République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليـــــم العالـــي و البحـــث العلمـــــي

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : ……..……

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics

Thème

Etude et conception d'un ouvrage d'art sur le cw13 BARMADIA RELIZANE.

Encadré par :

KHELFI MEBAREK

Présenté par :

OULD AMER ILYES

BENAROUSSA OMAR

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Sommaire

CHAPITRE I : GENERALITE

I. Introduction 01
I.1-But de l'étude 01
I.2-Présentation de l'ouvrage 01
I.3-Les caractéristiques de l'ouvrage 02
I.4-Données fonctionnelles 02
I.5-Données naturelles 03

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE.

II-1. Choix du type d'ouvrage 04
II-2. Critères de choix du type d'ouvrage 04
II-3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage 04
II-4. Conception de tablier 04
II-4-1. Variante I Pont à poutres précontraintes par post tension: 05
II-4-2. Variante II : Pont mixte à poutres métalliques 07
II-5. Analyse multicritères 09
Conclusion 09

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

III. Introduction 10
III-1.Le béton 10
III-2.L'acier 11
III-3.Précontraintes 13

CHAPITRE IV : PRE DIMONTIONNEMENT

IV-1-.Les poutres 15
IV-2-Entraxe et nombre des poutres 15
IV-3-. La dalle 17
IV-4-. Les équipements de pont 17
IV-5-. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre 20
IV-5-1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée 20
IV-5-2. Caractéristique géométrique de la poutre à l'about 22

CHAPITRE V : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.

V-1.Evaluation des charges 26
V-2.Evaluation des surcharges 28

CHAPITRE VI : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES.

VI-1-.Calcul des charges 36
VI-2.Calcul des surcharges 37

CHAPITREVII:REPARTITION TRANSVERSAL ET LONGITUDINAL DES EFFORTS.

VII. Introduction 50
VII-1. Calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal : 51

VII-2. Combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicité : 58
VII-3. Calcul de la répartition des efforts tranchants:.. 59
VI-4. Combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicitée:.....64

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.

VIII-1.Notion de base sur la précontrainte :.....65
VIII-1. Calcul de la précontrainte.....67
VIII-1-1.Calcul du nombre des câble.....67
VIII-3. Vérification des contraintes normales: ..... .69
VIII-4. Tracé des câbles: ..... .71
VIII-5. Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections: 75
VIII-6. Calcul des pertes 76
VIII-6-1. Pertes instantanée.....76
VIII-6-2. Pertes différées..... 80
VIII-7. Calcul justificatif des poutres :..... 83
VIII-7-1. Vérification a L'ELS.....83
VIII-7-2. Vérification a la rupture..... .86
VIII-8. Ferraillage passif ..... .88
VIII-8-1. Ferraillage passif longitudinal..... .88
VIII-8-2. Armatures longitudinales de peau :.....88
VIII-8-3. Étude de la zone d'about : ..... .89
VIII-8-4. Etude de la zone d'appui : ..... .93

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOURDIS.

IX. Introduction 97
IX-1. Etude de la flexion transversale..... 97
IX-2. Étude de la flexion localisée.....104
IX-3.Calcul de déformation.....115
IX-1. Calcul des flèches.....115
IX-2. Calcul des rotations 117
IX-3. Calcul des déplacements.....118

CHAPITRE X : ETUDE DE L'EQUIPEMENT.

X-1. Appareil d'appuis..... 119
X-2. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure 120
X-3. Les joins de chaussés..... 124

CHAPITRE XIII : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE.

XIII-1. Introduction 126
XIII-2. Pré dimensionnement des culées 127
XIII-3-Évaluation des efforts sollicitant la culée..... 129
XIII-4. Etude et ferraillage de la culée..... 133
XIII-4-1. Mur garde grève 133
XIII-4-2. La dalle de transition..... 137
XIII-4-3. Corbeau..... 138
XIII-4-4. Mur frontal 140
XIII-4-5. Mur en retour 143

XIII-4-6. La semelle 145
XIII-4-7. Les pieux 149

CHAPITRE XII : CONCEPTION ET ETUDE DE LA PILE.

XII-1.Introduction 154
XII-2. Pré dimensionnement des éléments de la pile 154
XII-3. Répartition Des Charges Sur La Pile (calcul des réactions max) 156
XII-4. Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) 156
XII-5. Etude et ferraillage de la pile 159
XII-5-1. Le chevêtre 159
XII-5-2. Calcul de fut 164
XII-5-3. La semelle 168
XII-5-4. Les pieux 172

CHAPITRE XIII : CONCLUSION.

XIII-Conclusion 175

BIBLIOGRAPHIE.

Remercîments

«Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues.»

Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements…

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à ALLAH Tout puissant qui nous a donné la volonté et la force d'arriver à ce stade dans nos Études.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur Mr. ABDELLI .T pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.
Nos sincères remercîments vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.

Également nos remerciements sont exprimés :
A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités notre recherche.
Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.
A tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce Projet de fin d'étude.

CHAPITRE I : GENERALITE

I. INTRODUCTION :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché d'enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

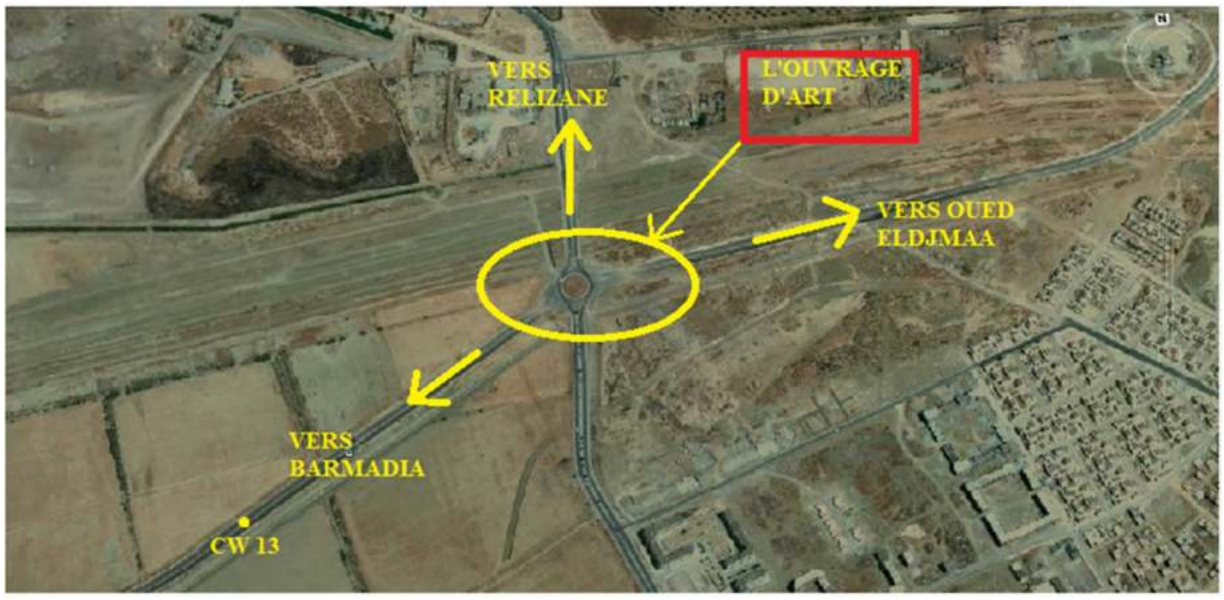
I.1-But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art sur CW13 BARMADIA RELIZANE

Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes : on commence par la proposition de trois variantes, qui seront pré dimensionnées, et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour un dimensionnement plus détaillé.

I.2-Présentation de l'ouvrage :

Notre sujet de fin d'étude a pour but de faire une conception et étude d'un ouvrage d'art sur CW 13 et l'intersection de (PK600 et RP6+700). Cet ouvrage permet l'évitement de la ville de relizane



I.3-Les caractéristiques de l'ouvrage :

Longueur : 68.9 m.
Largeur de tablier : 17.8 m.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

Les exigences fonctionnelles : qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
Les exigences naturelles : qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

I.4-Données fonctionnelles :

I.4.1-Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.[1]
La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 53.1m.

I.4.2-Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles. [1]
Notre ouvrage présente une longueur de 68.9 m .

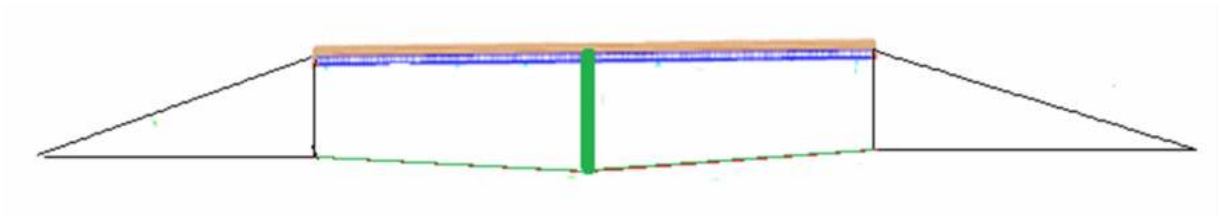


Figure. 1.1. Profil en long.

[1] : projet de construction des ponts ;
« Département Edition de l'association Amicale des Ingénieurs, Anciens Elèves de l'ENPC. »

I.4.3-Profil en travers :

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

Largeur rouable : Lr = 14 m.
Largeur de trottoir : l = 1.5 m
Nombre de voies de circulations : N = 4 voies.
Dévers unique de 2,5 %.

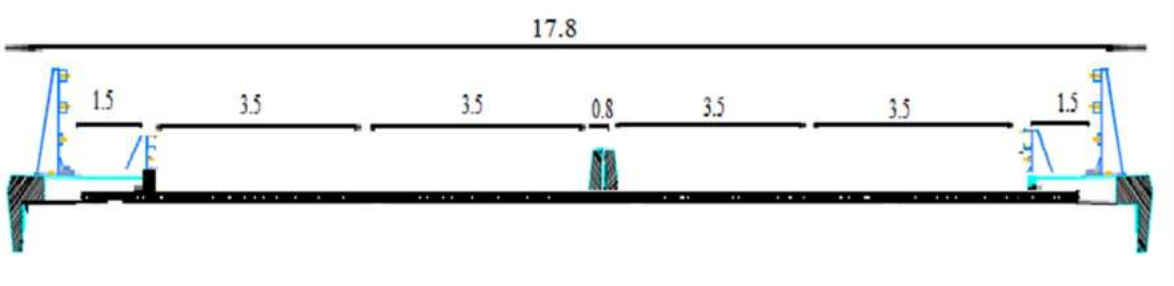


Figure. 1-2. Profil en travers.

I.4.3-Gabarit :

On appelle gabarit la hauteur minimale à dégrader au-dessus de la voie franchie, mesurée perpendiculairement à cette voie. En ce qui concerne les routes, les hauteurs minimales sont fixées par des textes normatifs[1]. [1]

L'ouvrage franchit le CW 13, Le gabarit à respecter est : 53.1m.

