0.07	52.29			188.24	0.00
	0.1	0.373	43.51	4.351	-0.07	40.46			145.66	0.00
MGG + MF	0	0.333	33.33	0.00	0.00	33.33	3.33	0.00	110.98	0,00
	0.1	0.419	41.9	4.19	0.07	44.83			149.28	0,00
	0.1	0.373	37.30	3.73	-0.07	34.69			115.52	0,00

Tableau IX.7 : valeurs des moments dus à la poussée due aux terres

Les valeurs des moments et les efforts globaux valent :

Désignation	$\varepsilon_H \times P$	$(1+\varepsilon_v) \times P$	M_R	M_S
Totale	0.00	1811.84	0.00	2640.95
	193.78	2241.97	682.09	2852.6
	192.78	1939.57	605.75	2479.34

Tableau IX.8 : valeurs des moments et les efforts globaux.

Ferraillage du mur de front :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dû essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

Désignation	N [t]	H [t]	Z_v [m]	Z_h [m]	M [t.m]
PPT	413.15	/	1.60	/	/
MGG	12.3	/	0.90	/	11.09
Mur frontal	115.25	/	1.60	/	/
Mur en retour	42.26	/	1.43	/	60.43
Poids (ddt)	21	/	1.26	/	26.46
Corbeau	10.968	/	0.75	/	8.22
Dés d'appuis	0.90	/	1.60	/	/
Poids des terres (ddt)	5.33	/	0.61	/	3.25
Poussée des terres sur MGG	/	0.8956	/	-5.16	-4.62
Poussée des terres sur MF	/	7.084	/	-1.54	-10.91
Freinage	/	5.84	/	-6.25	-36.5
Totale	621.16	/	/	/	57.42
Surcharge D₂₄₀	129.03	/	/	/	/

Tableau IX.9 : Evaluation des efforts à la base du mur frontal.

Selon le PP73, la force de freinage est prise égale au poids d'une roue (de système Bc),

$$\text{Et on a : } M_f = \frac{6 \times h}{0.25 + 2 \times h} \times \gamma = \frac{6 \times 4.61}{0.25 + 2 \times 4.61} \times 2 = 5.84 \text{ t.}$$

$$N_{D240} = \left(\frac{240}{18.6}\right) \times 10 = 129.03 \text{ t.}$$

N.B : Le ferrailage se fait en flexion composée, en fissuration préjudiciables et par mètre linéaire, on a $h = 10\text{m}$ et on prend $h = 1 \text{ ml.}$.

$$N_u = 1.35 \times \frac{621.16}{10} + 1.6 \times \frac{129.03}{10} = 104.63 \text{ t /ml.}$$

$$M_u = 1.35 \times \frac{57.42}{10} = 7.75 \text{ t.m /ml.}$$

b-1) Ferrailage vertical :

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.75}{104.63} = 0.074 \text{ m} = 7.41 \text{ cm.}$$

▪ **Vérification au flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; 20 \times \frac{e_1}{h} \right)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 10 = 7 \text{ m.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \quad \text{Avec : } e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l_0}{250} \right) = 4 \text{ cm.}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{7}{4.61} = 1.51 \leq \max \left(15 ; 20 \times \frac{7.41+4}{4.61} \right) = 49.50. \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Ferrailage à l'état limite ultime (ELU) :**

Calcul de M_{uA} :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 1 = 0.9 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 7.75 + 104.63 \left(0.9 - \frac{1}{2} \right) = 49.60 \text{ t.m /ml.}$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{h}{d} \right) = 0.8 \times \frac{1}{0.9} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{1}{0.9} \right) = 0.493.$$

$$M_{bc} = \mu_{bc} \times b_0 \times d^2 \times f_{bu}.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.50 & \text{pour la situation normale.} \end{cases}$

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$$

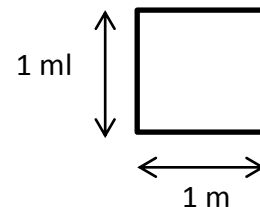
$$M_{bc} = 0.493 \times 1 \times 0.9^2 \times 14.16 = 5.654 \text{ MN.m /ml} = 565.4 \text{ t.m /ml.}$$

$M_{uA} < M_{bc}$ Donc La section est partiellement comprimée.

Le calcul de cette section se fera en flexion simple en utilisant un moment fictif.

$$M_f = N \times e_A.$$

Avec : e_A distance de pression aux armatures tendues.



$$e_A = e_0 + e_a + e_2 = \begin{cases} e_0 = 0.074 \text{ m} = 7.41 \text{ cm} . \\ e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250} \right) = 4 \text{ cm} . \\ e_2 = \frac{6 \times l_f^2 \times (1 + \alpha)}{h \times 10^4} = \frac{6 \times 7^2 \times (1 + 1)}{1 \times 10^4} = 0.0588 \text{ cm} . \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1$$

$$\Rightarrow e_A = 7.41 + 4 + 0.0588 = 11.47 \text{ cm} = 0.1147 \text{ m}.$$

$$\text{Donc: } M_f = N \times e_A = 0.1147 \times 104.63 \approx 12 \text{ t.m /ml}.$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12 \times 10^{-2}}{1 \times 0.9^2 \times 14.66} = 0.010$$

$$\mu_f = 0.010 \leq 0.186 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$M_{uA}^{fictif} = M_f + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 12 + 104.63 \times \left(0.9 - \frac{1}{2} \right) = 53.85 \text{ t.m /ml}.$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_f} \right) = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010} \right) = 0.012$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.895 \text{ m}.$$

$$A_u^{fs} = \frac{M_{uA}^{fictif}}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = f_{su}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.00 & \text{pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour la situation normale} \end{cases}.$$

$$\Rightarrow f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f_{su} = 347.82 \text{ MPa}.$$

$$\text{Donc : } A_u^{fs} = \frac{53.85 \times 10^{-2}}{0.895 \times 347.82} = 17.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 17.29 \text{ cm}^2.$$

✓ **Ferraillage à l'état limite de service (ELS) :**

$$N_{ser} = \frac{621.16}{10} + \frac{129.03}{10} = 75.02 \text{ t /ml}.$$

$$M_{ser} = \frac{57.42}{10} = 5.74 \text{ t.m /ml}.$$

$$M_{serA} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 5.74 + 75.02 \times \left(0.9 - \frac{1}{2} \right) = 35.75 \text{ t.m /ml}.$$

$$M_1 = \mu \times b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}} = 0.186 \times 1 \times 0.9^2 \times 15 = 2.26 \text{ MN.m /ml} = 226 \text{ t.m /ml}.$$

$$M_1 \geq M_{serA} \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0.9 \times \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) = 0.742 \text{ m}.$$

$$A_{ser}^{fs} = \frac{M_{ser}A}{Z \times \sigma_s} = \frac{35.75 \times 10^{-2}}{0.742 \times 347.82} = 13.85 \times 10^{-4} m^2 = 13.85 cm^2.$$

$$A_{CNF} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.9 \times \frac{2.1}{400} = 10.86 \times 10^{-4} m^2 = 10.86 cm^2.$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}, A_{CNF}) = \max(17.29, 13.85, 10.86) = 17.29 cm^2/ml.$$

Soit : on adopte $6HA20 = 6 \times 3.14 = 18.84 cm^2 /ml.$, avec $S_t = 11 cm$.

- Pour l'autre sens on prend :

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{17.29}{3} = 5.76 cm^2/ml. \quad \text{On adopte } 6HA14 = 6 \times 1.54 = 6.16 cm^2 /ml.$$

Avec $S_t = 15 cm$.

▪ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u}.$$

$$\tau_u = \frac{104.63 \times 10^{-2}}{1 \times 0.9} = 1.1625 MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.7 MPa. \quad \text{Condition vérifiée}$$

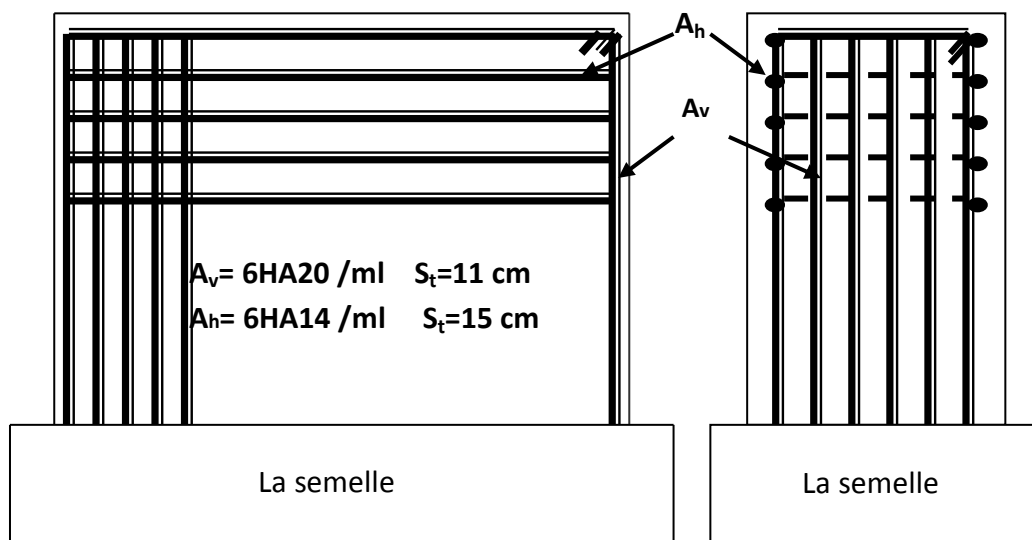
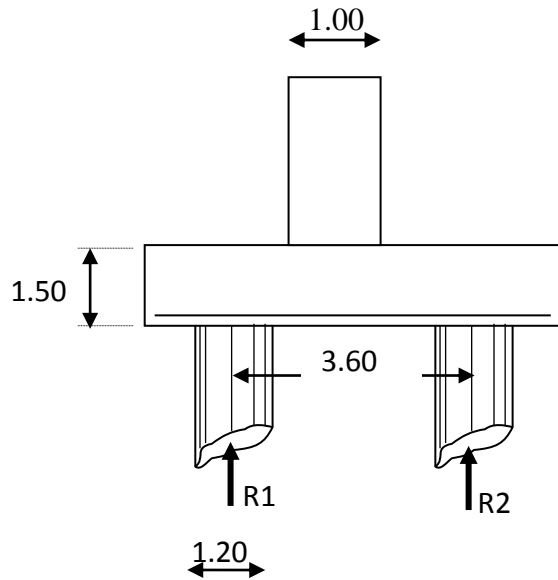


Fig IX.11 : ferrailage du mur de front

IX.4. Etude et ferrailage de la semelle :**IX.4.1. Caractéristique de la semelle :**Longueur : $L = 10.80$ mLargeur : $B = 6$ mEpaisseur : $E = 1.50$ m**Fig IX.12 :** schéma de la semelle**IX.4.2. Sollicitation dans le pieu :**

- Poids propre de la semelle : $(10.80 \times 6 \times 1.50) \times 2.5 = 243$ t.
- Poids des terres sur semelle : $(10.80 \times 6 \times 1.50) \times 1.8 = 174.96$ t.
 $[(10.80 \times 6 - 10.80 \times 1.20) \times 1.50] \times 1.8 = 93.312$ t.

a) Conditions normales

- Charge permanente :

$$G_{\text{tablier}} = 413.15 \text{ t.}$$

Pour une seul culée : $G = 12.3 + 115.25 + 42.26 + 21 + 10.962 + 0.9 = 202.672$ t.Pour une les deux culée : $G = 202.672 \times 2 = 405.344$ t.La charge permanente vaut : $G = 405.344 + 413.15 = 818.49$ t.

- Surcharges : on prend le D_{240} : 240 t.
- Poids de la semelle : 243 t.
- Poids des terres : 174.96 t.