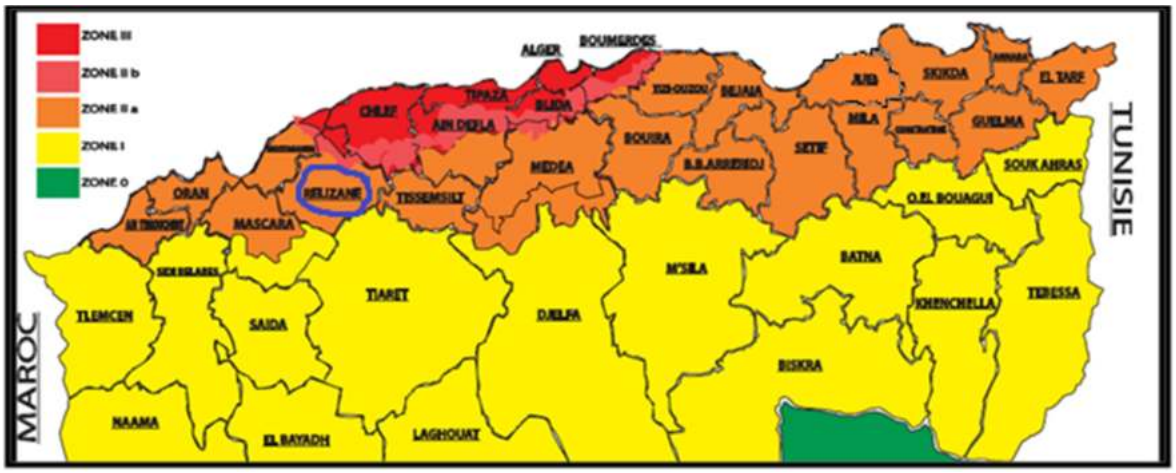
I.5-Données naturelles :

I.5.1-Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages …etc.

1-2-1-2. données sismiques :

Voici la carte de zonage sismique de l'Algérie Selon le zonage sismique du territoire national établi par la RPOA 2008



A : coefficient d'accélération de la zone = **0.25.**

La wilaya de *RELIZANE* appartienne à la zone sismique **IIa** (sismicité moyenne à forte).
Groupe de pont : groupe 3 .

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II-1-INTRODUCION :

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

.

II-2-CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

II-2-1-Critères de choix du type d'ouvrage :

Pour franchir un obstacle donné, on recherche normalement la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse. Pour aboutir au meilleur choix, il doit d'une part bien connaître la gamme des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les risques pendant l'exécution.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

L'obstacle à franchir.
La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
Le matériau principal dont ils sont constitués.
La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
La disposition en plan : droits, biais, courbes.
Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

II-2-2-Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
Les positions possibles des appuis.
La nature du sol de fondation.
Le gabarit à respecter.
La brèche de l'ouvrage.
Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II-2-3-Conception de tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :
Variante 1 : Pont à poutres précontraintes
Variante 2 : pont mixte.

II-2-4-1ereVariante : Pont a poutre en précontrainte par post-tension :

Il est possible de réaliser des tabliers à l'aide de poutres précontrainte par pré tension ou bien par post tension solidarisée par une dalle de couverture coulée on place également des coffrages perdus non participant.

II-2-1-1- Pré dimensionnement de la poutre :

- **L'espacement entre axes des poutres : (λ)**

0,9≤ **λ** ≤1,5m

Donc : nous allons fixe l'espacement **λ** = 1,45m mais il y aura des changements après la définition des différents paramètres de la poutre.

λ = 1,45m

- **Nombre de poutres : (N)**

Le nombre de poutres est détermine par l'équation suivante:

N = (La / **λ**) + 1

Avec :

La: est la distance entre appuis de rive La = 7,25m

λ = 1,45 m

N =7,25/1,45 + 1 = 6 poutres

N = 6 poutres

- **Hauteur des poutres :**

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement a une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

C'est pourquoi, on considère généralement que l'élancement optimal ht se situe entre

L/ 22 et L/18.

Avec (L : est la portée d'une travée et h : la hauteur des poutres)

L/22≤ht ≤L/18

Avec : L = 31m

Donc 1,40 ≤ht≤1,82m ; soit ht = 1,3m

- **Largeur de talon (Lt):**

Le talon, dont les dimensions est commande a la fois par la résistance a la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraints. et l'espacement est de l'ordre de 1,45m, la largeur du talon varie entre 40 et 80cm :

40 ≤Lt≤80cm ; soit : Lt =44cm.

Cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

Lt = 0,44 m

- **Epaisseur du talon (et) :**

Epaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante: 10cm<et <20cm : et = 0,15m.

Et = 0,18m

- **Largeur de la table de compression (b) :**

La largeur de la table de compression 0,6 ht ≤b ≤0.9 ht donc 0,78≤b ≤1.17 avec : Ht=1,3m

Donc : b≥0,78m ; et comme les poutres ont la forme I et l'espacement entre leurs axes est de 1,45m on prend : b = 1,00m.

b = 1,00m

➢ **Epaisseur de la table de compression (e) :**

Nous allons utiliser des poutres en I avec une hauteur de 1,3m et un espacement entre leurs axes de 1,95m, ce qui influx sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compressions : 10≤e≤15cm ; On prend : e = 0,11m

e = 0,11m

Epaisseur de l'âme en travée (b_0):

Epaisseur de l'âme varie antre 0,15 et 0,25m

$0,15 \leq b_0 \leq 0,25m$; soit : $b_0=0,18m$

Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande a cause de l'augmentation

Des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des l'encrage des câbles de précontraints;

Donc : $40 \leq b_0 \leq 50m$

On fixe : b_0= 0,50m pour la section d'about.

b_0= 0,44m

➢ **Epaisseur de l'âme à l'intermédiaire :**

L'épaisseur de l'âme à l'intermédiaire de la poutre doit être moine importante que l'épaisseur de l'âme à l'about parce que les efforts tranchants sont moine importante ;

Donc : $0,25 \leq b_0 \leq 0,35m$

On fixe : b_0= 0,32m pour la section intermédiaire.

b_0= 0,32m

➢ **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixe entre 45°et60°:

45° <α< 60°

Mi travée : α_1= 10.95° donc e1=0.06m

α_2= 45° donc e2=0.10m

About: α_3= 10.92° donc e3=0.054m

➢ **Gousset du talon :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers, ainsi pour facilité la mise en œuvre du béton : α_4= 33.02° donc e4=0.13m

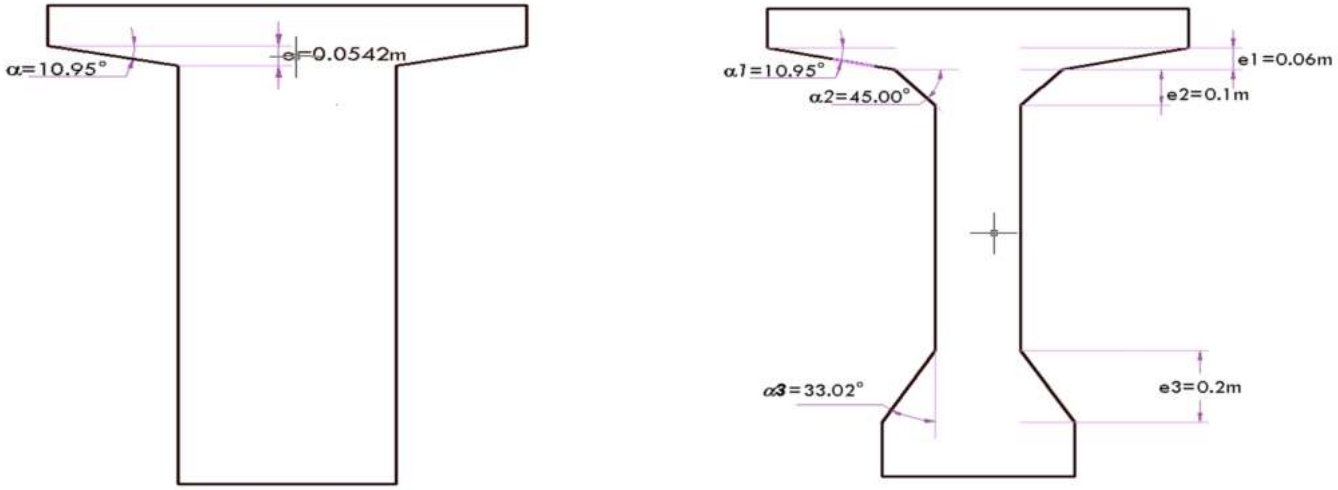


FIGURE 2-1:Dimensionnement des Poutre à l'about +Mi travée

Avantage :

Les avantages qu'offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la préfabrication :

-le recours à la préfabrication apporte un intérêt, tant sur le plan technique que sur le plan économique.

-En particulier, il permet d'envisager des formes de poutre assez élaborée, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux .on peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra être réalise que sur un nombre important de poutre.

-le recours à la préfabrication a également une incidence sur les délais d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier.

Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

Inconvénients :

-dans une conception ancienne, et à présent dépassée, les différentes travées étaient reliées par des joints de chaussée assurant la continuité de roulement le cout de ces joints (cout initial et cout d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, constituaient le principal inconvénient de ce type de structure.

-Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.

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

- La pile intermédiaire se trouve dans giratoire de point de l'intersection de (PK0+700) et (PR6+700)

II-2-4-2emeVariante: Pont mixte :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette. La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m pour des travées continues, et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

II-2-2-1-Pré dimensionnement de la poutre.

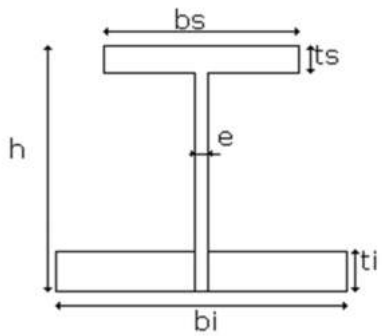


FIGURE II-2 : .Morphologie de la poutre de pont mixte

- **Nombre des poutres (N) :**

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et L'espacement.

$N=\frac{L_a}{d}$, (La : est la largeur du tablier égale à 8,7m).

d : L'espacement entre axes des poutres.

On fixe l'espacement : d = 3,5 m

$N=\frac{8,7}{3,5}$ =2,49 on prend N=3 poutre.

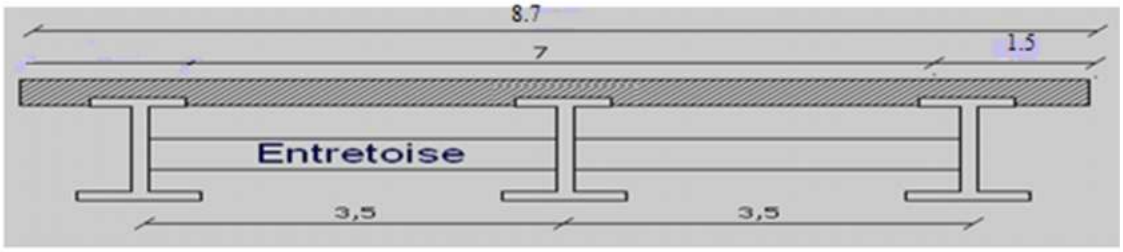


FIGURE 2-2 : Coupe transversale de pont

- **La hauteur des poutres (h) :**

Elancement de poutres: l'élancement économique (hauteur de la poutre)est de $\frac{L}{25}$

Ce qui nous donne h =1,08m, (avec L = 27 m)

- **Epaisseur de l'âme des poutres (e):**

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

-Résistance à la corrosion.