Totale : $G = 818.49 + 240 + 243 + 174.96 = 1485.45$ t $N = 1485.45$ t**b) Condition sismique** $G (1 \pm 0,07)$ avec $G = 2122,26$ t

$$N_{\max} = 1589.43 \text{ t.}$$

$$N_{\min} = 1381.46 \text{ t.}$$

IX.4.3. Détermination du nombre des pieux :

$$n = \frac{\text{Effort normale maximale}}{\text{capacité portante de pieu}}$$

La capacité portante du pieu est calculée dans le chapitre 7 page 112.

$$n = \frac{1589.43}{170.34} = 9.33$$

On prend 10 pieux.

$$n = 158.94 \text{ t / pieu}$$

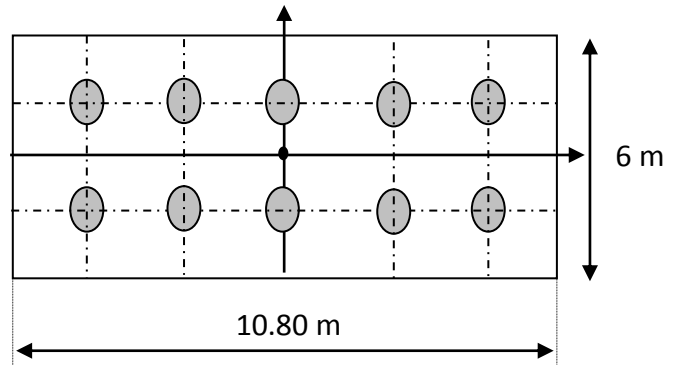


Fig IX.13 :

IX.4.4. Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} 45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \\ d \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Hauteur utile :

$$0.5 \times \left(b' - \frac{b}{2}\right) \leq d \leq 0.7 \times b' - \frac{b}{2}$$

$$\Rightarrow 1.55 \leq d \leq 2.17$$

On prend : $d = 1.70$

$$\tan \theta = \frac{2 \times d}{b' - \frac{b}{4}} = \frac{2 \times 1.70}{3.60 - \frac{1}{4}} = 1.01$$

$$\Rightarrow \theta = 45.42^\circ \text{ Condition 1 vérifiée.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{10.80}{2} - \frac{1}{4} = 5.15 \geq d \text{ Condition 2 vérifiée.}$$

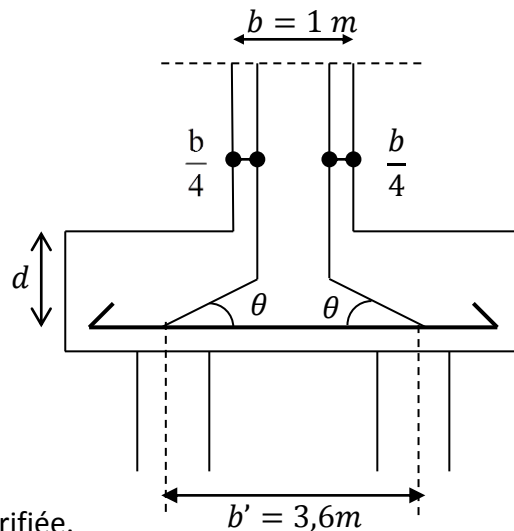


Fig IX.13

a) Condition normale :

$$\sigma'_a = \frac{2}{3} \times \sigma_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266.66 \text{ MPa} = 26666.66 \text{ t/m}^2.$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma'_a} \times \frac{\frac{L-b}{2}}{d} = \frac{158.94}{266.67 \times 10^2} \times \frac{\frac{10.80 - 1}{2}}{1.70} = 180.56 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 180.56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend 19 HA 40} \Rightarrow A_{eff} = 19 \times 9.865 = 187.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement est de } S_t = \frac{\phi + d - d'}{N - 1}.$$

N : Nombre de barre

d' : Enrobage 10cm

ϕ : Diamètre de pieu

$$S_t = \frac{120+170-10}{19-1} = 15.55 \text{ cm.}$$

On prend $E = 16 \text{ cm}$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = d + \Phi_{\text{pieu}} = 170 + 120 = 290 \text{ cm.}$$

Entre les différents bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{1}{3} \times A_s = \frac{1}{3} \times 187.44 = 62.48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 8 \text{ HA32 } A_{\text{eff}} = 8 \times 8.04 = 64.32 \text{ cm}^2.$$

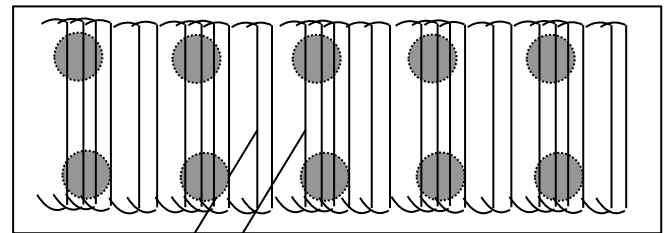
Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utilise les armateurs de répartition, tel que :

$$A_2 = \frac{1}{3} \times A_s = \frac{1}{3} \times 187.44 = 62.48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 8 \text{ HA32 } A_{\text{eff}} = 8 \times 8.04 = 64.32 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\phi+d-d'}{N-1} = \frac{120+170-10}{8-1} = 40 \text{ cm.}$$



19 HA32

Fig IX.13 : Schéma de ferrailage

Armatures de construction :

a. armatures transversales :

$$A_3 = \frac{1}{3} \times A_s = \frac{1}{10} \times 187.44 = 18.74 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 10 \text{ HA16} \Rightarrow A_{\text{eff}} = 10 \times 2.01 = 20.1 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\phi+d-d'}{N-1} = \frac{120+170-10}{10-1} = 31.11 \text{ cm.}$$

On prend $E = 32 \text{ cm}$.

b. armatures longitudinales supérieures :

$$A_4 = \frac{1}{3} \times A_s = \frac{1}{3} \times 187.44 = 62.48 \text{ cm}^2.$$

Soit 8 HA32 $A_{eff} = 8 \times 8.04 = 64.32 \text{ cm}^2$.

$$S_t = \frac{\phi+d-d'}{N-1} = \frac{120+170-10}{8-1} = 40 \text{ cm}.$$

Armatures latérales :

$$A_3 = \frac{1}{3} \times A_s = \frac{1}{10} \times 187.44 = 18.74 \text{ cm}^2.$$

Soit 10 HA16 $\Rightarrow A_{eff} = 10 \times 2.01 = 20.1 \text{ cm}^2$.

$$S_t = \frac{\phi+d-d'}{N-1} = \frac{120+170-10}{10-1} = 31.11 \text{ cm}.$$

On prend E = 32 cm.

VI.5. Ferrailage des pieux :

- **Armatures longitudinale :**

Détermination de l'acier longitudinal (le ferrailage des pieux se fait selon BAEL91)

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notation	Valeur	Unités	Notation	Valeur	Unités
d	1.2	[m]	f_e	400	MPa
			f_{c28}	35	MPa

Le pieu est ferrailé en flexion composée, d'après le CPC (fascicule 68 et fascicule 62 titre 5- Article C.5.4, 23) le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu (armatures longitudinale) est égale à 1% de la surface du pieu.

$$A_{min} = 0.01 \times \left[\pi \times \left(\frac{1.2}{2} \right)^2 \right] = 113.04 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow R_{armatures} = 6 \text{ mm}.$$

On prendra 15 HA32 $= 15 \times 8.04 = 120.6 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales :**

Selon le fascicule 62 titre5, l'écartement des armatures transversales est au plus égal à 15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm. Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6mm. Dans le cas de pieux non circulaires et notamment des barrettes, elles sont disposées de façon à éviter tout mouvement des barres longitudinales vers la paroi la plus proche.

$$D_{min} = \frac{4}{10} \times 12 = 4.8 \text{ mm} < 6 \text{ mm}.$$

On prend : $D = 6 \text{ mm}$. \Rightarrow

$$A_{min} = \pi \times \left(\frac{6}{2}\right)^2 = 28.27 \text{ mm}^2 = 0.2827 \text{ cm}^2.$$

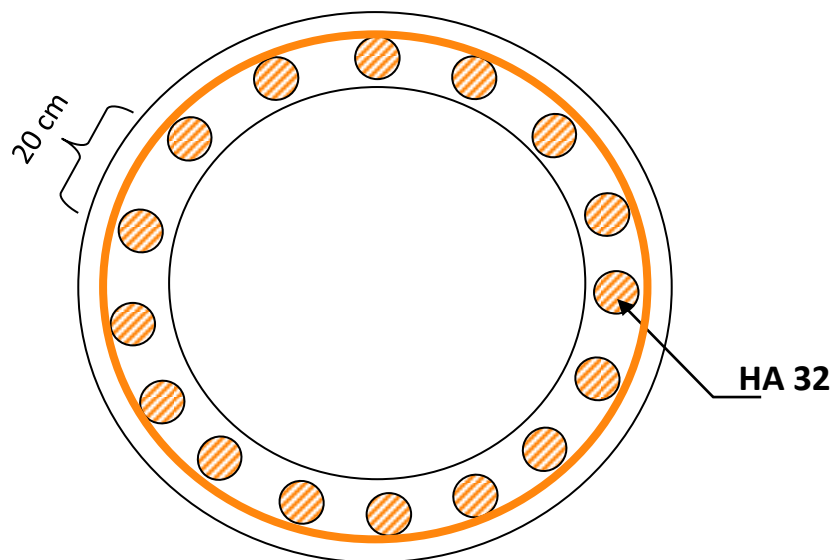


Fig IX.14 : Schéma de ferrailage des pieux

X.1. Introduction :

Le dimensionnement des fondations des ponts se fait par 2 méthodes :

- À partir des essais de laboratoire : on a besoin essentiellement de C et φ .

C , $\varphi \rightarrow$ pour la capacité portante.

C_c , $\sigma'_p \rightarrow$ pour le tassement.

Cela suppose : - Le sondage carottier.

- Essais de laboratoire.

- Essais in-situ : - Le pénétromètre dynamique.

- Le SPT (standard pénétration test ou bien : essai de pénétration au carottier).

A l'échelle internationale, il y a deux essais pour dimensionner les fondations des ponts, la statique et le pressiomètre.

Les données mises à notre disposition sont : Un rapport géotechnique sous la référence N°41.10.21.36 du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (antenne de Skikda).

Le but de cette étude est de :

- Exploiter les résultats des sondages
- Déterminer la nature et le comportement physique, chimique et mécaniques du sol
- Déterminer de la contrainte admissible
- Calculer le tassement

X.2. Investigation sur site :

Les investigations sur le site ont consistés :

X.2.1. Essais in-situ :

- Un sondage carotté de 15 m de profondeur
- Deux sondages pressiométriques (SP1, SP2) de 15 m de profondeur chacun effectués par le pressiomètre Ménard avec une mise en pression exécuter tous les 1.5m.

X.2.2 Essai en laboratoire :

Les échantillons extraits des puits ont été soumis à des essais d'identification physique et mécanique suivants:

a) Essais physique :

- Analyse granulométrique.
- Teneur en eau naturelle (W_n en %).
- Densité sèche.
- Densité humide.
- Limite d'Atterberg.
- Degré de saturation.

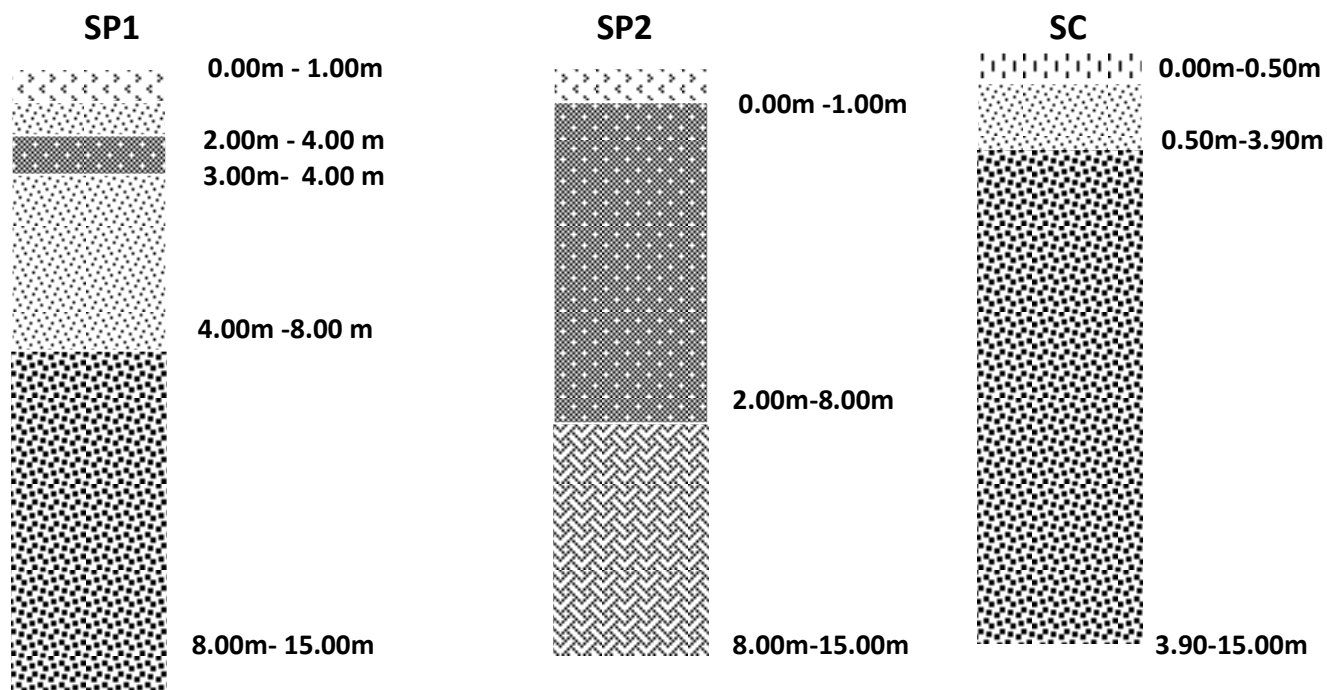
b) Essai mécanique :

- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type CU (consolidé, non drainé) avec mesure de la cohésion C_u et l'angle de frottement ϕ_u .
- Essai œdométriques pour déterminer les tassements prévisibles dans le sol

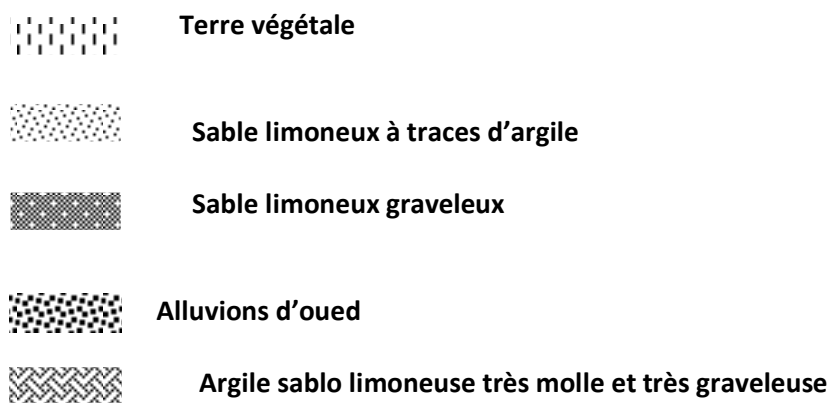
Résultats de l'investigation géotechnique :

Essai in situ :

Description lithologique



La légende



Analyse et conclusion :

Les coupes lithologiques des sondages montre un sol constitue par des alluvions d'oued surmonté par des sables limoneux à trace d'argile le tout est surmonté par une couche de terre végétale.