-Résistance au cisaillement.

-Flambage vertical.

-Fatigue.

L'épaisseur de l'âme :

e >12mm

On prend e = 40mm

- **Largeur et épaisseur de la Semelle :(bs, es)**

Semelle supérieure:

Largeur de la semelle (Ls):

$bs=\frac{1}{7}(40L+1600)=\frac{1}{7}(40\times27+1600)=382,86mm$

On prend bs = 400mm

Hauteur de la semelle (ts):

E = 21000MPa

fy = 355MPa

$\frac{b_s}{t_s} \le 0,9\sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow ts \ge 57,78mm$

On prend ts = 60mm

Semelle inférieure:

Cisaillement. Largeur de la semelle (Li):

bi=10×L +200 =470mm

On prend bs = 500mm

Hauteur de la semelle (ti):

E = 21000MPa

fy = 355MPa

$\frac{b_i}{t_i} \le 0,9\sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow ts \ge 72,23mm$

On prend ts = 80mm

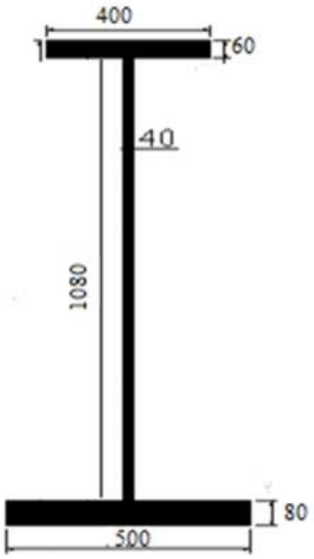


FIGURE 2-3:Dimensionnement de la poutre

Avantages

- La possibilité de franchir des portées assez importante.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
-La rapidité d'exécution globale.

Les inconvénients:

-La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

-Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).

-Le risque de voilement.

-L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

-Le coût est plus élevé.

-Très sensible à la flèche.

Pour les ouvrages métalliques le coefficient de dilatation de l'acier étant pris égal à 1,1.10-5, ce qui correspond à une approche légèrement différente.

II-2-5-Analyse multicritère :

Nous bassons sur les critères suivants :

Le coût :

Parmi les deux variantes le coût du pont en béton précontrainte moins chère par rapport le pont mixte.

L'esthétique :

De point de vue l'esthétique les ponts en béton précontraintes c'est mieux que les ponts mixte.

L'exécution :

Pour les deux variantes la phase d'exécution est simple

-Pose des pièces sur chantier.

-Nous convions de veiller systématiquement à la stabilité des engins de manutention en cours d'intervention (grus en charge).

Le délai de la réalisation : raisonnable pour les deux variantes.

L'entretien :

La visite et l'entretien du pont en béton précontrainte sont facile par rapport le pont mixte.

II-3-Conclusion :

Après comparaison des deux variantes on a constaté que la solution (pont à poutres précontraintes par post-tension) est plus adaptée que l'autre sur le site vu les avantages cités précédemment. Section normale.

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III-1- Introduction :

Donc parce que tous les pourcentages est inférieures de 25% L'estimation des pertes est à 25%.

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton, les aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul à venir.

On distingue 03 matériaux de construction dans l'édification de l'ouvrage :

- Béton.
- Acier passif.
- Acier actif ou de précontrainte.

III-2- Béton :

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevé,

Le dosage du ciment utilisé est de l'ordre de 400 à 450 kg/m3 de ciment CPA 325.

Pour améliorer les propriétés du béton on utilise les adjuvants, leur efficacité est liée à L'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants sont :

- Les plastifiants.
- Les retardateurs de prise du ciment.
- Les accélérateurs de prise et durcissement.

III-2-1- La résistance à la compression et à la traction :

La résistance à la compression varie avec l'âge j du béton, dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge, dite valeur caractéristique requise ; celle-ci est notée « fc28 », elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour notre ouvrage, le béton utilisé est le B20, B27, et le B35, leurs résistances caractéristiques à la compression à 28 jours sont :

- B20 : fc28 = 20 MPa pour le béton de propreté.
- B27 : fc28 = 27 MPa pour les culées et fondations de piles.
- B35 : fc28 = 35 MPa pour le béton du tablier et élévation des piles.

La résistance caractéristique à la traction à j jours se déduit conventionnellement par la relation : ftj = 0.6 + 0.06 fcj (MPa) (B.A.E.L 91-REV99).

$$f_{tj} = \begin{cases} 0,6 + 0,06fcj = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa} & (\text{Pour } fc28 = 35 \text{ MPa}). \\ 0,6 + 0,06fcj = 0,6 + 0,06\ (27) = 2,2 \text{ MPa} & (\text{Pour } fc28 = 27 \text{ MPa}). \end{cases}$$

III-2-2- Contraintes admissibles :

III-2-2-1- Contraintes ultimes de compression :

C'est la limite de la résistance à la compression du béton.

ELU : $f_{bc}=0{,}85\, f_{cj} / \theta\, \gamma_b$

γ_b : Est le coefficient de sécurité, il peut être égale à :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle.

Et θ dépend de la durée de l'application de combinaison, il peut être égale à :

- 1 : lorsque la durée de l'application est supérieur à 24 heures.
- 0.9 : lorsque la durée est entre 1 et 24 heures.
- 0.85 ; lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

III-2-2-2-Contrainte de service :

γ_b = { 0.5fc28 ouvrage fini ; 0.6fc28 en construction situation accidentelle

III-2-3-Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton 'Eij' définit par les règles B.A.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).

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

Ei= { 36000 MPa pour poutres et dalle ; 33000 MPa pour les appuis

- Module de déformation différée (longue durée)

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

EV= { 11993.91 MPa pour poutres et dalle ; 11000 MPa pour les appuis

III-2-4- Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante : $G=E/2(1+\nu)$

III-2-5-Coefficient de poisson :

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

ν = { 0.2 Pour un béton non fissuré à l'ELS ; 0 pour un béton fissuré à l'ELU

III-3- Aciers :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes, aciers actifs et passifs.

IIII-3-1- Les aciers passifs :

Les aciers passifs utilisés sont le plus souvent des aciers à Haute adhérence.

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de Carbone on obtient des aciers doux (0,15-0,25%) ou des aciers mi-durs (0,25-0,4%)

Dans les calculs, l'acier est défini par la valeur noté « Fe » de sa limite d'élasticité. Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité Correspondantes sont représentées dans le tableau Suivant :

Type	Désignation (Nuance)	Limite d'élasticité Garantie Fe(MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E22 Fe E24	215 235	Emploi courant épingle de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	Fe E40 Fe E50	400 500	Emploi courant
Fils tréfilés HA (Type 3)	Fe TE40 Fe T E40	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou treillis
Treillis soudés -lisses -HA	TSL TSHA	500	Emploi courant

III-3-1-1-La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 2, sa limite élastique égale à 400 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s = 1$ ⟶ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ ⟶ Situation durable ou transitoire.

Es = 2.105 MPa.

II-3-1-3-Contraintes limites à la traction :

Fissurations peu nuisibles $\sigma_s = fe / \gamma_s$

Fissurations préjudiciable : $\sigma_s = \max(0.5\ fe\ ;\ 110\sqrt{n f_{tj}})$ MPa

Fissurations très préjudiciable : $\sigma_s = \max(0.4\ fe\ ;\ 88\sqrt{n f_{tj}})$ MPa

- n= 1 treillis soudés et nouds lisses
- n= 1.6 aciers à haute adhérence

III-3-1-2-Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

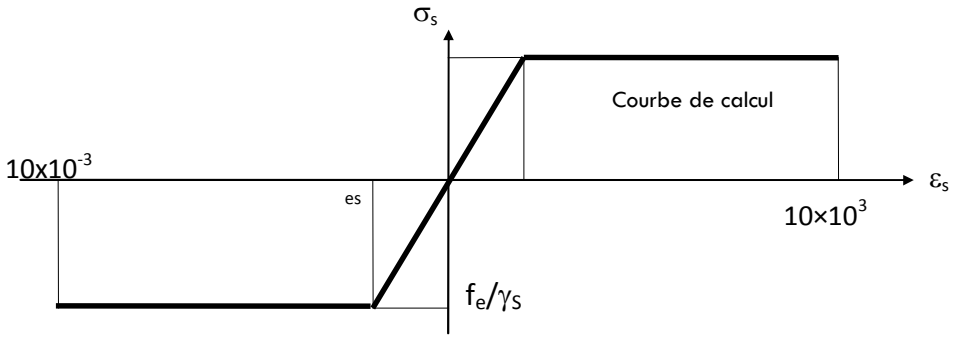


Fig. 3.1 Diagramme contraintes déformations

III-3-2- Aciers actifs :

Les armatures actives sont les aciers de haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les armatures de précontraintes sont sous tension même sans aucunes sollicitations extérieures, ils sont classés par catégories : barre, fil torons.

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

P0= (0,8*f*prg OU 0,9 *f*peg)=1440 MPa.

*f*prg : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1800 MPa.

*f*peg : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1600 MPa.

Ses limites sont garanties par ALGA.

III-3-2-1- Fils :

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisses (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5 mm, 7 mm ou 8 mm.

III-3-2-2- Barres :

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (leurs longueur maximale est de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les nervures faisant alors office de filetage grossier. Les diamètres les plus courants sont 26 mm, 32 mm et 36 mm. De telles armatures ne sont employées qu'en post-tension.

III-3-2-3- Torons :

Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches. Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite). Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (fréquemment désigné par T13)
- 12,9 mm (T13S)
- 15,2 mm (T15)
- 15,7 mm (T15S)

Un câble est un groupement de fils torsadés. On identifie un câble par la lettre T, pour les câbles constitués de torons par exemple : 27T13 désigne un câble de 27 torons de diamètre 13mm.



Fig. 3.2 les équipements de la précontrainte

III-3-2-4- Caractéristiques mécaniques :

III-3-2-4-1- Résistance :

La résistance à prendre en compte dans les calculs est la charge maximale garantie que supporte l'éprouvette d'armature dans l'essai de traction jusqu' à la rupture et que l'on désigne Fprj.

Les valeurs actuelles oscillent entre 1570 et 1770 MPa pour les fils, 1030 à1230 MPa pour les barres et 1770 à 1960 MPa pour les torons.

III-3-2-4-2- La limite élastique :

La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie.

III-3-2-4-3- Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinale Ep des aciers de précontraintes est égal à :

- 200 000 MPa : pour les fils et les barres.
- 190 000 MPa : pour les torons.

CHAPITRE IV: PRE DIMENSIONNEMENT

IV.1) La poutre :

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir des bonnes caractéristiques mécaniques, Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

Les dimensions de la poutre Selon les documents de SETRA

Élancement de poutres :

- Pour la précontrainte :

Lorsque la longueur de la poutre L=27m et on a ($L/22 \leq h_t \leq L/18$) donc la hauteur de la poutre $\mathbf{h_t}$ varie entre (1.227 et 1.5) m

L'élancement est fixé pour h_t = 1,3m.