Essai en laboratoire :

Les essais identification physiques et mécanique sont résumés dans le tableau suivant

Sondage	SC		
profondeur	1.50-2.50	3.50-3.90	14.40-15.0
Granulométrie			
2mm	95.2	99.2	76.2
0.08mm	59.1	51	53.2
20μ	39	33	35
2 μ	4.5	2.8	3.4
WI %	19	19	24
Ip %	4	4	8
γ_d [t/m ³]	1.72	1.74	1.59
γ_h [t/m ³]	2.01	1.96	1.99
W%	17.1	12.9	24.9
Sr%	81	63	96
Cisaillement à la boîte			
Cu [bar]	0.06	0	0.06
Φ°	30	21	17
Caractéristique œnométrique			
Pc [Kg/cm³]	0.515	0.715	0.215
Cc	0.194	0.215	0.179
Cg	0.021	0.017	0.009
Analyse chimique			
Carbonates%	14.28	15.54	13.44
Insoluble	85.12	84.35	86.11
Gypse	Traces	Traces	Traces
Agressivité	Nulle	Nulle	Nulle

Tableau 01 : Récapitulatif des essais physique et mécanique.

Analyse et conclusion :

Selon la classification LCPC, nous sommes en présence des sols fins, il s'agit des sables limoneux.

Les limites d'Atterberg, donnent des valeurs d'indice de plasticité qui varient 19 à 24% avec des limites de plasticité allant de 4 à 8 % indique que le sol est organique peu plastique.

Les résultats des analyses chimiques ont montré que ces formations ne présentent aucune agressivité vis-à-vis le béton.

Les résultats des essais mécaniques (cisaillement à la boîte), obtenus au droit du sondage carotté SC réalisé, montre que nous sommes en présence d'un sol ayant des cohésions d'ordre de 0 à 0.06 bars, avec un angle de frottement qui varient de 17 à 20°.

X.3. Calcul des fondations :**X.3.1. Détermination de la capacité portante à la rupture à partir des essais au laboratoire (couramment dite méthode de C et φ) :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$q_r = \left[\left(\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \right) + \gamma \times D \times (N_q - 1) + C \times N_c \right]$$

$$C = 0.06 \text{ bars} = 6 \times 10^{-3} \text{ MPa} = 0.6 \text{ t/m}^2.$$

$$\varphi = 20^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 4.6 \\ N_q = 6.4 \\ N_c = 14.8 \end{cases}$$

Les valeurs de N_γ , N_q et N_c sont obtenus à l'aide des abaques de Terzaghi et Peck ou bien à l'aide d'un tableau donnée dans l'eurocode7 en fonction de l'angle de frottement φ .

$$q_{adm} = \left[\left(\frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma \right) + \gamma \times D \times (N_q - 1) + C \times N_c \right]$$

q_0 : surcharge verticale latérale à la fondation

γ : Poids volumiques des terres sous le niveau de la semelle $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$.

N_γ , N_q et N_c : sont des facteurs de capacité portante dépendent de l'angle de frottement.

B : Largeur de la semelle

$$\Rightarrow q_r = \left[\left(\frac{1}{2} \times 1.8 \times 6 \times 4.6 \right) + 1.8 \times 4.40 \times (6.4 - 1) + 0.6 \times 14.8 \right]$$

$$q_r = 76.49 \text{ t/m}^2 = 0.7649 \text{ MPa} = \mathbf{7.649 \text{ bars.}}$$

Détermination de la contrainte admissible q_{adm} :

Elle est donnée par la formule suivante

$$q_{adm} = \frac{q_r}{3} = \frac{7.649}{3} = 2.549 \text{ bars.}$$

X.3.2. Détermination de la contrainte ultime à partir des essais pressiométriques :

a) Calcul la pression limite nette :

A partir des pressions limites déterminées par l'essai pressiométriques, on définit la pression limite nette :

$$Pl^* = Pl_i - P_0$$

Pl_i : Pression limite brute (bars).

P_0 : Pression horizontale initiale dans le sol avant l'essai $P_0 = 0.5 \times \gamma \times Z$.

Z : Profondeur.

Par exemple pour la profondeur $Z = 1.5 \text{ m}$, on obtient : $P_0 = 0.5 \times 2 \times 1.5 = 1.5 \text{ t/m}^2 = 0.15 \text{ bars}$.

SP1

Profondeur [m]	Module de déformation E [bar]	Pression limite Pl_i [bar]	Pression limite nette Pl^* [bar]	E/Pl_i
1.50	23.33	2.83	2.68	8.24
3.00	59.9	6.6	6.30	9.07
4.50	72.5	8.53	8.08	8.49
6.00	62.8	7.5	6.91	8.37
7.50	33.6	3.5	2.76	9.6
9.00	14.03	2.37	1.48	5.91
10.5	11.4	3.03	2.00	3.76
12.0	27.2	4.12	2.94	6.60
13.5	24.74	4.14	2.81	5.97

b) Calcul de la contrainte admissible à l'aide des essais pressiométriques :

Pour SP1 :

La formule générale : **formule de MENARD** :

$$q_{ad} = q_0 + \frac{K_p}{3} \times (Pl_e - P_0).$$

q_{ad} : Contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée

q_0 : Contrainte effective initial du sol au niveau de la fondation

Pl_e : Pression limite nette équivalente du sol.

k_p : Coefficient de portance qui fonction de :

- La nature de terrain.
- Dimensions de la semelle (filante, carré, rectangulaire,...).
- D_e encastrement équivalent.

$$D_e = \sum h_i \times \frac{Pl_i}{Pl_e}$$

b.1) Calcul de la pression limite équivalente Pl_e :

On définit la pression limite équivalente Pl_e comme moyenne géométrique des valeurs obtenues près du niveau de la fondation.

$$Pl_e = \sqrt[3]{Pl_1 \times Pl_2 \times Pl_3}$$

Avec :

Pl_1 : Valeur de Pl mesurée à un niveau situé un diamètre au-dessus du niveau de la base de fondation.

Pl_2 : Valeur de Pl mesurée au niveau la base de fondation.

Pl_3 : Valeur de Pl mesurée sous la base de fondation d'un diamètre de fondation.

Alors :

$$Pl_e = \sqrt[3]{Pl_1 \times Pl_2 \times Pl_3}.$$

$$Pl_e = \sqrt[3]{2.83 \times 6.60 \times 8.53} = 5.42 \text{ bars.}$$

b.2) Détermination de l'encastrement équivalent D_e :

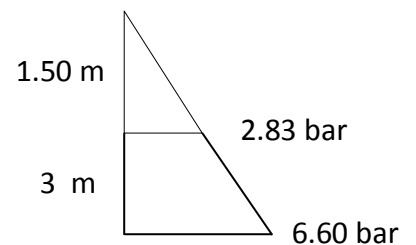
$$D_e = \sum h_i \times \frac{Pl_i}{Pl_e}$$

Ou bien : $D_e = \frac{1}{Pl_e} \times \int Pl dz.$

$$\int Pl dz = \frac{1.50 \times 2.83}{2} + \frac{(2.83 + 6.60) \times 1.50}{2} = 9.195 \text{ m} \cdot \text{bar}$$

$$\Rightarrow D_e = \frac{1}{5.42} \times 9.195 = 1.69 \text{ m.}$$

$D_e = 1.69 \text{ m} \leq D = 3 \text{ m} \Rightarrow$ C'est D_e qui intervient dans les calculs.



b.3) Détermination du coefficient de portance :

Le sol est classé dans la catégorie des limons de classe B

Alors : $K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \times \left(0.6 + 0.4 \times \frac{B}{L} \right) \times \frac{D_e}{B} \right]$

$$\Rightarrow K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \times \left(0.6 + 0.4 \times \frac{6}{10.80} \right) \times \frac{1.69}{6} \right] = 0.8648$$

b.4) Détermination de la contrainte effective initiale du sol au niveau de la fondation q_0 :

Elle est donnée par la formule suivante : $q_0 = \gamma \cdot D$

γ : Poids volumique du sol.

D : Ancrage de la semelle.

$$\Rightarrow q_0 = 1.8 \times 3 = 5.4 \text{ t/m}^2 = 0.54 \text{ bars.}$$

$$\text{Avec : } P_0 = 0.5 \times \gamma \times Z = 0.5 \times 1.8 \times 3 = 2.7 \text{ t/m}^2 = 0.27 \text{ bars.}$$

Donc :

$$q_{ad} = 0.54 + \frac{0.8648}{3} \times (5.42 - 0.27) = 2.02 \text{ bar.}$$

Pour SP2 :

Profondeur	Module de déformation E [bars]	Pression limite Pl_i [bars]	Pression limite nette Pl^*
1.50	6.5	1.53	1.38
3.00	114.7	8.7	8.40
4.50	34.6	3.14	2.64
6.00	10.78	2.23	1.64
7.50	6.28	1.73	0.99
9.00	21.97	2.55	1.66
10.5	11.91	3.43	2.40
12.0	23.6	4.58	3.40
13.5	35.77	5.44	4.11

Calcul de la contrainte admissible à l'aide des essais pressiométriques :

La formule générale : **formule de MENARD** :

$$q_{ad} = q_0 + \frac{K_p}{3} \times (Pl_e - P_0).$$

c.1) Calcul de la pression limite équivalente Pl_e :

$$Pl_e = \sqrt[3]{Pl_1 \times Pl_2 \times Pl_3} = \sqrt[3]{1.53 \times 8.70 \times 3.14} = 3.47 \text{ bars.}$$

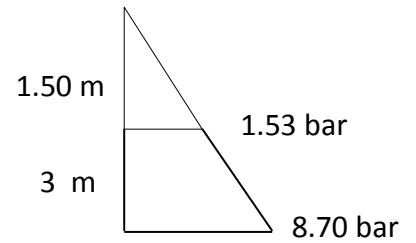
c.2) Détermination de l'encastrement équivalent D_e :

$$D_e = \frac{1}{Pl_e} \times \int Pl dz.$$

$$\int Pl dz = \frac{1.50 \times 1.53}{2} + \frac{(1.53 + 8.70) \times 1.50}{2} = 8.82$$

$$\Rightarrow D_e = \frac{1}{3.47} \times 8.82 = 2.54 m.$$

$D_e = 2.54 m \leq D = 3 m \Rightarrow$ C'est D_e qui intervient dans les calculs.



c.3) Détermination du coefficient de portance :

Le sol est classé dans la catégorie des limons de classe B

$$\text{Alors : } K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \times \left(0.6 + 0.4 \times \frac{B}{L} \right) \times \frac{D_e}{B} \right]$$

$$\Rightarrow K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \times \left(0.6 + 0.4 \times \frac{6}{10.80} \right) \times \frac{2.54}{6} \right] = 0.8975$$

c.4) Détermination de la contrainte effective initiale du sol au niveau de la fondation q_0 :

$$q_0 = \gamma \cdot D = 1.8 \times 3 = 5.4 t/m^2 = 0.54 bars.$$

$$\text{Avec : } P_0 = 0.5 \times \gamma \times Z = 0.5 \times 1.8 \times 3 = 2.7 t/m^2 = 0.27 bars.$$

Donc :

$$q_{ad} = 0.54 + \frac{0.8975}{3} \times (3.47 - 0.27) = 1.49 bar.$$

X.4. Détermination de la capacité portante des pieux :

Calcul de la contrainte admissible à l'aide des essais pressiométriques :

Pour SP1 :

La formule générale : **formule de MENARD** :

$$q_{ad} = q_0 + \frac{K_p}{3} \times (Pl_e - P_0).$$

a) Calcul de la pression limite équivalente Pl_e :

$$Pl_e = \sqrt[3]{Pl_1 \times Pl_2 \times Pl_3}$$

$$\Rightarrow Pl_e = \sqrt[3]{3.03 \times 4.12 \times 4.14} = 3.72 \text{ bars.}$$

b) Détermination de l'encastrement équivalent D_e :

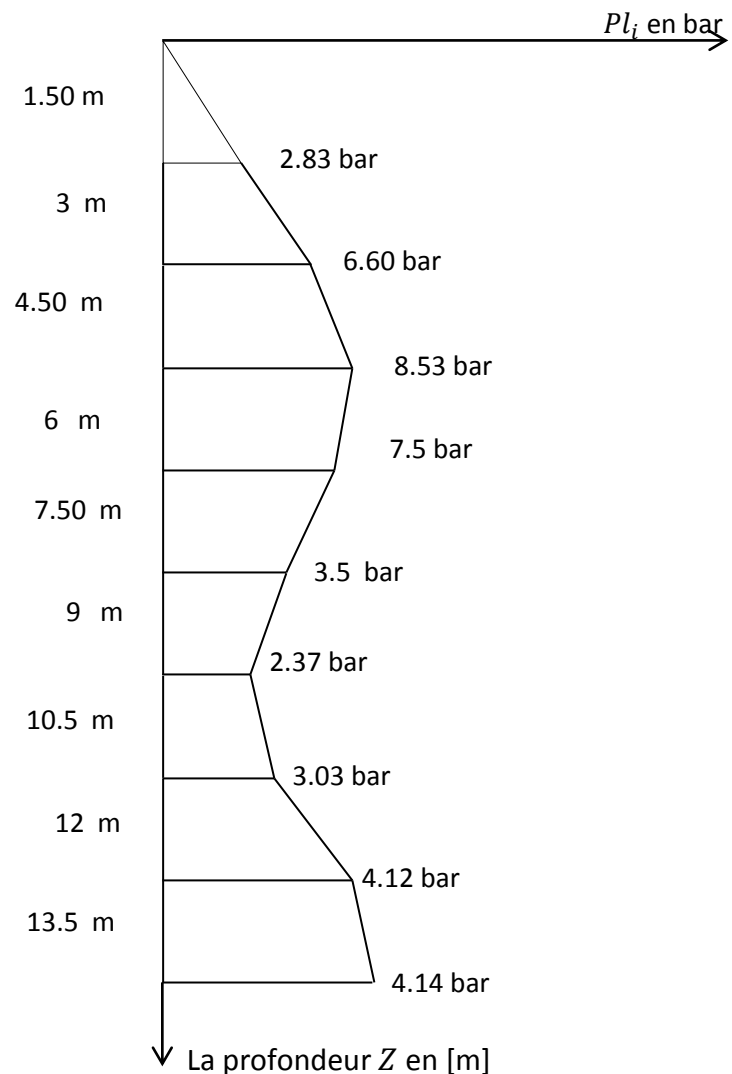


Fig X.1 : Résultats du sondage pressiométriques.