- Largeur de la table de compression (b) :

$0{,}6\ h_t \leq b \leq 0.9\ h_t$ donc $0{,}78 \leq b \leq 1.17$

b est fixé : b = 1.00m

- Epaisseur de table de compression (e) :

$10 \leq e \leq 15$cm ; e = 11cm.

- Largeur de talon (Lt) :

$40\text{m} \leq Lt \leq 80$cm

Lt est était fixé pour Lt = 44cm, cette valeur doit être vérifié par l'étude de la précontrainte.

- Epaisseur du talon et :

A prie e_t = 18cm.

- Epaisseur de l'âme :

En travée (b_0) :

b_0 est donnée par : $18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$ donc a fixé : b_0 = 18cm

À l'about (b_0) :

L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On a : $25 \leq b'_0 \leq 35$cm

On fixe : b'_0= 32cm

IV.2) Entraxe et Nombre des Poutres :

- L'espacement entre axes des poutres (λ) :

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées.

L'entraxe des poutres varie de l'ordre 0.9 m à 1,5 m.

Donc : λ =1.45 m

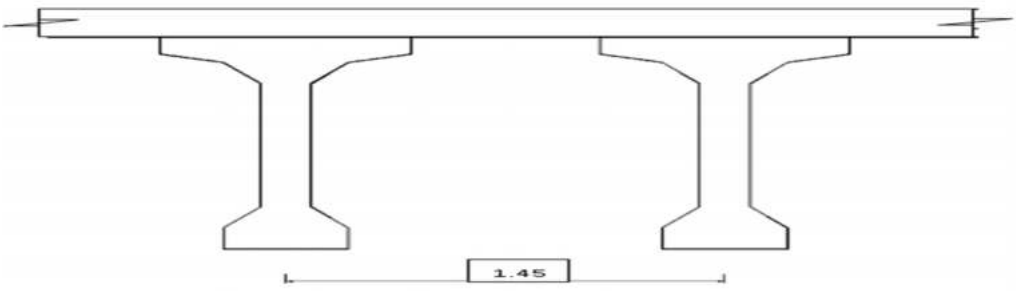


Figure 4-1 : schéma représente l'entraxe entre les poutres

- nombre des poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre l'entraxe des poutres d'extrémité et L'espacement :
La: est la distance entre appuis de rive La =7.25m pour un seul tablier on a :

$$N = \frac{La}{d} + 1 \text{ Donc } N = \frac{7.25}{1.45} + 1 = 6 \text{ poutres}$$

Pour deux tabliers : N_{TOTALE}=2x6=12 poutres

- les goussets :

*Gousset de la table de compression :

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :
- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison sensiblement égale à 45°Des adaptations sont nécessaires dans la zone de blochet où, selon le cas, le gousset épaissit le nœud de jonction en débord de l'âme sur toute la longueur du blochet ou, au contraire, est progressivement absorbé par le blochet.

Mi travée :

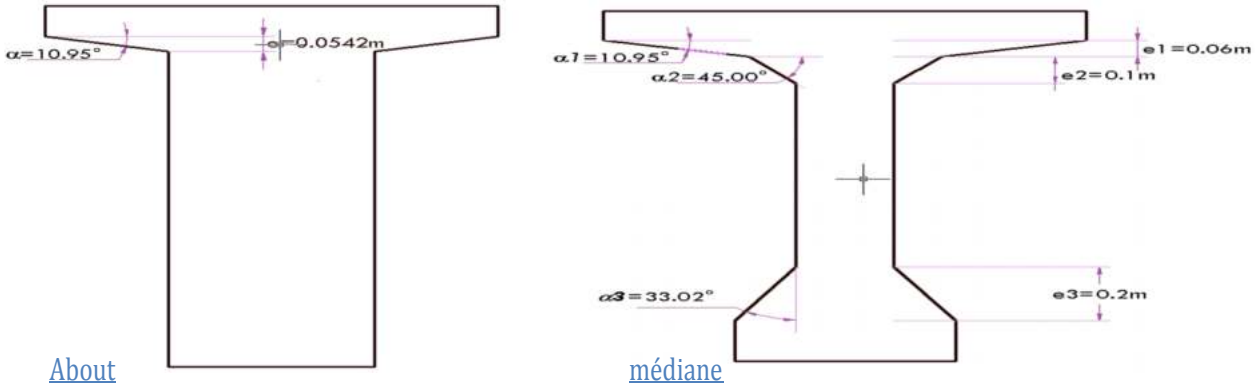
α_1= 10.95° donc e_1=0.06m
α_2=45° donc e_2=0.10m

About:

α_3=10.92° donc e_3=0.054m

*Gousset du talon : C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers, ainsi pour faciliter la mise en œuvre du béton.

α_4=33.02° donc e_4=0.13m.



About médiane

Figure 4-2 : schéma représente les goussets et les épaisseurs de la poutre about et à mi travée

IV.3) La dalle :

Notre dalle est définie comme un hourdis général

➢ -Longueur de la dalle:

La longueur du l'hourdis est égale a la longueur des poutres, L_d = 27m.

➢ -Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis plus le Trottoir pour ça a était fixé pour l_d =8.70m.

➢ Epaisseur de la dalle :

En effet L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres (l'entraxe), plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,25m

Donc pour ça : e_d= 0,20m.

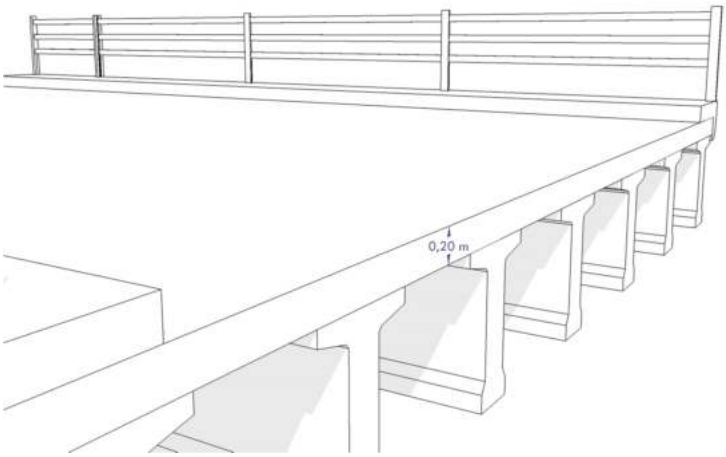


Figure 4-3 : dimensions de la dalle

IV.4) Les équipements d'un pont :

Ces éléments ne participent pas à la résistance de l'ouvrage. Leur incidence est par contre majeure sur l'aspect du tablier, en particulier pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

1. Etanchéité
2. La couche de roulement
3. Les trottoirs
4. Les corniches
5. Les dispositions retenues
6. les appareils d'appui
7. les joints de chaussée
8. les plots parasismiques

➢ Etanchéité :

Ce choix se portera sur des systèmes conformes aux normes et aux spécifications du fascicule 67 [13]. Une procédure d'avis techniques pour les chapes d'étanchéité est en cours de mise en place et l'on choisira, à terme, parmi les systèmes ayant été validés.

Les systèmes usuels sont à base d'asphalte coulé, de films minces adhérant au support, de feuilles, préfabriquées ou non.

Choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

* L'adhérence au tablier ;
* La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage) ;
* La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement ;
*La durabilité.

Notre projet consomme environ de 756 m² d'étanchéité.

- La couche de roulement :

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapis d'enrobés tel que l'épaisseur variée entre 5et 10cm.

Dans notre projet on prendra 8 cm pour la couche de roulement.

Pour notre projet la quantité de béton bitumineux est de 95.50 t.

- les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons on isolant la circulation des véhicules, en général par simple surélévation de 10 à 20 cm par rapport à la voie de circulation, et aussi la largeur doit être suffisante pour facilité la circulation des piétons. Il existe plusieurs formes de trottoirs, on distingue :

* des trottoirs sur caniveau

- Les corniches :

Le rôle essentiel des corniches est la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries, elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les pénétrations d'eau par la tranche du hourdis. Elles jouent également le rôle de larmier, afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique). Il y a plusieurs catégories de corniches :

1- Les corniches en béton coulé en place
2- Les corniches en béton préfabriqué
3- Les corniches métalliques

- Assainissement :

D'un point de vue esthétique, les descentes d'eau doivent être aussi discrètes que possible, notamment dans le cas des ouvrages urbains. Lorsque ces descentes doivent être évitées, il est également possible de recourir à des corniches caniveaux ou de recueillir les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

- Joints de chaussée :

Le choix du type de joint dépend principalement du souffle du joint, du trafic de l'itinéraire et du type d'étanchéité (chape mince ou épaisse). Le souffle ou l'espacement maximal des deux éléments en regard est dû aux effets du retrait, du fluage, de la température et des charges d'exploitation, qui peuvent comporter non seulement une composante longitudinale parallèle à l'ouvrage.

➢ Les garde-corps :

Les garde-corps sont retenue pour protéger les piétons ; et aussi en point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcés parfois difficile à mètre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des véhiculés légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories qui sont les suivantes :

-Les garde-corps de type **S**

-Les garde-corps de type **I**

-Les garde-corps de type **U**

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

0,95 + 0,005 x H ± 0,05 m avec un maximum de 1,20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet H = 10 m

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1,04 m

On prend la hauteur de garde-corps 1,10 m

➢ Les glissières de sécurités :

Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes, elles sont classées en trois catégories qui sont les suivantes :

- Les glissières rigides.

-Les glissières souples.

-Les glissières élastiques.

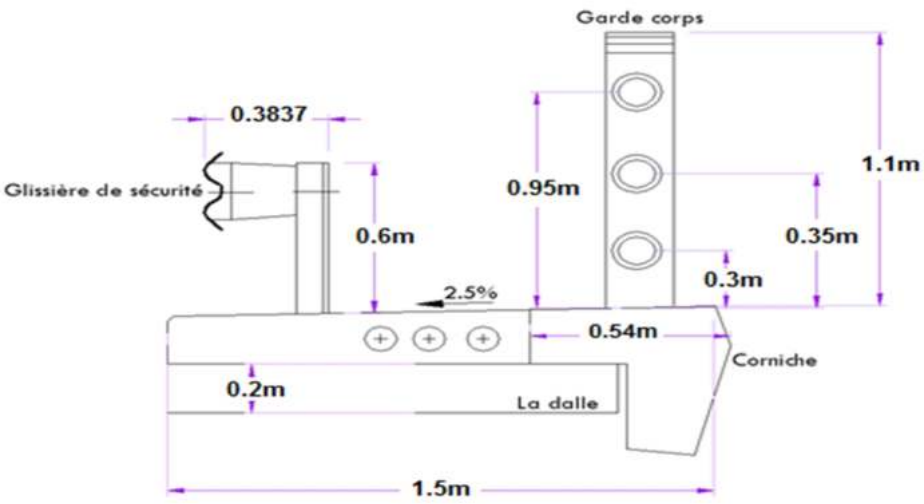


Figure 4-4 : équipement du pont

IV.5) Détermination des caractéristiques géométrique des éléments du tablier et contrôle de la répartition de la matière :

Préambule :

Comme nous l'avons déjà évoqué, la géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques.

Notation et formulation des caractéristiques géométriques :

Caractéristiques géométriques de la poutre à médiane							
Désignation	b(cm)	h (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ= BxZ (cm^3)	I_0 (cm^4)	I/Δ=I_0+BxZ² (cm^4)
Rectangle 1	18	112	2016	74	149184	2107392	13147008
Rectangle 2x2	41	11	902	124,5	112299	9095.166	13990320.7
Rectangle3x1	44	18	792	9	7128	21384	85536
Rectangle 4x2	10	6	120	116	13920	360	1615080
Triangle 1x2	31	6	186	117	21762	372	2546526
Triangle 2x2	10	10	100	109,666667	10966,667	555.556	1203237.026
Triangle 3x2	13	20	260	24,6666667	6413.3334	5777.7778	163973.335

Tableau4-1 : caractéristiques géométriques de la poutre à médiane

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	4376
B_{nette} (cm^2)	4157.2
S/Δ_{brute} (cm^3)	321673
S/Δ_{nette} (cm^3)	305589.35
I/Δ_{brute} (cm^4)	32751793
I/Δ_{nette} (cm^4)	29476614

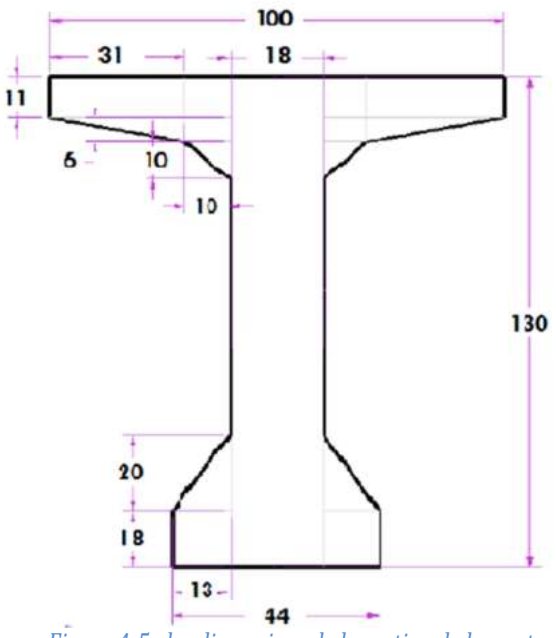


Figure 4-5 : les dimensions de la section de la poutre à médiane

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ donc V'= 73.508cm

V =h- V' donc V = 56.4915 cm

$I_G = I_{/\Delta\ br} - S_{/\Delta\ br} \times V'$

Donc: I_G= 9105931 cm⁴

I_n=0.9x I_G =8195338 cm⁴

Le rendement géométrique: $p = \frac{IG}{V \times V' \times B} = 0{,}5011$

V' (cm)	V(cm)	$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'$ (cm³)	I_n=0.9xI_G	rendement géométrique (p)
73,508	56,4915	9105931	8195338	0,5011

Conclusion :

Donc parce que **P=50.11%**

La section poutre à médiane correspondante à : une bonne réparation de la matière

Caractéristiques géométriques de la poutre + l'hourdis à médiane							
Désignation	B (cm)	h (cm)	B (cm²)	Z (cm)	S/Δ= BxZ (cm³)	I_0 (cm⁴)	$I/\Delta = I_0 + BxZ^2$ (cm⁴)
Section poutre	-	-	4376	-	321673	-	32751793
Section de l'hourdis	145	20	2900	140	406000	96666,6667	56936666.67

Tableau4-2 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à médiane

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm²)	7276
B_{nette} (cm²)	6912.2
S/Δ_{brute} (cm³)	727674.2
S/Δ_{nette} (cm³)	691290.49
I/Δ_{brute} (cm⁴)	89691460
I/Δ_{nette} (cm⁴)	80722314

$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}}$ donc V'= 100.01 cm

V =h- V' donc V = 49.989 cm

$I_G = I_{/\Delta\,br} - S_{/\Delta\,br} \times V'$

Donc: I_G= 16916619 cm⁴

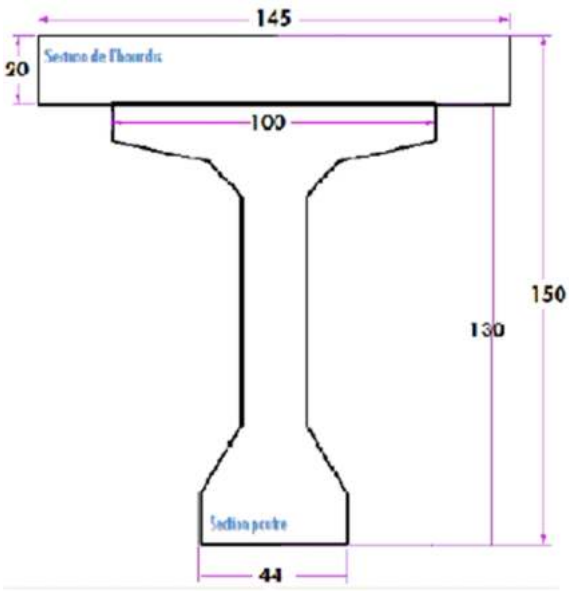


Figure 4-6 : les dimensions de la section de la poutre+l'hourdis à médiane

I_n=0.9x I_G =15224957cm⁴

Le rendement géométrique: $p = \frac{IG}{V \times V' \times B} = 0{,}4650$

V'(cm)	V(cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm^3)	$I_n = 0.9 X I_G$	rendement géométrique (p)
100.01	49.989	16916619	15224957	0,4650

Conclusion :

Donc parce que on a **P=46.5 %**

La section poutre à médiane correspondante à une bonne réparation de la matière.

Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about							
Désignation	**h(cm)**	**b (cm)**	**B (cm^2)**	**Z (cm)**	**$S/\Delta = BxZ$ (cm^3)**	**I_0 (cm^4)**	**$I/\Delta = I_0 + BxZ^2$ (cm^4)**
Rectangle 1	44	119	5236	59.5	311542	6178916.33	24715665.33
Rectangle 2	100	11	1100	124,5	136950	11091.6667	17061366.7
Triangle 1x2	28	5.4	151,2	117,2	17720.64	244.944	2077103.952

Tableau4-3 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	6487.2
B_{nette} (cm^2)	6162.84
S/Δ_{brute} (cm^3)	466212.64
S/Δ_{nette} (cm^3)	442902.008
I/Δ_{brute} (cm^4)	43854135.952
I/Δ_{nette} (cm^4)	39468722.357

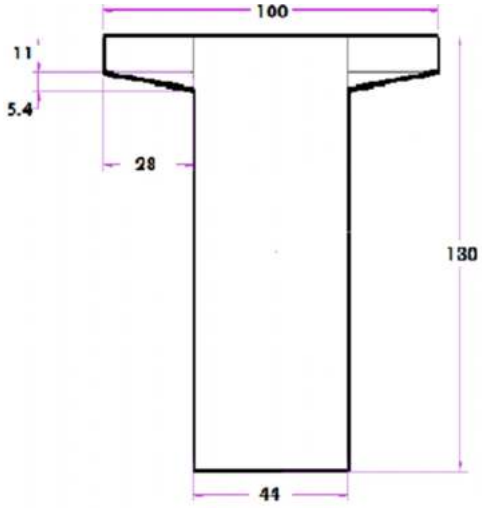


Figure 4-7 : les dimensions de la section de la poutre à l'about

$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}}$ donc $V' = 71.86$ cm

$V = h - V'$ donc $V = 58.14$ cm

$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V'$

Donc: $I_G = 10349045.1\ cm^4$

$I_n = 0.9 \times I_G = 9314140.55\ cm^4$

Le rendement géométrique: $p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0.3818$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm^3)	$I_n = 0.9 x I_G$	rendement géométrique (p)
71.8665	58.14	10349045.1	9314140.55	0.3818

Conclusion :

Donc puisque **P=38.18 %**

La section poutre à l'about correspondante à une section normale.

Caractéristiques géométriques de la poutre + l'hourdis à l'about							
Désignation	b(cm)	h (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ= BxZ (cm^3)	I_0 (cm^4)	I/Δ=I_0+BxZ² (cm^4)
Section poutre	-	-	6487.2	-	466212.64	-	41794497.25
Section de l'hourdis	145	20	2900	140	406000	96666,6667	56936666.67

Tableau4-4 : caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à l'about

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	9387.2
B_{nette} (cm^2)	8917.84
S/Δ_{brute} (cm^3)	872212.64
S/Δ_{nette} (cm^3)	828602.008
I/Δ_{brute} (cm^4)	100790802.6
I/Δ_{nette} (cm^4)	90711722.36

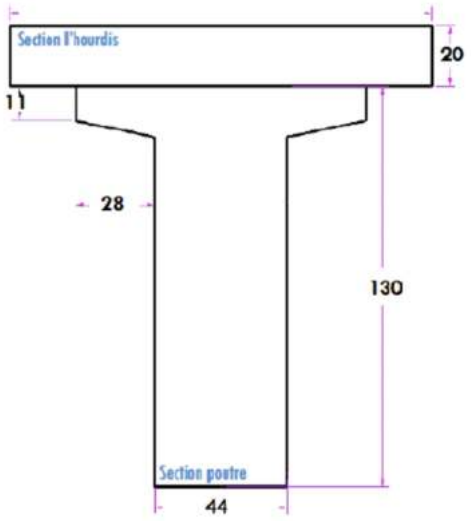


Figure 4-8 : les dimensions de la section de la poutre+ l'hourdis à l'about

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ donc V'= 92.915 cm

V =h- V' donc V = 57.085 cm

$I_G = I_{/\Delta\ br} - S_{/\Delta\ br} \times V'$

Donc: I_G= 19749076.7 cm^4

I_n=0.9x I_G =17774169 cm^4

Le rendement géométrique: $p = \frac{IG}{V \times V' \times B} = 0{,}396$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} \times V'$ (cm^3)	I_n = 0.9xI_G	rendement géométrique (p)
92.915	57.085	19749076.7	17774169	0,3966

Conclusion :

Donc parce que **P=39.66%**

La section poutre à l'about correspondante à Une section normale.

Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire							
Désignation	b(cm)	h (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	$S/\Delta = BxZ$ (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I/\Delta = I_0 + BxZ^2$ (cm^4)
Rectangle 1	32	112	3584	74	265216	3746474.67	23372459
Rectangle 2 x2	3	6	36	116	4176	108	484524
Rectangle 3 x2	34	11	748	124.5	93126	7542.3333	11601729.3
Rectangle 4	44	18	792	9	7128	21384	85536
Triangle 1 x2	31	6	186	117	21762	372	2546526
Triangle 2 x2	3	3	9	112	1008	4.5	112900.5
Triangle 3 x2	6	9	54	21	1134	243	24057

Tableau4-5 : caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	5409
B_{nette} (cm^2)	5138.55
S/Δ_{brute} (cm^3)	393550
S/Δ_{nette} (cm^3)	373872.5
I/Δ_{brute} (cm^4)	38227732
I/Δ_{nette} (cm^4)	34404958

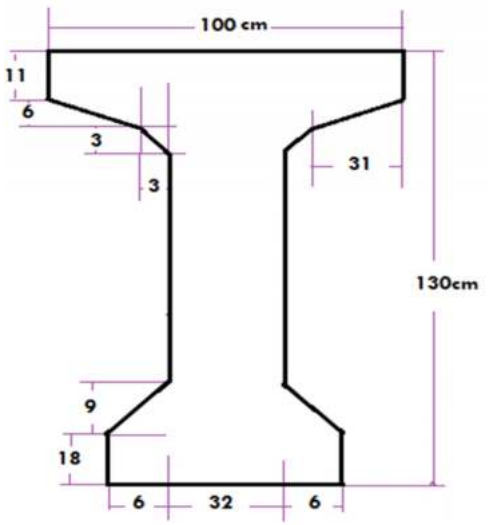


Figure 4-9 : les dimensions de la section de la poutre intermédiaire

$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}}$ donc $V' = 72.7583$ cm

$V = h - V'$ donc $V = 57.2416$ cm

$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V'$

Donc: $I_G = 9593677\ cm^4$

$I_n = 0.9 \times I_G = 8634309\ cm^4$

Le rendement géométrique:

$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0{,}425$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm^3)	$I_n = 0.9 I_G$	rendement géométrique (p)
72.7583	57.2416	9593677	8634309	0,4258

Conclusion :

Donc parce que **P=42.58 %**

La section poutre intermédiaire correspondante à : une bonne réparation de la matière

Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire + l'hourdis							
Désignation	b (cm)	h (cm)	B (cm^2)	Z (cm)	$S/\Delta = BxZ$ (cm^3)	I_0 (cm^4)	$I/\Delta = I_0 + BxZ^2$ (cm^4)
Section poutre	-	-	5409	-	393550	-	38227732
Section de l'hourdis	145	20	2900	140	406000	96666,6667	56936666.67

Tableau4-6 : caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire +l'hourdis

Donc pour l'ensemble des parties :

B_{brute} (cm^2)	8309
B_{nette} (cm^2)	7893.55
S/Δ_{brute} (cm^3)	799550
S/Δ_{nette} (cm^3)	759572.5
I/Δ_{brute} (cm^4)	95164398
I/Δ_{nette} (cm^4)	85647958

$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}}$ donc $V' = 96.227$ cm

$V = h - V'$ donc $V = 53.773$ cm

$I_G = I_{/\Delta\ br} - S_{/\Delta\ br} x\ V'$

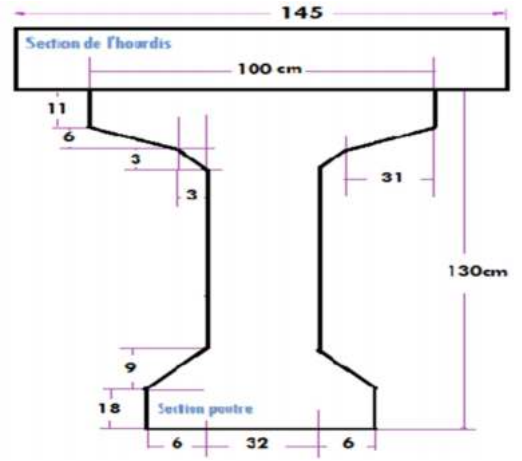


Figure 4-10 : les dimensions de la section de la poutre intermédiaire+l'hourdis

Donc: $I_G = 18226114\ cm^4$

$I_n = 0.9x\ I_G = 16403503\ cm^4$

Le rendement géométrique:

$p = \frac{IG}{V x V' x B} = 0,4239$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} x\ V'$ (cm^3)	$I_n = 0.9XI_G$	rendement géométrique (p)
96.227	53.773	18226114	16403503	0,4239

Conclusion :

Donc parce que on a **P=42.39 %**

La section poutre intermédiaire correspondante à une bonne réparation de la matière.

CHAPITRE V: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

V .1) Evaluation des charge :

V .1.1) calcul des charges :

On peut diviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principaux vis-à-vis de leurs rôles dans la participation porteuse, donc on considère :

*Charge permanant (CP)

*Complément de charge permanente(CPP)

V.1.1.2) calcul de la charge permanente (CP):

V .1.1.2.1) Les éléments poutres:

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaississements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Pour la moitié de la poutre :

$P = PS_1+PS_2+PS_3 +PS_4 +PS_5$ et

Psi= Li x poids volumique BP x la surface de Si

Tell que Li : longueur de la section

Donc :

PS_1= 1.1 [(100 x 11) + (28 x 5.4) + (119 x 44)] x2.5=1.783 t

PS_2= 0.7x[(44+32)/2]x2.5=0.0665 t

PS_3= 5658x3.73x2.5=5.29 t

PS_4= [(32+18)/2]x0.7x2.5=0.04375 t

PS_5= 4922x0.000853x2.5=10.49616 t

P =17.67941 t

Pour la totalité de la poutre :

Pp= 2x∑Psi=35.3588 t et un mètre linéaire :

P=35.3588 t / 27 (portée) = 1.309 t/ml

V.1.1.2.2) L'élément dalle :

Épaisseur de la dalle est de 20 cm.

La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :

P_{Di}= 0.2x1.45x1 x 2.5=0.725 t/ml.

La charge de la dalle qui revient à la poutre à rive :

P_{Dr}=0.2 x1.455 x1 x2.5=0.7275 t/ml.

Donc Pour CP :

$CP_i = P_P + P_{Di}$ =5 x 1.309 + 0.725 x5 = 10.17 t/ml.

$CP_r = P_P + P_{DR}$=1x (1.309+0.7275)=2.0365 t/ml.

$CP=CP_i+CP_r$

Donc : on a la charges permanente : CP =12.2065 t/ml.

V .1.2) calcul du complément des charges permanente (CPP) :

- Le revêtement et l'étanchéité :

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité

Pr = 0.08x 2,2t/m^3 x 7m Donc

Pr=1.232 t/ml.

Le poids propre qui revient à chaque poutre :

P=1.232/6=0.205 t

- Le trottoir et la corniche:

Les deux trottoirs ont les mêmes dimensions

Pt (02) = Pt (01)

Pt = 2.5 x1 x0.22 x0.96 = 0.528 t/ml

P_C=2.5 x1x [(0.35 x0.22) + (0.11 x0.42)+(0.0044/2)+(0.0212/2)]

P_C=0.34 t/ml

- TPC :

P_{TPC}=[(0.2x1)+(0.3x0.2)]x2.5

P_{TPC}=0.65 t/ml

- Glissière de sécurité :

P_{gs}=0,06 t/ml.

- Garde corps :

P_{gc}=0,10 t/ml.

En fin on a :

CCP = 0.34 + 0.1+ 0.06 + 0.528+0.65= 1.678 t/ml

Le poids propre de la superstructure à chaque poutre :

Ps=1.678/6=0.2796

P_{totale} =0.2796+0.205=0.4846t/ml

Donc on a les résultats suivants :

Eléments	poutre intermédiair	poutre à rive
POUTRES SEULES	1.309	1.309
DALLE	0.725	0.7275
SUPERSTRUCTURE	0.4846	0.4846
TOTALE	2.518	2.521

Tableau 5-1: poids totale de tablier

Poids propre de tablier : G= (pix5) + (prx1) = (2.518x5) + (2.521x1)

G=15.111

Gtotale =15.111x27

Gtotale=407.997 t

V.1.2) calcul des surcharges : **SELON FASCICULE N°61 TITRE II**

V.1.2.1) Caractéristiques du pont :

1*Classe du pont :

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur roulable.

La classe	La largeur rouables
1	Lr ≥ 7m.
2	5.50≤ Lr < 7m.
3	Lr < 5.5m

Tableau 5-2 : Classe des ponts.

Tous les ponts supportant des chaussées roulable Lr ≥ 7m sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II).

Dans notre cas on a la largeur roulable =7 m Donc : le pont est classé en 1ére classe

2*Nombre des voies :

D'après le fascicule 61 titre II. Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière

On a deux glissières de sécurité sur les deux cotés donc Lc= 7.00 m = Lr

N= (Lc/3) = [7/3]=2

Donc on a deux voies de circulation.

3*Largeur de voie :

Les voies de circulation d'une même Vo=3.5m, D'après le fascicule 61 titre II (pont 1ereclasse)

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

* La surcharge de type A(L)
* Système B : (Bc, Bt, et Br)
* La surcharge militaire MC 120
* Le convoi exceptionnel D240
* Les surcharges sur trottoirs

V.2.) Evaluation des surcharges

V.2.1) système A(l) :

$$A(L) = 230 + \frac{35000}{L+12} \ (Kg/m^2).$$

Tell que L : la longueur de tablier

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{27+12} = 1153 \ Kg/m2 = 1{,}153 \ t/m^2$$

Déterminer a_1, a_2 :

a1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est détermine en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées qui sont donné par le tableau suivant :

	Nombre de voies chargées				
Classe du Pont	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	/	/	/
3	0.9	0.8	/	/	/

Tableau 5-3 : les valeurs des coefficients a_1

a_2 = Vo/ V

V =Lc/N=7.00/2=3.5 m

Vo : dépend de la classe, on a 1ère classe

Donc Vo = 3,5 m

a_2 = 3,50/3.50 = 1.00 donc a_2 = 1.00

1ere cas : une voie chargée :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau d'a_1 :

a_1 = 1 et a_2 = 1

A (1L) = A (L) x a_1 x a_2 x V_o

A (1L) = 1.153 x 1 x 1 x 3,50 = 4.0355 t/ml

2eme cas : deux voies chargées :

Pont de 1ére classe.

Nombre des voies chargées égales à 2.

a_1 = 1 et a_2 = 1

A (2L) =1.153 x1 x 1 x 3,50 x 2 = 8.071 t/ml

Nombre de voies	a1	a2	A(L)× a1 × a2	Largeur des voies	A(L) final en t/ml.
1	1	1	1.153	3.5	4.0355
2	1	1	1.153	7	8.071

Tableau 5-4 : Système de charge A(L)

V.2.2) système B:

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

Le système Bc se compose de camions types.

Le système Br se compose d'une roue isolée.

Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'appliquent aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ére et 2éme classe (fascicule 61 titres II).

V.2.2.1) Système Bc :

C'est un camion qui comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatique, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale des essieux : 30t.

Masse portée par chacun des essieux arrière : 12t.

Masse portée par essieux avant : 6t.

Longueur d'encombrement : 10.5m.

Largeur d'encombrement : 2.5m.

Distance entre l'essieu avant et première l'essieu arrière : 4.5m.

Distance entre deux essieux arrière : 1.5m

Distance entre deux roues d'un essieu : 2m

systéme Bc longitudinalement
"masses relatives à une file des camions"

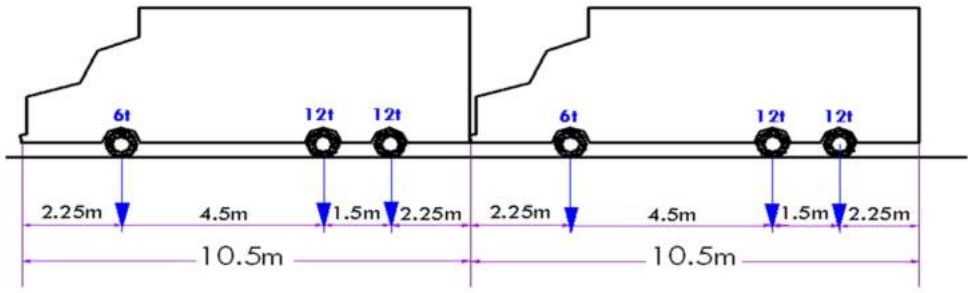


Figure 5-1 : système Bc longitudinalement

Le sens de circulation peu être dans un sens, ou dans un autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. En fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système Bc prise en compte sont multipliées par le coefficient bc.