$$D_e = \sum h_i \times \frac{Pl_i}{Pl_e}.$$

Ou bien : $D_e = \frac{1}{Pl_e} \times \int Pl dz.$

$$\int Pl dz = \frac{1.50 \times 2.83}{2} + \frac{(2.83+6.60) \times 1.50}{2} + \frac{(6.60+8.53) \times 1.50}{2} + \frac{(8.53+7.50) \times 1.50}{2} + \frac{(7.50+3.50) \times 1.50}{2} + \frac{(3.50+2.37) \times 1.50}{2} + \frac{(2.37+3.03) \times 1.50}{2} + \frac{(3.03+4.12) \times 1.50}{2} + \frac{(4.12+4.14) \times 1.50}{2} = 61.761 \text{ m} \cdot \text{bar}$$

$$\Rightarrow D_e = \frac{1}{3.72} \times 61.761 = 18.21 \text{ m}.$$

Donc l'encastrement des pieux est environ de 18m.

c) Détermination du coefficient de portance :

Le sol est classé dans la catégorie des limons de classe B

$$\text{Alors : } K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \times \left(0.6 + 0.4 \times \frac{B}{L} \right) \times \frac{D_e}{B} \right]$$

$$\Rightarrow K_p = 0.8 \times \left[1 + 0.35 \times \left(0.6 + 0.4 \times \frac{1.20}{18.21} \right) \times \frac{18.21}{1.20} \right] = 3.46$$

d) Détermination de la contrainte effective initiale du sol au niveau du pieux q_0 :

Elle est donnée par la formule suivante : $q_0 = \gamma \cdot D$

γ : Poids volumique du sol.

D : Ancrage de pieu.

$$\Rightarrow q_0 = 1.8 \times 18.21 = 32.78 \text{ t/m}^2 = 3.278 \text{ bars}.$$

$$\text{Avec : } P_0 = 0.5 \times \gamma \times Z = 0.5 \times 1.8 \times 18.21 = 16.389 \text{ t/m}^2 = 1.6389 \text{ bars}.$$

Donc :

$$q_{ad} = 3.278 + \frac{3.46}{3} \times (3.72 - 1.6389) = 5.678 \text{ bar} = 56.78 \text{ t}.$$

$$q_{adm} = \frac{q_r}{3} \Rightarrow q_r = 3 \times q_{adm} = 170.34 \text{ t}.$$

Donc, la capacité portante d'un pieu est de : $q_r = 170.34 \text{ t}.$

CONCLUSION

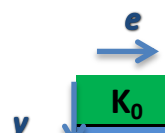
L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures, sur les bases de leur dimensionnements, les sujétions liées aux différentes méthodes d'exécution, et des dispositions constructives qui conditionnent la durabilité de la structure à long terme.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par l'étude hydrologique, une fois est déterminé, elle nous aide à choisir une variante, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour l'étudier plus profondément dans la partie dimensionnement. Et on termine ce travail par une étude géotechnique pour améliorer nos reconnaissances sur le site.

Enfin, l'étude de ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein du département de Génie civil, ainsi de bénéficier des connaissances et l'expérience des gens du domaine.

ANNEXE 1 Interpolation de GUYON MASSONNET - moments fléchissants

Tableau 7.3.a : Les valeurs de « k_0 » pour $\theta_1=0.75$



K_0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.1260	+0.4719	+1.0606	+1.5732	+1.8238	+1.5732	+1.0606	+0.4719	-0.1260
b/4	-0.4326	+0.0588	+0.5657	+1.0920	+1.5732	+1.8140	+1.5951	+1.1303	+0.6074
b/2	-0.4953	-0.1808	+0.1539	+0.5657	+1.0606	+1.5951	+1.9919	+2.0449	+1.9577
3b/4	-0.4503	-0.3299	-0.1809	+0.0588	+0.4719	+1.1105	+2.0449	+3.0841	+4.0292
b	-0.3776	-0.4508	-0.4953	-0.4321	-0.1260	+0.6074	+1.9577	+4.0292	+6.6762

Tableau 7.3.b : Les valeurs de « k_0 » pour $\theta_2=0.80$

K_0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.2395	+0.4019	+1.0595	+1.6478	+1.9348	+1.6478	+1.0393	+0.4010	-0.2593
b/4	-0.4898	+0.0123	+0.5394	+1.1076	+1.6478	+1.9191	+1.6383	+1.0694	+0.4362
b/2	-0.4719	-0.1844	+0.1348	+0.3394	+1.0595	+1.6383	+2.0526	+2.0353	+1.3428
3b/4	-0.3530	-0.2834	-0.1844	+0.0123	+0.4010	+1.0694	+2.0353	+3.1419	+4.1193
b	-0.2094	-0.3530	-0.4719	-0.4893	-0.2595	+0.4362	+1.8423	+4.1193	+7.1154

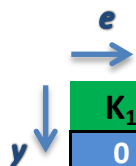


Tableau 7.3.c Les valeurs de « k_1 » pour $\theta_1=0.75$

K_1	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	+0.6670	+0.8035	+0.9869	+1.2018	+1.3294	+1.2018	+0.9869	+0.8035	+0.6670
b/4	+0.4351	+0.5490	+0.7110	+0.9377	+1.2018	+1.3825	+1.1128	+1.1534	+1.0223
b/2	+0.2906	+0.3804	+0.5110	+0.7110	+0.9869	+1.0128	+1.5717	+1.5976	+1.5486
3b/4	+0.2030	+0.2741	+0.3804	+0.5490	+0.8035	+1.1584	+1.5976	+2.0174	+2.2628
b	+0.1452	+0.2030	+0.2906	+0.4351	+0.6670	+1.0233	+1.5486	+2.2628	+3.1442

Tableau 7.3.d Les valeurs de « k_1 » pour $\theta_2=0.80$

K_1	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	+0.6259	+0.7738	+0.9802	+1.2308	+1.3841	+1.2308	+0.9802	+0.7785	+0.6259
0,25b	+0.3923	+0.5089	+0.6812	+0.9313	+1.2308	+1.4371	+1.3426	+1.1547	+0.9971
0,5b	+0.2516	+0.3389	+0.4720	+0.6812	+0.9802	+1.3426	+1.6302	+1.6381	+1.9589
0,75b	+0.1695	+0.2352	+0.3389	+0.5089	+0.7738	+1.1547	+1.6381	+2.1023	+2.3534
b	+0.1177	+0.1695	+0.2516	+0.3923	+0.6259	+0.9971	+1.5588	+2.3534	+3.3539



Tableau 7.3.e : Les valeurs de « k_0 » pour $\theta=0.7526$

K_0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,13294199	0,46821323	1,06054282	1,57707918	1,82009196	1,57707918	1,06054282	0,46821323	-0,13294199
b/4	-0,43538478	0,05638197	0,56433243	1,09281123	1,57707918	1,81946516	1,59734643	1,12732267	0,59849763
b/2	-0,4940832	-0,181082	0,15764679	0,56433243	1,06054282	1,59734640	1,99505639	2,04440069	1,95172524
3b/4	-0,44571435	-0,32748201	-0,181082	0,05638197	0,46821323	1,12732267	2,04440069	3,08710551	4,03389549
b	-0,36885357	-0,44571435	-0,4940832	-0,43538478	-0,13294199	0,59849763	1,95172524	4,03389549	6,69903851

Tableau 7.3.f : Les valeurs de « k_1 » pour $\theta=0.7526$

K_1	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,66486275	0,80195558	0,98655158	1,20330799	1,3322444	1,20330799	0,98655158	0,80195558	0,66486275
b/4	0,43287444	0,54691488	0,70945036	0,9373672	1,20330799	1,38533914	1,1247496	1,15820754	1,02193761
b/2	0,28857198	0,37824202	0,50973046	0,70945036	0,98655158	1,0299496	1,57475758	1,59970605	1,54628634
3b/4	0,201258	0,27210838	0,37824202	0,54691488	0,80195558	1,15820754	1,59970605	2,02181482	2,26751113
b	0,14376998	0,201258	0,28857198	0,43287444	0,66486275	1,02193761	1,54628634	2,26751113	3,1570003

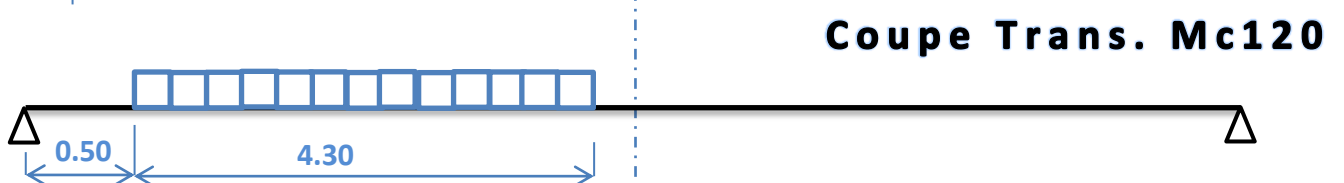
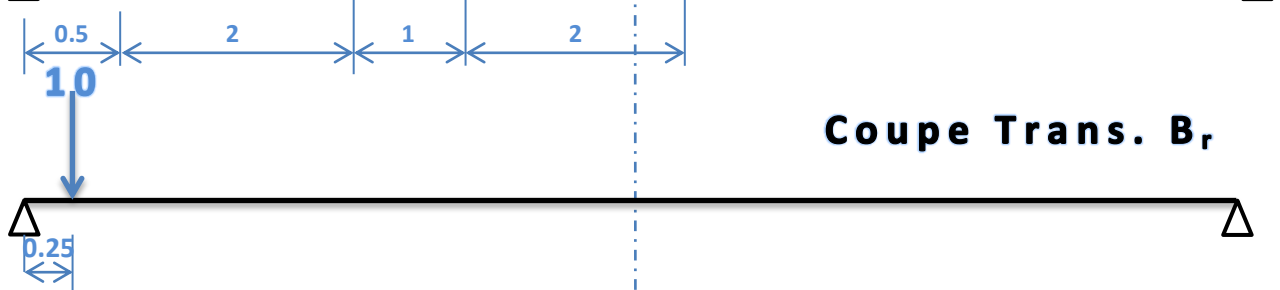
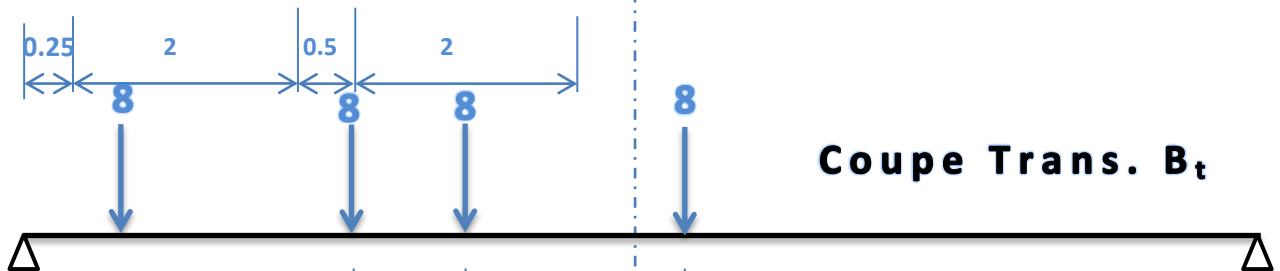
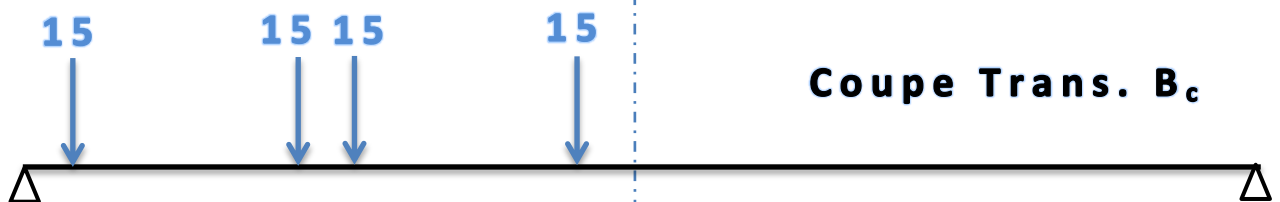
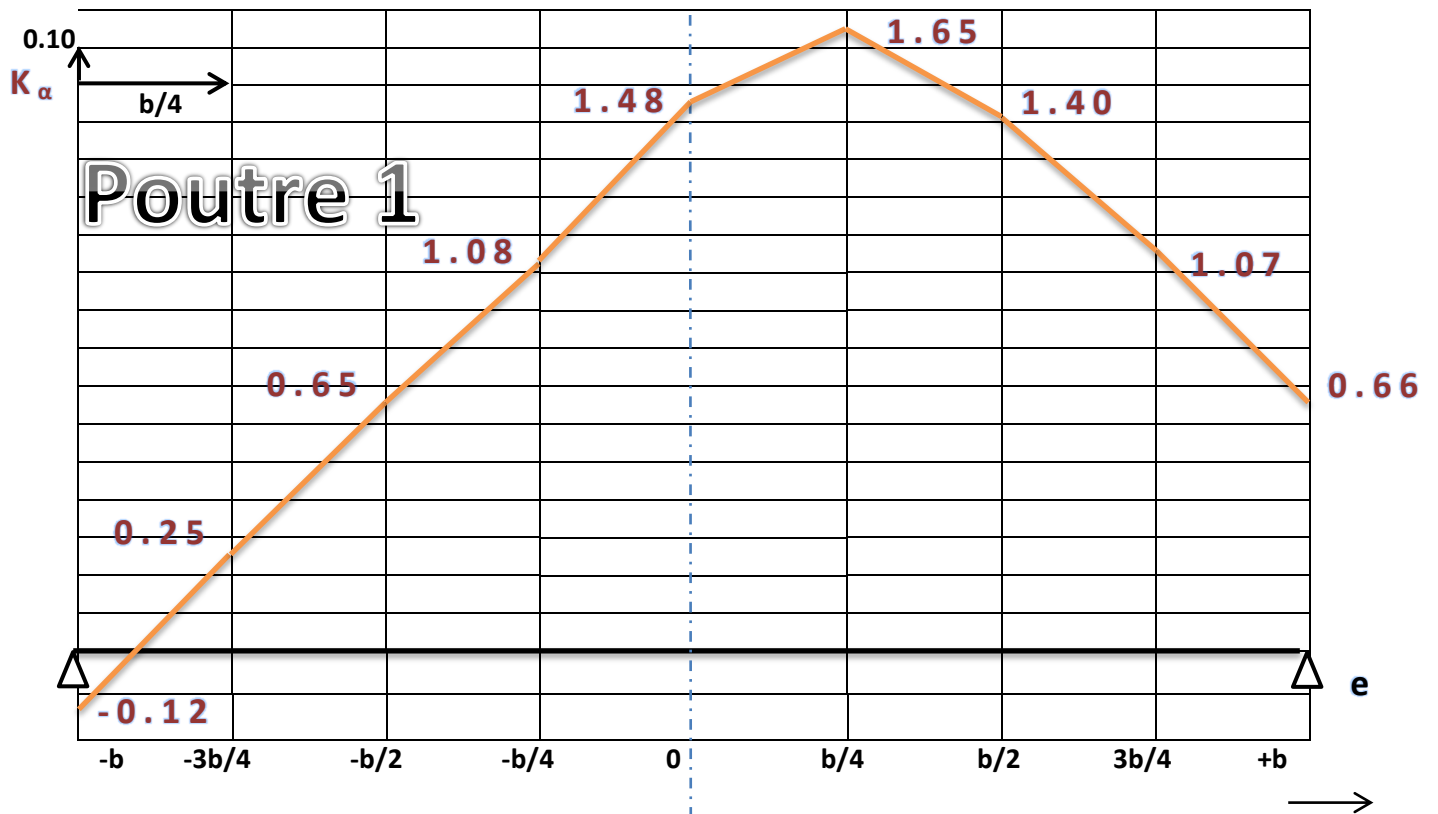
Tableau 7.3.g : Les valeurs de « k_α » pour $\theta=0.7526$ Et $\alpha=0.17$