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	1.20	1.10	0.95	0.85	0.7	Première classe
	1.00	1.00	-	-	-	Deuxième classe
	1.00	0.80	-	-	-	Troisième classe

Tableau 5-5 : Tableau de coefficients bc

Les charges du système BC sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ.

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

L : la portée de la travée L=27m.
S: la surcharge maximal. S=S1xbc,
S1 : surcharge de bc sur le pont.
G : la charge permanente G=407.997t.

Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :

1ere cas : une file de Bc :

Coefficient bc :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargée = 1
D'après le tableau de bc : bc =1.20

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que : S=60t x 1.2
G=407.997t

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2x26} + \frac{0.6}{1+4\frac{407.997}{60x1.2}}$$

Donc: $\delta_1 = 1,0898$

2eme cas : deux files de Bc :

Coefficient bc :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargées = 2

D'après le tableau de bc : bc =1.10

Coefficient majoration dynamique :

Tell que : S=120t x 1.1

G=407.997t

$$\delta_2=1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0.2x26}+\frac{0.6}{1+4\frac{407.997}{120x1.1}}$$

Donc δ_2= 1,1094

	bc	S1	S	δ
Une file	1.20	60	72	1,0898
Deux files	1.10	120	132	1,1094

Tableau 5-6 : Coefficient de majoration dynamique δ.

Nombre voies chargées	bc	Charge par essieu(t)		
1	1.20	E avant	1.2 x1, 0898x 6	7.8465
		E arrière	1.2x1, 0898x 12	15.6931
2	1.10	E avant	1.1x1, 1094 x6	7.3220
		E arrière	1.1x1, 1094x12	14.6441

Tableau 5-7 : les valeurs des essieux pondérés dans tout les cas

V.2.2.2) système Bt:

Un tandems type de système Bt comporte deux essieux (2x16t), et répond aux caractéristiques suivantes:

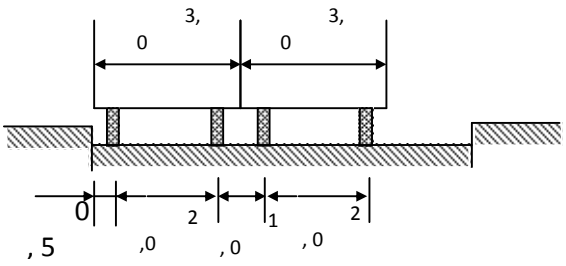


Figure 5-2 : système Bt transversalement

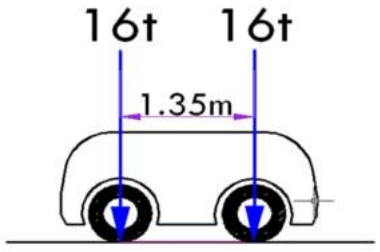


Figure 5-3 : système Bt longitudinalement

Calcul des coefficients majoration dynamique, et coefficients bt :

Coefficient bt :

Pont de 1ere classe D'après le tableau de bt : bt =1.00

B FILES CONSIDERES		bt
Classe du po	1ér	1.00
	2ém	0.9

Tableau 5-8 : Tableau de coefficients bt

1ere cas : un tandem de Bt :

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que : S=32 t x 1.0

G=407.997t

$$\delta_1 = 1+\alpha+\beta = 1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1+\frac{0,4}{1+0.2x26}+\frac{0.6}{1+4\frac{407.997}{32x1.00}}$$

Donc : δ_1=1,0761

2eme cas : deux tandems de Bt :

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que : S=64 t x 1.0

G=407.997t

$$\delta_2 = 1+\alpha+\beta = 1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1+\frac{0,4}{1+0.2x26}+\frac{0.6}{1+4\frac{407.997}{64x1.00}}$$

Donc : δ_2=1,0871

Désignation	S	Bt	δ	essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1,0761	17.22
2 Tandems	64	1	1,0871	34.79

Tableau 5-9 : Coefficient de majoration dynamique δ.

VI.2.2.3) système Br:

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

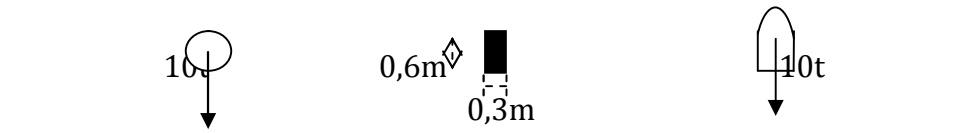


Figure 5-4 : système Br

-une roue isolée, porte une masse de 10t

-sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangles de 0.60mx0.30m

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

Calcul du coefficient majoration dynamique:

S=10 t ; G=407.997t

$$\delta_1 = 1+\frac{0,4}{1+0.2L}+\frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1+\frac{0,4}{1+0.2x26}+\frac{0.6}{1+4\frac{407.997}{10}}$$

Donc δ_1= 1,0681

Désignation	S	δ	roue (10t)
B_r	10	1,0681	10,68

Tableau 5-10 : Coefficient de majoration dynamique δ.

V.2.3) système Mc120:

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

-masse totale : 110t

-longueur d'une chenille : 6.10m

-largeur d'une chenille : 1.00m

-Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m

-Le rectangle d'impacte de chaque chenille est supposé uniformément répartir

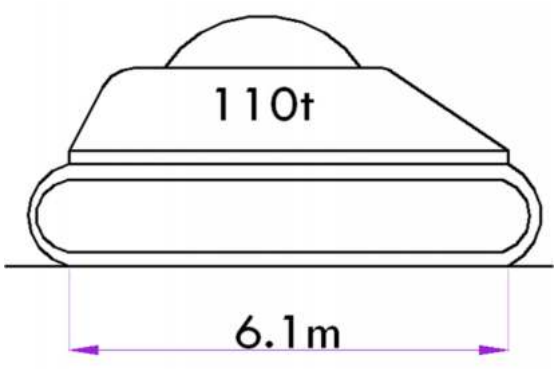


Figure 5-5 : convois Mc_{120} longitudinalement

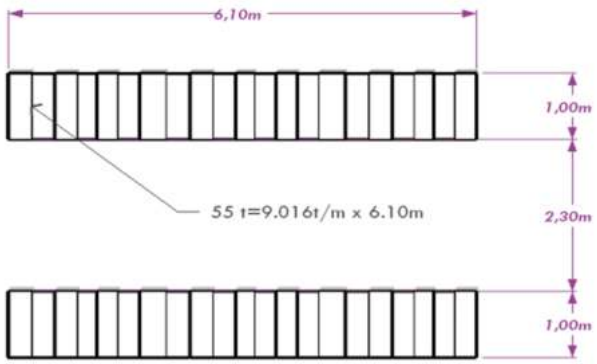


Figure 5-6: espace d'impact du convoi Mc_{120}

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

Calcule du coefficient majoration dynamique :

S=110 t ; G=407.997t

$$\delta_1 = 1 + \frac{0,4}{1+0.2x26} + \frac{0.6}{1+4\frac{407.997}{110}}$$

Donc $\delta_1 = 1,1024$

Q = 110 X 1,1024= 121.264t.

Q/ml = 121.264/6.1 = 19,88t/ml.

V.2.4) système D240 « charge exceptionnelles »:

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de longe.

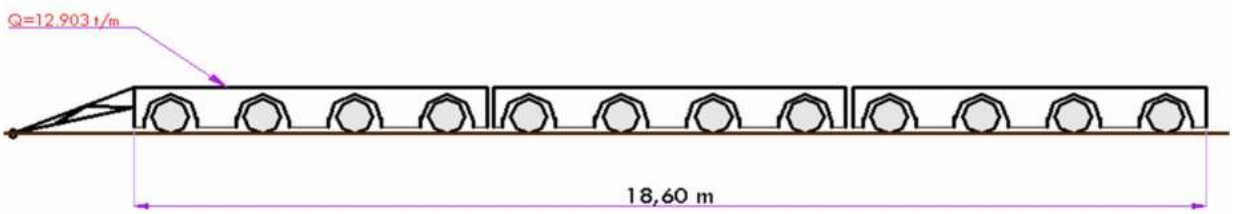


Figure 5-7: convoi D_{240} longitudinalement

Q/ml = 240/18.6 = 12.903 t/ml.

V.2.5) Les surcharges sur trottoirs :

La surcharge de trottoir est une charge uniformément répartie, il y a deux cas de surcharges de trottoirs :

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

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de
150 Kg/m2 (selon le fascicule61 titre II)
Trottoir de 1.5m et charge de 0.150t / m2 donc :
Tr (1t)= 1.5m x 0.150t = 0.225 t/ml

V.2.6) le vent (W) :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, lorsque le vent souffle le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les efforts du vent et des charges ne sont pas susceptibles de ce cumulé.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale:

- P=2.00kn/m2 pour les ouvrages en service.
- P=1.25kn/m2 pour les ouvrages en cours de construction (durée un mois).

V.2.7) le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par
Conséquent de garantir la sécurité structurale.
Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante
Définies comme suit :
Zone 0 : sismicité négligeable
Zone I : sismicité faible
Zones IIa et IIb : sismicité moyenne
Zone III : sismicité élevée
Notre ouvrage est classé en zone IIb.
L'accélération verticale : Kh.G.
L'accélération horizontale : Kv. G.

V.2.8) Température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse.

La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit $\Delta T=10°$.

V.2.9) Forces de freinage :

Pour la vérification de l'aptitude au service la valeur de courte durée de la résultante totale des forces de freinage est égale à 2% Rmax (Rmax : la réaction max).

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

V .3) Combinaisons des charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre(G)	1.35	1
Surcharges A(L)	1.6	1.20
Système BC	1.6	1.20
militaire MC120	1.35	1
Exceptionnelles D_{240}	1.35	1
Température (ΔT)	0	0.5
Trottoirs	1.6	1.2

Tableau : 5-11 les coefficients de combinaison.

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

-G : les charges permanentes.

- Qr : charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

- W : action du vent.

Les combinaisons des charges prévues sont :

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaisons
A L'E.L.U	1	$1,35G+1,6A(L)$
	2	$1,35G+1,6B_c$
	3	$1,35G+1,35M_{c120}$
	4	$1,35G+1,35D_{240}$
	5	$G+Q_r$
A L'E.L.S	6	$G+1,2A(L)$
	7	$G+1,2B_c$
	8	$G+M_{c120}$
	9	$G+D_{240}$
	10	$G+1,2A(L)+0,5\Delta T$
	11	$G+1,2B_c+0,5\Delta T$
	12	$G+M_{c120}+0,5\Delta T$
	13	$G+D_{240}+0,5\Delta T$

Tableau 5-12: les combinaisons.

CHAPITRE VI : CALCULE DES CHARGES ET SURCHGES

VI-Introduction :

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Les surcharges à prendre en compte : A (L), Bc, Bt, Br, Mc120, D240.