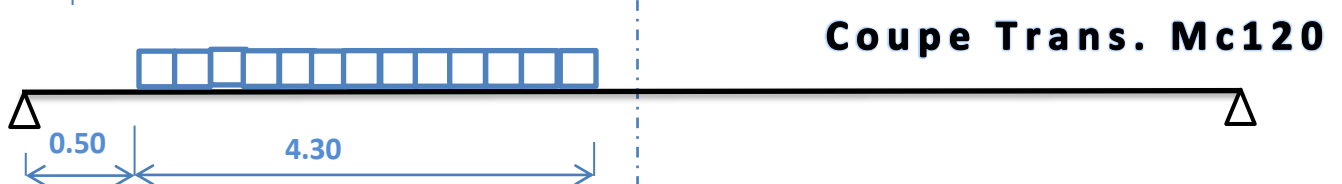
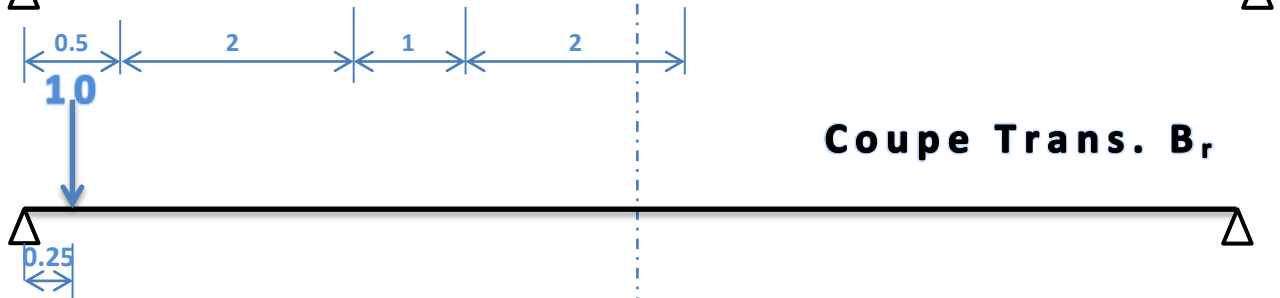
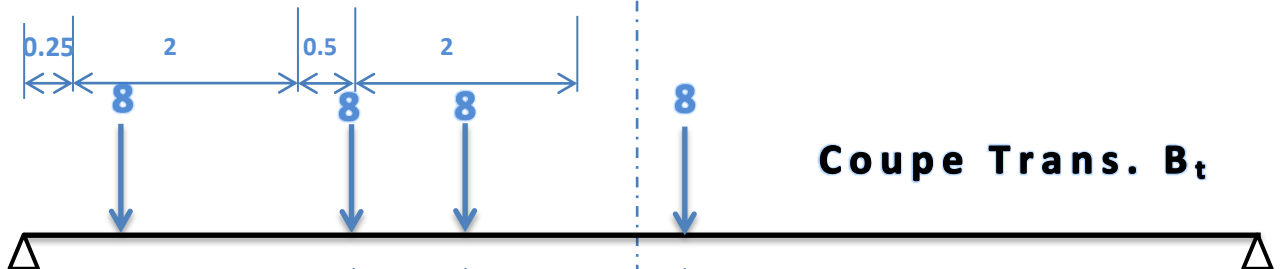
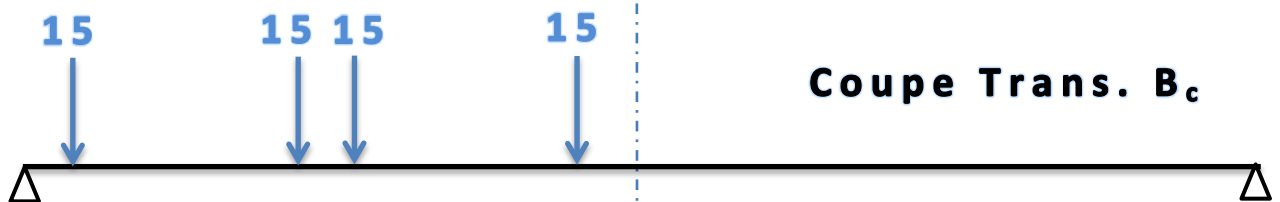
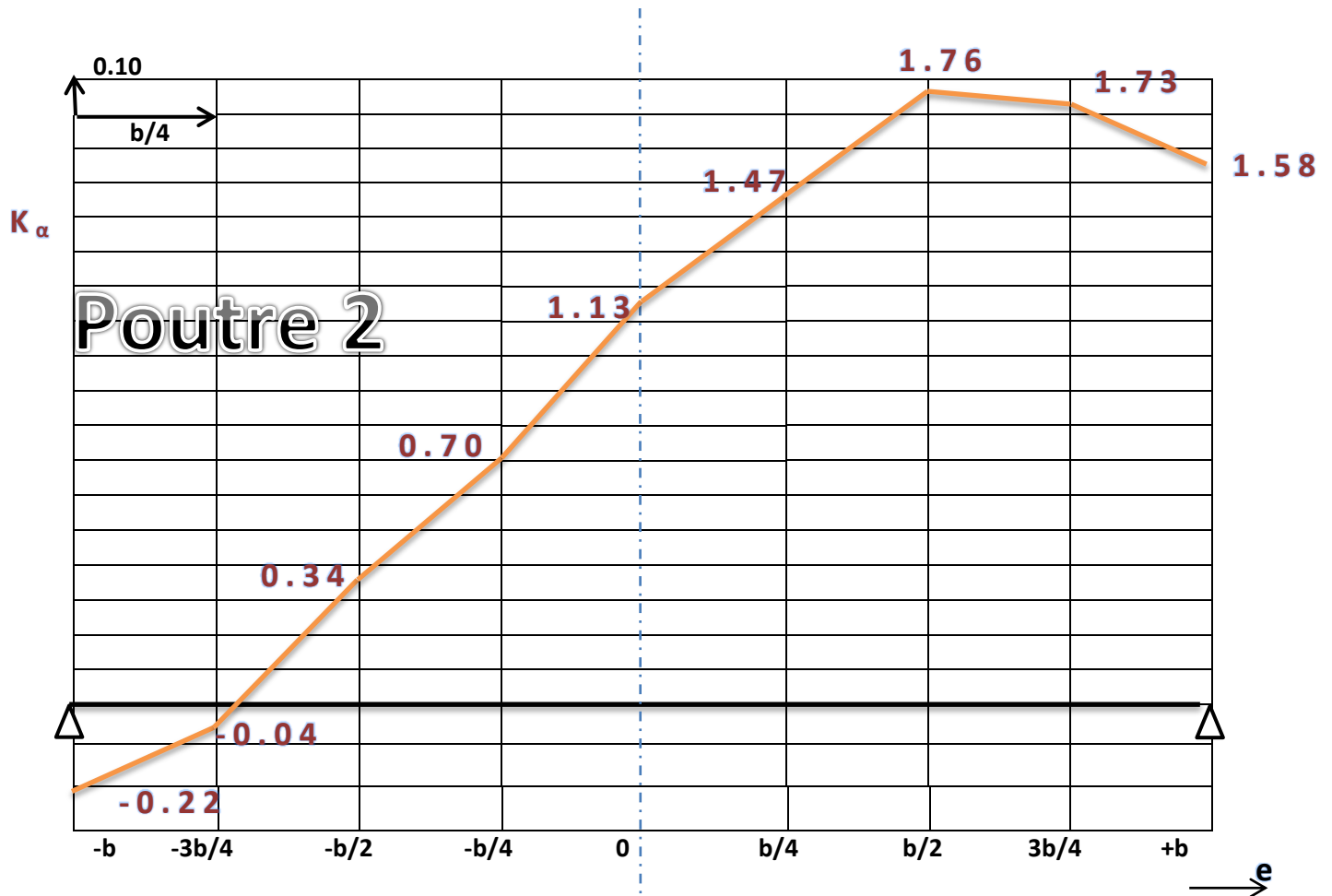
K_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	+0.121234749	+0.574541931	+1.036969568	+1.457997483	+1.664666082	+1.457997483	+1.036969568	+0.574541931	+0.121234749
b/4	-0.158761583	+0.212663387	+0.610566302	+1.043287512	+1.457997483	+1.681154706	+1.446779361	+1.13716244	+0.733403563
b/2	-0.244733037	-0.002884067	+0.269818947	+0.610566302	+1.036969568	+1.416576518	+1.861151218	+1.902723124	+1.822554364
3b/4	-0.239592082	-0.136455406	-0.002884067	+0.212663387	+0.574541931	+1.13716244	+1.902723124	+2.747709039	+3.47113396
b	-0.205534181	-0.239585073	-0.244733037	-0.158761583	+0.121234749	+0.733403563	+1.822554364	+3.47113396	+5.570562234

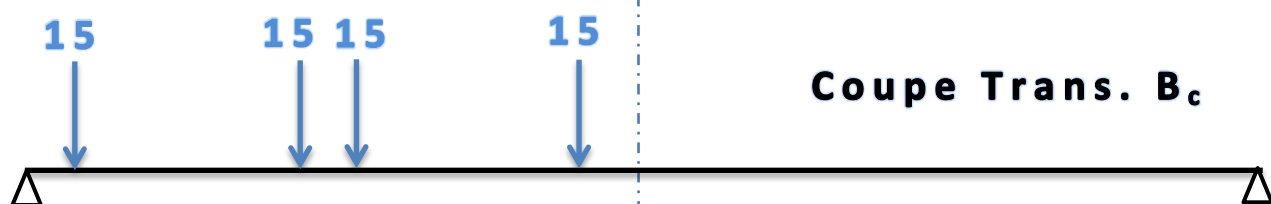
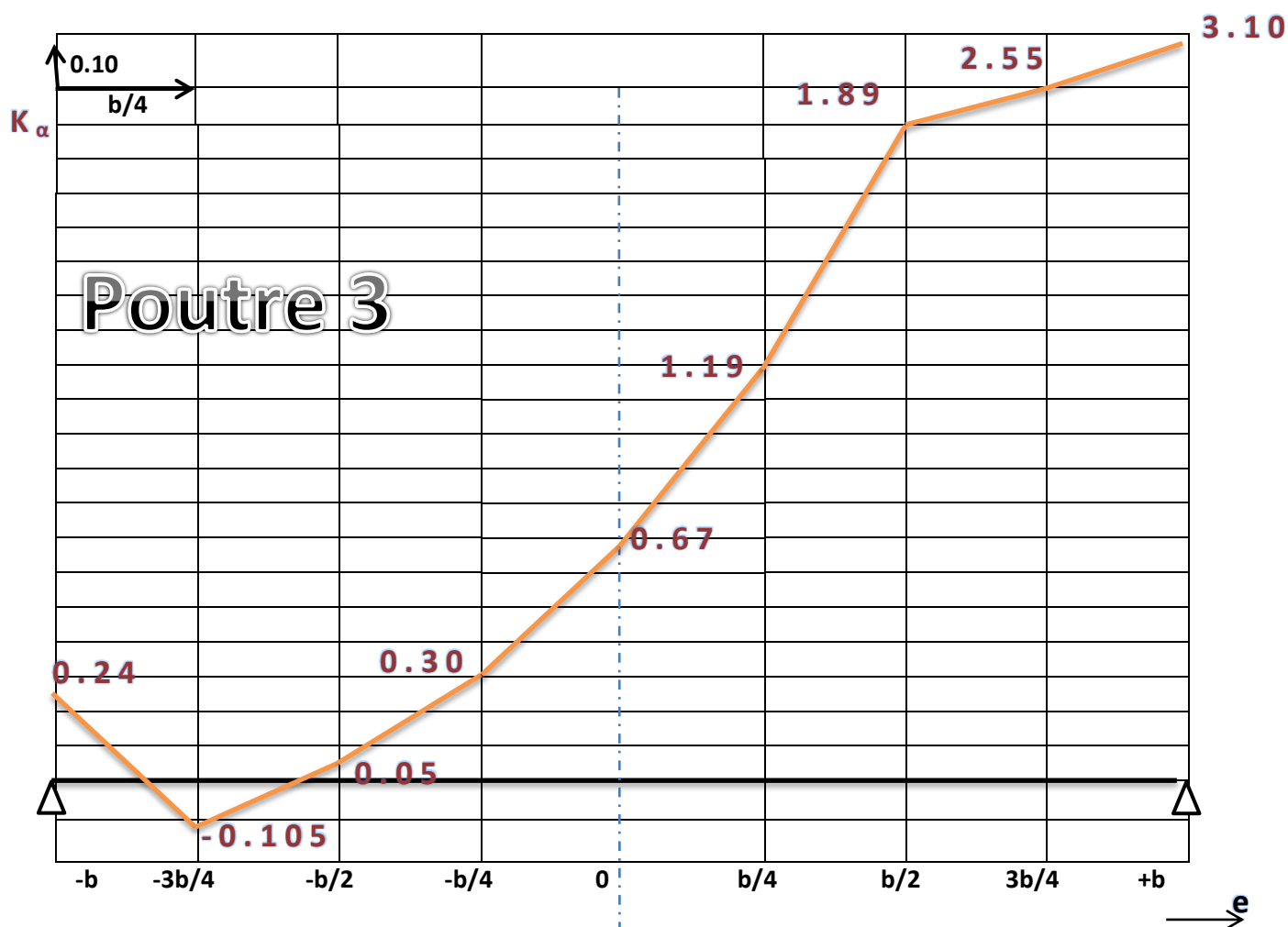
Tableau 7.3.h : Le coefficient de répartition K_α pour les différentes positions des différentes poutres

Poutre ↓ y_P	e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
P_0	0	+0.121234749	+0.574541931	+1.036969568	+1.457997483	+1.664666082	+1.457997483	+1.036969568	+0.574541931	+0.121234749
P_1	$\frac{2}{9}b$	-0.127650879	+0.252872114	+0.657944443	+1.089366398	+1.480960661	+1.656359459	+1.4012449339	+1.07464905	+0.665384805
P_2	$\frac{4}{9}b$	-0.225628269	-0.049501694	+0.345540582	+0.706726571	+1.130531328	+1.475371671	+1.769068582	+1.732598526	+1.580520851
P_3	$\frac{2}{3}b$	+0.240734516	-0.105491078	+0.057716603	+0.30108549	+0.677303628	+1.199254458	+1.893484923	+2.55993439	+3.104782936
P_4	$\frac{8}{9}b$	-0.220671026	-0.193749665	-0.137244605	+0.006316182	+0.322704609	+0.912851954	+1.858184924	+3.14961177	+4.637482994

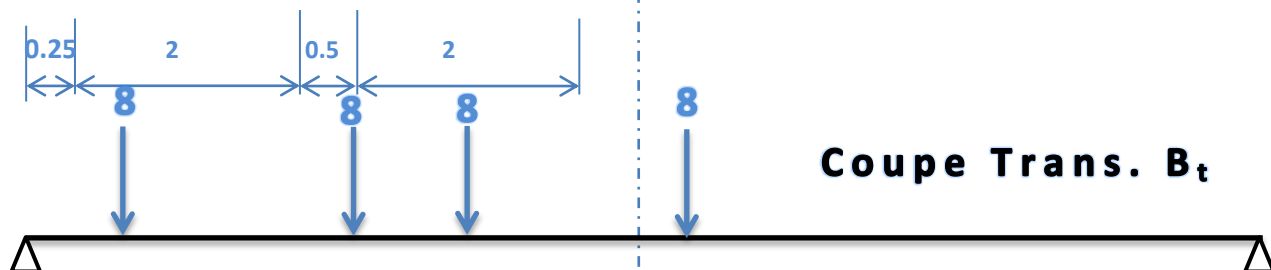
Tableau 7.3.h : Les valeurs de « k_α » pour les différentes positions des poutres.



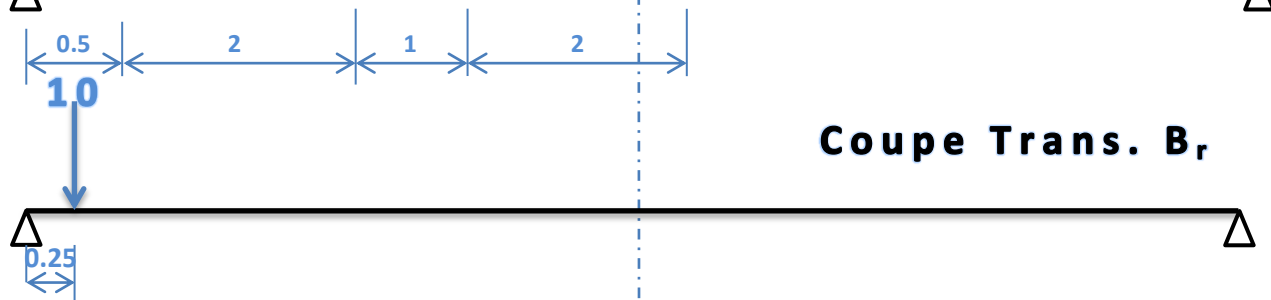




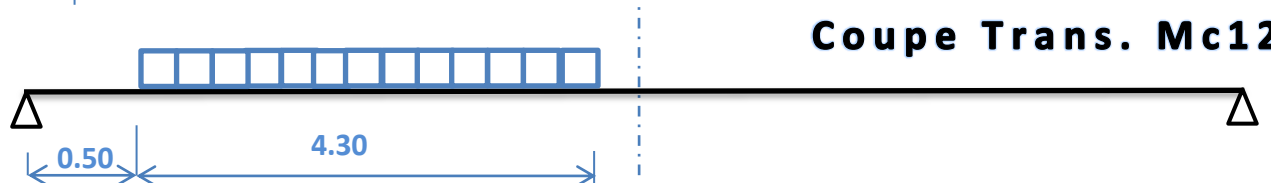
Coupe Trans. B_c



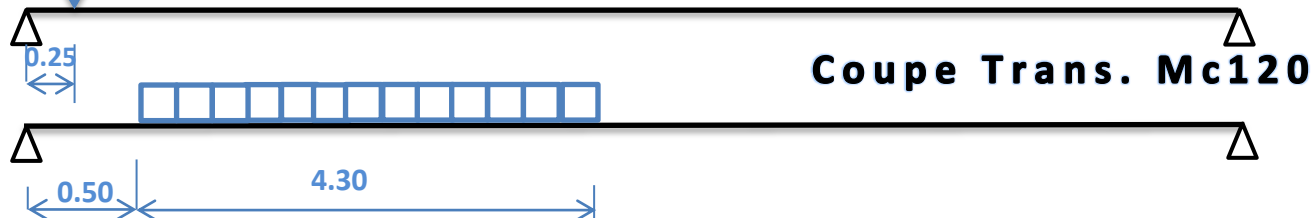
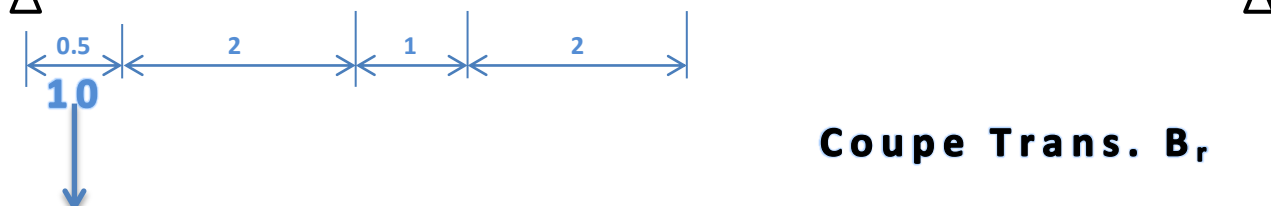
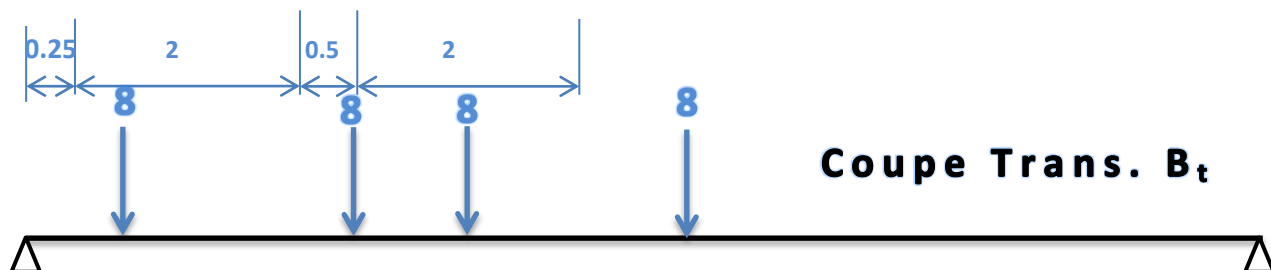
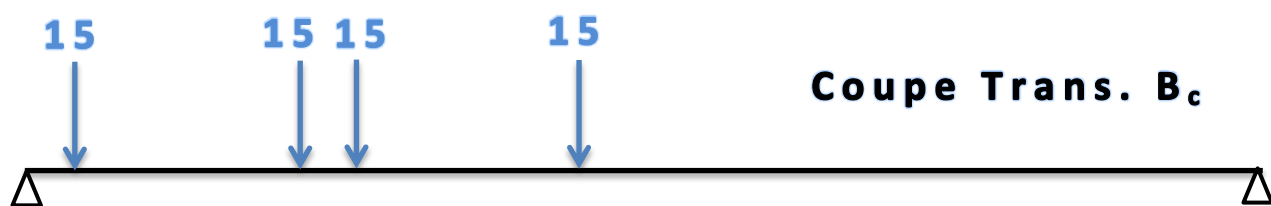
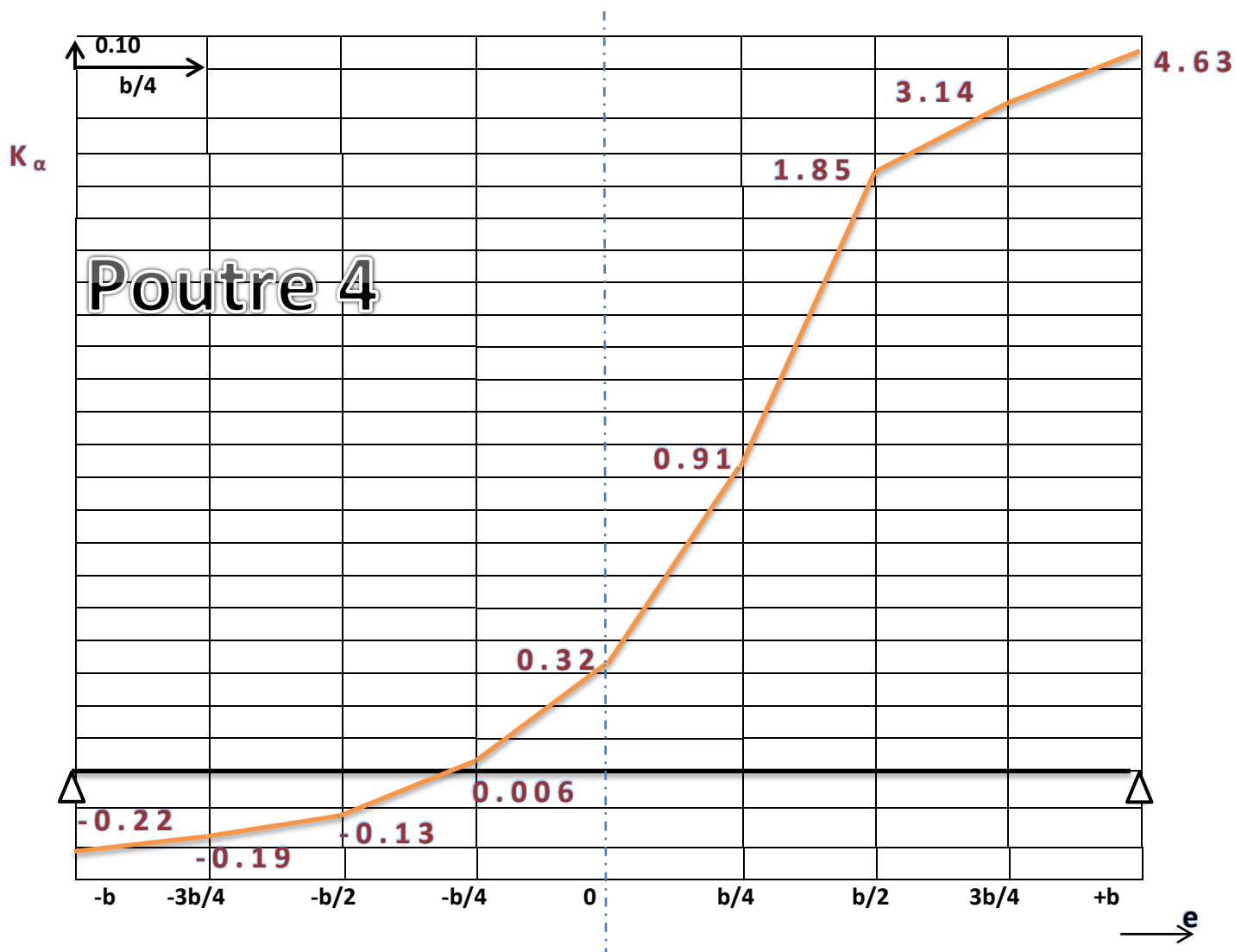
Coupe Trans. B_t



Coupe Trans. B_r



Coupe Trans. $Mc120$



ANNEXE 3 Interpolation de GUYON MASSONNET - efforts tranchants

ε_0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,018931	0,075393	0,09272785	0,2499985	0,288886	0,2649985	0,168502	0,075393	-0,018931
B/4	-0,067538	0,009686	0,089571	0,173047	0,2349985	0,288936	0,2541025	0,1800695	0,0968495
B/2	-0,078251	-0,0286505	0,025036	0,089571	0,168502	0,2541025	0,317659	0,3255315	0,3107225
3b/4	-0,0724505	-0,0527415	-0,0286505	0,009686	0,075393	0,1800695	0,3255315	0,490778	0,640418
b	-0,0622845	-0,0724505	-0,078251	-0,067538	-0,018931	0,0968495	0,3107225	0,640418	1,0633055

Tableau 7.4.a Les valeurs de ε_0 pour $\theta = 0.75$

ε_0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.075043	0.043758	0.166087	0.282836	0.343652	0.282836	0.166087	0.043758	-0.075043
b/4	-0.087423	-0.010275	0.07481	0.176182	0.282836	0.339545	0.275487	0.152231	0.017968
b/2	-0.064325	-0.029463	0.012607	0.07481	0.166087	0.275487	0.349828	0.321546	0.252146
3b/4	-0.030542	-0.032284	-0.029463	-0.010275	0.043758	0.152231	0.321546	0.517557	0.677667
b	0.004753	-0.030542	-0.064325	-0.087423	-0.075043	0.017968	0.252146	0.677667	1.273781

Tableau 7.4.b Les valeurs de ε_0 pour $\theta = 0.80$

Après interpolation on obtient :

ε_0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.021848824	+0.07374798	+0.096542525	+0.25170605	+0.291733832	+0.26592605	+0.16837642	+0.07374798	-0.021848824
B/4	-0.06857202	+0.008648028	+0.088803428	0.17321002	+0.23748605	+0.291567668	+0.255214494	+0.178621898	+0.092747662
B/2	-0.077526848	-0.02869275	+0.024389692	+0.088803428	+0.16837642	+0.255214494	+0.319331788	+0.325324254	+0.307676522
3b/4	-0.070271258	-0.05167771	-0.02869275	+0.008648028	+0.07374798	+0.178621898	+0.325324254	+0.492170508	+0.642354948
b	-0.05879855	-0.070271258	-0.077526848	-0.06857202	-0.021848824	+0.092747662	+0.307676522	+0.642354948	+1.074250226

Tableau 7.4.c Les valeurs de ε_0 pour $\theta = 0.7526$

ε_1	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0494115	0,0808955	0,1309685	0,2218445	0,3885005	0,2218445	0,1309685	0,0808955	0,04940995
b/4	0,0298215	0,0480535	0,0769155	0,128928	0,223544	0,394541	0,2318425	0,142509	0,086496
b/2	0,0207175	0,0321905	0,050185	0,0820875	0,1389685	0,239488	0,4160935	0,2551135	0,1543915
3b/4	0,01885	0,027627	0,0411665	0,064398	0,1040505	0,170532	0,2803565	0,459515	0,2776005
b	0,0235455	0,032724	0,0466175	0,0694785	0,1061445	0,162589	0,245493	0,359706	0,500811

Tableau7.4.d Les valeurs de ε_1 pour $\theta = 0.75$

ε_1	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0361	0.065432	0.119081	0.229722	0.457093	0.229722	0.119081	0.065432	0.0361
b/4	0.018714	0.033608	0.060791	0.116634	0.230876	0.46245	0.23939	0.131333	0.072287
b/2	0.011074	0.019288	0.03416	0.064289	0.1249	0.245534	0.484373	0.265632	0.146121
3b/4	0.009201	0.015013	0.025319	0.045425	0.083973	0.156494	0.291129	0.538273	0.296055
b	0.012121	0.018556	0.029665	0.050219	0.086779	0.148955	0.249507	0.400759	0.600175

Tableau7.4.e Les valeurs de ε_1 pour $\theta = 0.80$

Après interpolation on obtient :

ε_1	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	+0.048719302	+0.080091398	+0.13035035	+0.22225413	+0.39206731	+0.2218445	+0.13035035	+0.080091398	+0.048717832
b/4	+0.02924391	+0.047302334	+0.076077026	+0.128288712	+0.223925264	+0.398072268	+0.23223497	+0.141927848	+0.085757132
b/2	+0.020216038	+0.03151957	+0.0493517	+0.081161978	+0.138236938	+0.239802392	+0.419644034	+0.255660462	+0.153961434
3b/4	+0.018348252	+0.026971072	+0.04034243	+0.063411404	+0.10300647	+0.169802024	+0.28091667	+0.463610416	+0.278560134
b	+0.022951426	+0.031987264	+0.04573597	+0.068477006	+0.105137494	+0.161880032	+0.245701728	+0.361840756	+0.505977928

Tableau7.4.f Les valeurs de ε_1 pour $\theta = 0.7526$

Nous allons interpoler entre ε_0 et ε_1 , pour aller avoir les valeurs de ε_α . Après interpolation on obtient :

ε_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.007247159	0.074826361	0.102289855	0.246699223	0.308790523	0.258432186	0.161911988	0.074826361	0.007246553
b/4	-0.028241478	0.024585606	0.086639939	0.165573397	0.235180716	0.309673450	0.251307974	0.163492553	0.089587476
b/2	-0.037226423	-0.003866574	0.034681791	0.087504381	0.163252708	0.252594436	0.360691587	0.296601136	0.244298167
3b/4	-0.033732497	-0.019249986	-0.000228816	0.031227546	0.078721923	0.17498537	0.307014538	0.480394880	0.492358503
b	-0.025092171	-0.028108989	-0.026704286	-0.012065258	0.030508976	0.121251668	0.282123659	0.526695983	0.839945555

Tableau7.4.g Les valeurs de ε_α pour $\theta = 0.7526$

Y_P
↓

	ε_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P0	0	0.007247159	0.074826361	0.102289855	0.246699223	0.308790523	0.258432186	0.161911988	0.074826361	0.007246553
P1	$\frac{2}{9}b$	-0.024298296	0.030167912	0.088378818	0.174587377	0.243359583	0.303979976	0.241375086	0.153640753	0.080438484
P2	$\frac{4}{9}b$	-0.035229768	0.002456132	0.046228046	0.104853051	0.179236709	0.265278661	0.336384117	0.26702145	0.209918013
P3	$\frac{2}{3}b$	-0.034897139	-0.014122181	0.011408053	0.049986491	0.106898851	0.200855058	0.324906887	0.419130298	0.409671724
P4	$\frac{8}{9}b$	-0.028932315	-0.024171654	-0.01493741	-0.007175988	0.051936952	0.145133313	0.293186271	0.506117715	0.68546242

Tableau7.4.h Les valeurs de ε_α pour les différentes positions des poutres

Tableau 7.3.i : Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à : $x = \frac{l}{4}$

Désignation		M ₀ [t.m]	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}
A (I)	1 voie	27.41	0.9906	27.152	0.7011	19.217	0.4450	12.197	0.2308	6.3262	0.3045	8.3463
	2 voies	54.82	1.9812	108.61	1.0844	59.446	1.0140	55.587	1.0584	58.021	1.1262	61.738
1 trottoir		1.46	0.5768	0.8421	0.3228	0.4713	0.1675	0.2446	0.1274	0.1860	0.1864	0.2721
2 trottoirs		2.93	1.1536	3.3800	1.3768	4.0340	1.8712	5.4826	2.6569	7.7847	3.3851	9.9183
B _c	1 File	26.16	0.8058	21.079	0.4555	11.916	0.1975	5.1666	0.1731	4.5283	0.2072	5.4204
	2 Files	24.42	1.1835	28.901	0.8724	21.304	0.5581	13.629	0.3312	8.0879	0.2186	5.3382
B _t	1 Tand	16.07	1.0162	16.330	0.6711	10.784	0.3781	6.0760	0.2709	4.3534	0.1790	2.8765
	2 Tands	32.41	1.2888	41.770	1.0219	33.119	0.7346	23.808	0.3800	12.315	0.3520	11.408
B _r		5.63	0.5745	3.2344	0.2528	1.4233	0.0495	0.2787	0.2407	1.3551	0.2207	1.2425
M _{c120}		52.78	1.9812	104.57	1.3071	68.988	0.8211	43.337	0.4616	24.3632	0.3045	16.071
D ₂₄₀		49.93	0.9906	49.460	0.7011	35.005	0.4449	22.214	0.2308	11.5238	0.1522	7.5993

Tableau 7.3.j : Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à : $x = \frac{l}{2}$

Désignation		M ₀ [t.m]	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}
A (I)	1 voie	36.55	0.9906	36.206	0.7011	25.625	0.4450	16.265	0.2308	8.4357	0.3045	11.129
	2 voies	73.10	1.9812	144.82	1.0844	79.269	1.0140	74.123	1.0584	77.369	1.1262	82.325
1 trottoir		1.95	0.5768	1.1247	0.3228	0.6294	0.1675	0.3266	0.1274	0.2484	0.1864	0.3635
2 trottoirs		3.90	1.1536	4.4990	1.3768	5.3695	1.8712	7.2976	2.6569	10.3619	3.3851	13.202
B _c	1 File	31.61	0.8058	25.471	0.4555	14.398	0.1975	6.2429	0.1731	5.4716	0.2072	6.5496
	2 Files	59.02	1.1835	69.850	0.8724	51.489	0.5581	32.939	0.3312	19.547	0.2186	12.902
B _t	1 Tand	22.70	1.0162	23.067	0.6711	15.234	0.3781	8.5828	0.2709	6.1494	0.1790	4.0633
	2 Tands	45.41	1.2888	58.524	1.0219	46.404	0.7346	33.358	0.3800	17.256	0.3520	15.984
B _r		7.5	0.5745	4.3088	0.2528	1.896	0.0495	0.3712	0.2407	1.8052	0.2207	1.6552
M _{c120}		73.77	1.9812	146.15	1.3071	96.425	0.8211	60.572	0.4616	34.052	0.3045	22.463
D ₂₄₀		104.66	0.9906	103.68	0.7011	73.377	0.4449	46.563	0.2308	24.156	0.1522	15.929

Tableau 7.4.i : Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à : $x = 0.00 L$

Désignation		T ₀ [t]	Poutre 0		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
			$\varepsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\varepsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\varepsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\varepsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$	$\varepsilon_{\alpha moy}$	$T_{réel}$
A (I)	1 voie	5.85	0.1454	0.8506	0.1067	0.6242	0.0652	0.3814	0.0366	0.2141	0.0216	0.1264
	2 voies	11.69	0.1543	1.8037	0.1609	1.8809	0.1655	1.9347	0.1686	1.9709	0.1749	2.0445
1 trottoir		0.31	0.0432	0.0133	0.0207	0.0064	0.0026	0.0008	-0.0086	0.0026	0.0154	0.0047
2 trottoirs		0.62	0.0531	0.0329	0.1048	0.0649	0.1800	0.1116	0.2621	0.1625	0.3318	0.2057
B _c	1 File	6.26	0.0886	0.5546	0.0592	0.3706	0.0407	0.2548	0.0245	0.1534	0.0266	0.1665
	2 Files	11.69	0.1832	2.1416	0.1341	1.5676	0.0913	1.0673	0.0514	0.6008	0.0299	0.3495
B _t	1 Tand	3.62	0.1607	0.5817	0.1023	0.3703	0.0700	0.2534	0.0424	0.1535	0.0219	0.0792
	2 Tands	7.29	0.2192	1.5979	0.1708	1.2451	0.1276	0.9302	0.0839	0.6116	0.0509	0.3710
B _r		1.2	0.0748	0.0897	0.0301	0.0361	0.0352	0.0422	0.0348	0.0417	0.0289	0.0346
M _{c120}		11.8	0.1014	1.1965	0.07266	0.8574	0.0396	0.4673	0.0226	0.2667	0.0190	0.2242
D ₂₄₀		16.75	0.0648	1.0854	0.0432	0.7236	0.0216	0.3618	0.0186	0.3116	0.0230	0.3852

TABLE DES MATIERES

	Introduction.....	—	1
.1	Généralités sur les ouvrages d'art	—	1
.2	Définition d'un pont	—	1
.3	La conception d'un pont	—	2
	Données naturelles.....	—	2
	Données fonctionnelles.....	—	3
	Données environnementales.....	—	3
	Présentation du projet.....	—	4
	Etat existant.....	—	4
	Présentation du projet.....	—	4
I.	Etude hydrologique.....	—	5
	Qu'est-ce que l'hydrologie.....	—	5
I.1.	Cycle hydrologique.....	—	5
I.2.	Quelques définitions.....	—	5
I.2.1.	Le Bassin Versant.....	—	5
I.2.1.1.	Caractéristiques morphométriques d'un Bassin.....	—	5
	La surface.....	—	5
	Longueur de Thalweg.....	—	5
	La largeur.....	—	6
	Données pluviométriques de la région.....	—	7
	Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	—	7
I.3.	Estimation du débit.....	—	7
I.3.1.	Calcul du débit selon Dr.LADJEL.....	—	7
	Calcul de la lame écoulé.....	—	8

	Temps de concentration.....	—	8
	Pluie de courte durée.....	—	8
	Etude hydraulique.....	—	10
II.	Elaboration Des Variantes.....	—	11
II.1.	Choix de type de l'ouvrage.....	—	11
II.2.	Elaboration des variantes.....	—	11
II.2.1.	Différents types d'ouvrages.....	—	11
III.	Prédimensionnement Du Tablier.....	—	13
III.1.	Caractéristiques du pont.....	—	13
III.2.	Prédimensionnement de la poutre.....	—	13
	- Hauteur des poutres.....	—	13
	- Épaisseur de l'âme.....	—	14
	- Le nombre des poutres.....	—	14
	- La largeur de talon.....	—	14
	- L'épaisseur de talon.....	—	14
III.3.	Caractéristique géométrique de la poutre seule.....	—	14
III.4.	Caractéristique géométrique de la poutre +hourdis.....	—	16
IV.	Etude Du Tablier.....	—	17
IV.1.	Evaluation des charges.....	—	17
	Détermination de la charge permanente.....	—	17
IV.1.1.	Ossature résistante.....	—	17
	- Poids propre des poutres.....	—	17
	- Poids propre de la dalle.....	—	17
IV.1.2.	Superstructure.....	—	18
	- Poids revêtement.....	—	18
	- Poids d'étanchéité.....	—	18
	- Poids des trottoirs.....	—	18
	- Poids de la corniche.....	—	19
	- Poids du Gard corps.....	—	19
IV.2.	Calcul des surcharges.....	—	19
	<u>a.</u> Système de charge A(L)	—	19
	<u>b.</u> Système de charge B.....	—	21

c.	Système de charge militaire M_{c120}	—	23
d.	Surcharge exceptionnelle D_{240}	—	24
e.	Surcharges des trottoirs	—	24
IV.3.	Calcul de la réaction sur culée	—	24
IV.3.1.	Dû aux trottoirs	—	24
IV.3.2.	Dû au Système B_c	—	24
IV.3.3.	Dû au Système B_t	—	25
IV.3.4.	Dû au Surcharge M_{c120}	—	26
IV.3.	Calcul des éléments de réductions dû aux charges	—	27
IV.4.1.	- Poutre seule	—	27
IV.4.2.	- La dalle	—	27
IV.4.3.	- Superstructure	—	27
IV.5.	Calcul du moment dû aux surcharges par le théorème de BARRE	—	28
a.	Surcharge A (I)	—	28
b.	Surcharge sur trottoir	—	28
c.	Surcharge B	—	28
d.	Surcharge M_{c120}	—	31
e.	Surcharge exceptionnelle D_{240}	—	31
IV.6.	Calcul des éléments de réduction dû aux surcharges	—	32
IV.6.1.	Moment fléchissant	—	32
IV.6.1.1.	Moment fléchissant à $x = \frac{L}{2}$	—	32
-	Surcharge B	—	32
-	Système M_{c120}	—	32
-	Charge exceptionnelle D_{240}	—	32
IV.6.1.2.	Moment fléchissant à $x = \frac{L}{4}$	—	33
-	Surcharge A(I)	—	33
-	Surcharges sur trottoirs	—	33
-	Surcharge B	—	34
-	Surcharge M_{c120}	—	35
-	Charge exceptionnelle D_{240}	—	35
IV.6.2.	Effort tranchant	—	36
IV.6.2.1.	Effort tranchant à $x = 0.00 L$	—	36

	- Surcharge A(l)	—	36
	- Surcharge sur trottoirs.....	—	37
	- Surcharge B.....	—	37
	- Surcharge M_{c120}	—	37
	- Surcharge exceptionnelle D_{240}	—	38
IV.6.2.2.	Effort tranchant à $x = 0.25 L$	—	38
	- Surcharge A(l)	—	38
	- Surcharge sur trottoirs.....	—	38
	- Surcharge B.....	—	38
	- Surcharge M_{c120}	—	39
	- Surcharge exceptionnelle D_{240}	—	39
IV.7.	Répartition transversale des efforts.....	—	41
IV.7.1.	Introduction.....	—	41
IV.7.2.	Méthode de GUYON–MASSONNET.....	—	41
IV.7.2.1.	Détermination des paramètres α et θ	—	42
	- Détermination du paramètre d'entretoisement « θ »		43
	- Détermination du paramètre de torsion « α »		43
IV.7.2.2.	Détermination du coefficient de répartition transversal	—	45
IV.7.3.	Moments fléchissant longitudinaux réel.....	—	46
IV.7.3.1.	Calcul des coefficients de répartition $k_{\alpha (max)}$	—	46
	- Cas des charges concentrées.....	—	46
	- cas de charge uniformément répartie.....	—	46
	Feuille de calcul.....	—	47
IV.7.3.2.	Détermination de la poutre la plus sollicitée.....	—	52
IV.7.4.	Efforts tranchants longitudinaux réel.....	—	54
IV.7.4.1.	Coefficient de répartition ε_{α}	—	54
IV.7.4.2.	Détermination de la poutre la plus sollicitée.....	—	56
V.	Etude de la dalle.....	—	57
V.1.	Ferraillage de la dalle.....	—	57
	Détermination des moments fléchissants.....	—	57
	Calcul des armatures.....	—	58
	a- Sur appuis.....	—	58
	a.1- Dans le sens transversal.....	—	58

	a.2- Dans le sens longitudinale.....	—	59
	b- En travée.....	—	60
	b.1- Dans le sens transversal.....	—	60
	b.2- Dans le sens longitudinale.....	—	61
VI	Etude de la Précontraint.....	—	63
VI.1.	Généralités.....	—	63
VI.2.	Mode de prétension.....	—	63
VI.2.1.	Principe du précontraint par prétention.....	—	63
VI.2.2.	Données de la précontraint	—	65
VI.3.1.	Dimensionnement de l'effort de précontrainte.....	—	66
VI.3.2.	Détermination du nombre de torons.....	—	66
VI.3.3.	Emplacement des torons.....	—	67
VI.4.	Les pertes de précontraintes.....	—	70
VI.4.1.	Calcul des pertes à mi- travée.....	—	70
VI.4.1.1.	- Pertes instantanées.....	—	70
VI.4.1.2.	- Pertes différées.....	—	71
VI.4.1.3.	- Vérification des contraintes à L'ELS	—	72
VI.4.2.	Calcul des pertes à l'about.....	—	73
VI.4.2.1	- Pertes instantanées à la longueur d'établissement.....	—	73
VI.4.2.2	- Pertes différées.....	—	74
VI.4.2.3	- Vérification des contraintes à L'ELS	—	75
VI.5.	Vérification des contraintes tangentielles.....	—	75
VI.6	Détermination des armatures passives.....	—	78
VII.	Calcul des déformations.....	—	81
VII.1	- Calculs des flèches.....	—	81
VII.2	- Calcul des rotations.....	—	84
VII.3	- Calcul des déplacements horizontaux.....	—	85
	Bilan des déplacements.....	—	86
VIII.	Equipements du pont.....	—	87

	Appareils d'appui.....	—	87
VIII.1	Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	—	87
VIII.2	Dimensionnement.....	—	88
VIII.3	Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions.....	—	90
VIII.4	Vérification des appareils d'appui.....	—	91
VIII.4	Etude des dés d'appuis.....	—	93
	Joints de chaussée.....	—	96
IX.	Etude de la Culée.....	—	99
IX.1.	Introduction.....	—	99
IX.2.	Prédimensionnement des culées.....	—	100
IX.3.	Hypothèses de calcul.....	—	101
IX.3.1.	- Mur garde grève.....	—	101
IX.3.2.	- Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	—	106
IX.3.3.	- La dalle de transition.....	—	106
IX.3.4.	- Le mur en retour.....	—	109
IX.3.5.	- Le mur de front.....	—	115
IX.4.	Etude et ferrailage de la semelle.....	—	122
IX.4.1.	Caractéristique de la semelle.....	—	122
IX.4.2.	Sollicitation dans le pieu.....	—	122
IX.4.3.	Détermination du nombre des pieux.....	—	122
IX.4.4.	Ferrailage de la semelle.....	—	123
IX.4.5.	Ferrailage des pieux.....	—	123
X.	Fondations et Pieux – étude géotechnique.....	—	127
X.1.	Introduction.....	—	127
X.2.	Investigation sur site.....	—	127
X.2.1.	- Essais in-situ.....	—	127
X.2.1.	- Essai en laboratoire.....	—	127

X.3.	Calcul des fondations.....	—	131
X.4.	La capacité portante des pieux.....	—	136

BIBLIOGRAPHIE

Les livres :

- BPEL (Béton Précontraint aux Etats Limites) : règlement Français du BP de 1991.
- Cours Et Applications De Béton Précontraint par **A.FUENTES** OPU.
- Béton Précontraint Aux Eurocodes par **PATRICK Le Delliou**.
- Béton Précontraint cours et exercices par **Abdelaziz YAZID**.
- Le Béton Précontraint Aux Etats Limites par **Henry THONIER**.
- Calcul Pratique Du Béton Armé par **George DREUX**.
- Béton Armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés par **Jean – Pierre Mougin**.
- Béton Armé guide de calcul par **Henry RENAUD**.
- Méthode De Calcul Des Ponts A Poutres Multiples par **M.Ch.MASSONNET**.
- Projet de construction des Ponts par **Jean Armand CALGARO**.

Les documents :

- Cours PONTS 1^{er} année Master.
- Cours BETON PRECONTRAIT 1^{er} et 2^{ème} année Master.
- Cours BETON ARME 1^{er} année Master et 3^{ème} année Licence.
- Cours RDM 3^{ème} année Licence.
- Cours HYDRAULIQUE 1^{er} année Master et 3^{ème} année Licence.
- Cours MDS 1^{er} année Master et 3^{ème} année Licence.
- Les Règlements Algérien (RCPR).
- Les Recommandations de SETRA.
- Les Fascicules.
- Les Règlements BPEL91 et BAEL91.
- Thèses Génie Civil VOA.

RÉSUMÉ :

L'objet de la présente étude porte sur la construction de l'ouvrage d'art situé sur Oued HADDARAT au CW201 de la route reliant Ramdane Djamel à Skikda centre.

La variante retenue de franchissement est un pont à poutres en béton précontraint permettant de faire transiter le débit centennal ($Q_{1\%} = 620.9 \text{ m}^3 / \text{s}$). Le dimensionnement structurel des différentes parties de l'ouvrage et de sa fondation fait l'objet de la suivante phase de l'étude.

Il s'agit d'un pont à poutres en béton précontraint constitué d'une seule travée de 25 m de portée ou le tablier d'épaisseur de 1.50 m est appuyé sur deux culées enterrées.

L'étude géotechnique de la fondation des appuis de l'ouvrage, a permis d'opter pour une semelle sur pieux.

ملخص :

هَذَا الْعَمَلُ ، هُوَ عِبَارَةٌ عَنْ دِرَاسَةٍ مُنْشَأَةٍ فَنِيَّةٍ مُتَمَثِّلَةٍ فِي دِرَاسَةِ جِسْرِ بَعَوَارِضَ مُسَبِّقَةِ الْإِجْهَادِ ، بِدَايَةِ الْبَدْرِاسَاتِ الْهَيْدْرُولِيكِيَّةِ وَ حِسَابِ تَدْفُقِ الْمِيَاهِ فِي مَجْرَى الْوَادِي ، مُرُورًا بِوَضْعِ تَصْمِيمِ أَوَّلِي لِلْعَوَارِضِ ، وَ دِرَاسَةِ إِمْكَانِيَّةِ صُمُودِ هَذِهِ الْأَخِيرَةِ ضِدَّ مُخْتَلَفِ الْحُمُولَاتِ . بَعْدَهَا نَمُرُّ إِلَى دِرَاسَةِ بُنْيَةِ الْإِطَارَاتِ الْحَدِيدِيَّةِ مُسَبِّقَةِ الْجُهْدِ . ثُمَّ نَقُومُ بِحِسَابِ التَّسْوِيَّاتِ النَّاجِمَةِ عَنْ الْحُمُولَاتِ وَ بِوَاسِطَةِ هَذِهِ التَّسْوِيَّاتِ ، نَقُومُ بِحِسَابِ مَعْدَّاتِ الْجِسْرِ . ثُمَّ نَمُرُّ إِلَى حِسَابِ الدَّعَامَتَيْنِ الْجَانِبِيَّتَيْنِ لِلْجِسْرِ . وَ أَخِيرًا ، نَخْتِمُ بِالْدَّرَاسَاتِ الْجِيُوتَقْنِيَّةِ .

Summary:

A bridge is a structure built to span physical obstacles such as a body of water, valley, or road, for the purpose of providing passage over the obstacle.

Our structure is a bridge with precast beams. Firstly, we are starting with the hydrological study because it's necessary for the choice and the study of alternatives. Then, we are studying the different elements of the structure such as horizontal beams supported at each end by abutments, and others.

Finally, we are making a study of soil mechanics and foundation capacities.