VI-1 Calcul des éléments de réductions dus aux charges :

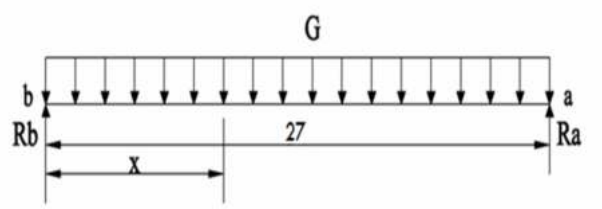
VI-1-1. Poutre seule :

G = 1.309 t/ml

Ra = Rb = 17.6715 t.

$M_0(x) = Ra\ x - G\ x^2/2.$

$T(x) = Ra - G\ x$



Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t.m)	T (t)
0,00 L	0	17.672	0	17.6715
0,25 L	6,75	/	89.462	8.836
0,5 L	13.5	/	119.28	0

Tableau 6-1: Poutre seule

VI-1-2. Dalle:

G= Gdalle = 0.725 t /ml.

Ra = Rb = 9.7875 t.

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t.m)	T (t)
0,00 L	0	9.7875	0	9.7875
0,25 L	6.75	/	49.54	4.893
0,5 L	13.5	/	66.0656	0

Tableau 6-2: la dalle

VI-1-3. Superstructure :

CCP = 0.4846t.

Ra = Rb = 6.5421 t.

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t,m)	T (t)
0,00 L	0	6.5421	0	6.5421
0,25 L	6.75	/	33.119	3.271
0,5 L	13.5	/	44.159	0

Tableau 6-3: superstructure

VI-1-4. Tableau récapitulatif des M, T, R:

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t,m)	T (t)
0,00 L	0	34.0011	0	34.0011
0,25 L	6.75	/	172.121	17
0,5 L	13.5	/	229.5046	0

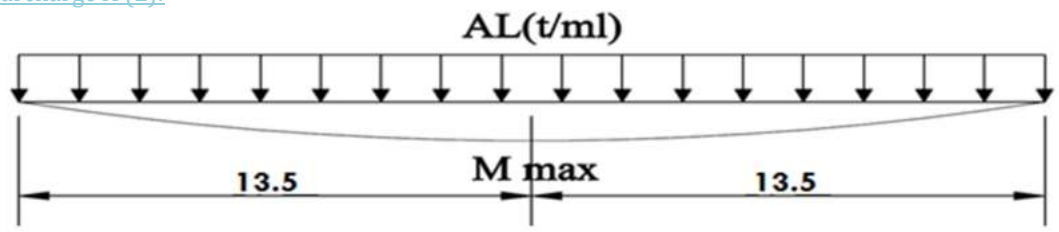
Tableau 6-4: Tableau récapitulatif

VI-2. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

VI-2-1.Moment fléchissant :

VI-2-1-1.Moment fléchissant à x=0,5L :

A. Surcharge A (L):



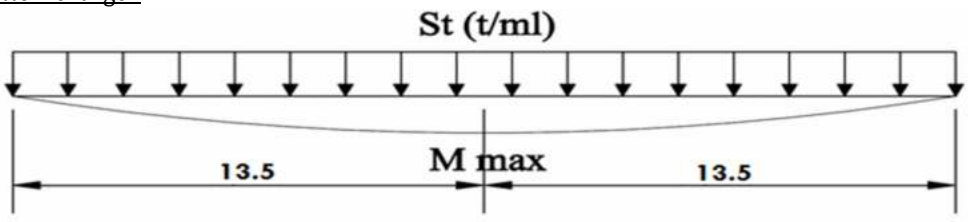
L=26 m.
Le moment max se trouve au milieu de la portée.
$M_{Max} = A(L) \times L^2/8$.
Les résultants sont inscrits dans le tableau suivant:

Nombre de voie chargée	L (m)	A (L) (t/ml)	M max (t.m)	M_0(t.m)
1	26	4.0355	340.9997	56.84
2	26	8.071	681.9995	113.67

Tableau 6-5: Surcharge A (L)

B. Surcharge sur trottoir :

➢ Un trottoir chargé :



L=27 m.
S trottoir = 0.225 t/ml.
Le moment max se trouve au milieu de la portée.
$M_{Max} = S\ trottoir \times L^2/8$.
Les résultants sont inscrits dans le tableau suivant:

trottoirs chargés	L (m)	S trottoir	M max (t.m)	M_0(t.m)
1	27	0,225	20.503	3,42

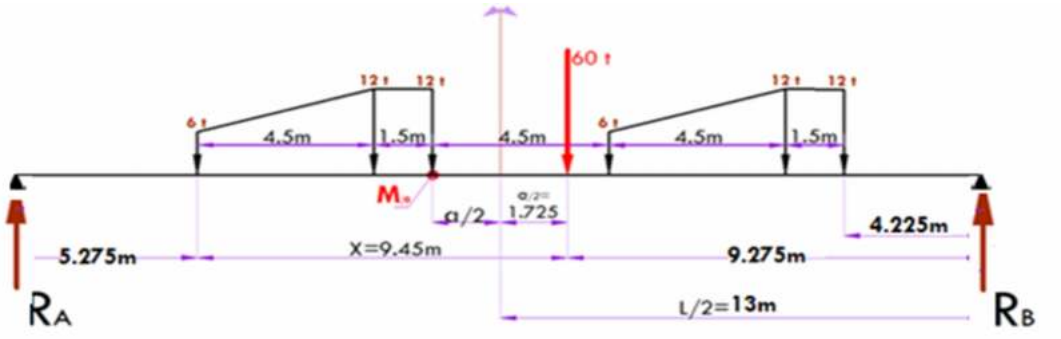
Tableau 6-6: Surcharge sur trottoir

C. Système B :

C. 1. Système Bc :

Théorème :

« Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) et la résultant r de tous les charge selon symétriquement par rapport au centre de la poutre ».



D'après M^R BARRES

$Mt/_A = R \times X$; Donc X=9.45m

$X = \frac{1}{60} \times (12x4.5+12.6+6x10.5+12x15+12x16.5) = 9.45$ m

$\alpha = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45$ m donc $\frac{\alpha\alpha'}{2} = 1.725$ m

$M^T{}_{Bc} = M/_0$ implique que $\sum M/_A = 0$ donc $R_B = \frac{1}{26}(60x14.725)$

$R_B = 33.98$ t implique que $R_A = 60 - 33.98 = 26.02$ t

$M/_0 = RA \times 11.275 - 6x6 - 12x1.5 = 239.3755$ t.m

1ere cas : une file de Bc :

$M_{Bc1} = M/0 \times bc \times \delta 1 = 239.3755 \times 1.2 \times 1,063 = 305.347$ t.m

2eme cas : deux files de Bc :

$M_{Bc2} = M/_0 \times nbvoies \times bc \times \delta_2 = 239.3755 \times 1.1 \times 1,073 \times 2 = 565.07$ t.m

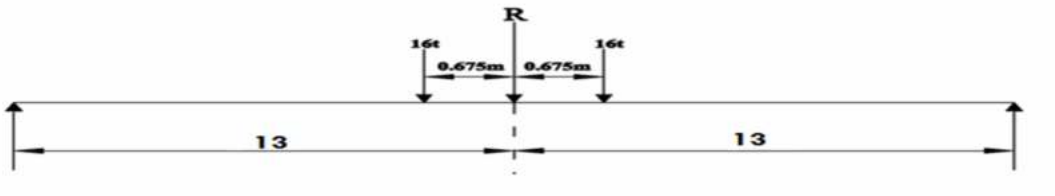
Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	bc	δ	M max	M max (t.m)	M_0 (t.m)
1	1,2	1,0898	1 x 1,2 x 1,063 x239.3755	305.347	50.89
2	1,1	1,1094	2 x 1,1 x 1,073 x239.3755	565.07	60.85

Tableau 6-7: Système Bc

D. 2. Système Bt :

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre.

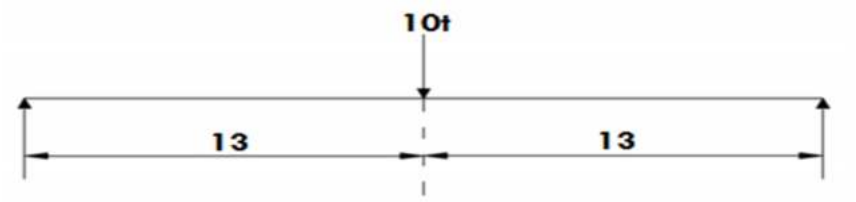


M max =R x L/4 = 32 x 26/4 = 208 t.m.
Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant:

Nombre de tandem	bt	δ	M max	M max (t.m)	M_0(t.m)
1	1	1,0761	1 x 1 x 1,0761x 208	223,83	37,31
2	1	1,0871	2 x 1 x 1,0871x 208	452,23	75,37

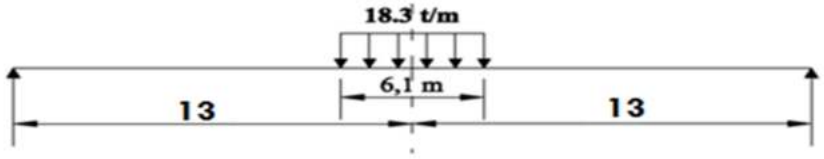
Tableau 6-8: Système Bt

C. 3. Système Br :



M = PL/4 = (10 x 26)/4 =65 t.m
M max=M x δ =65 x 1, 0686= 69.46t.m
M max = 69.46 t.m
M_0 =11.58 t.m.

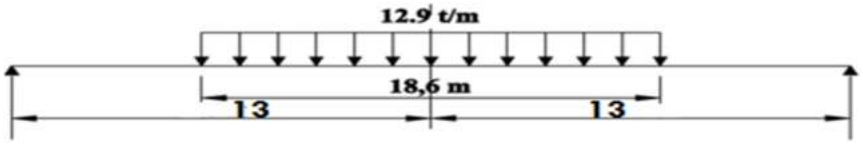
D. Système MC 120 :



M max = R x L/2 – q x $(3.05)^2$/2 = 55 x 13 - 18.03 x 9.3025/2 = 631.14 t.m
M max p = M max x δ = 631.14 x 1, 1024= 695.77 t.m
M max = 695.77 t.m
M_0 = 115, 96 t.m

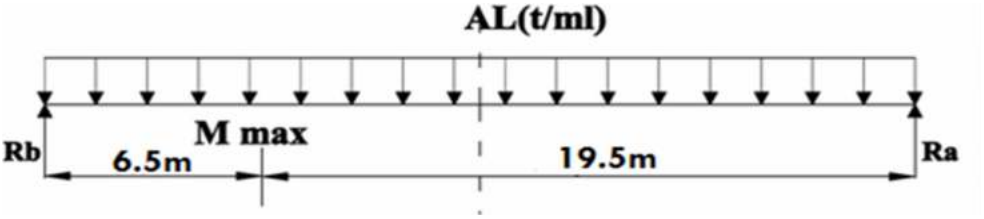
E. Charge exceptionnelle D240 :

M max= R x L/2 – q x $(9.3)^2$/2 = 120 x 13- 12.9 x 86.49/2 = 1002.14t.m
M max p= 1002.14 t.m
M_0 = 167, 02 t.m



VI-2-1-2. Moment fléchissant à x=0,25L :

A. Surcharge A (L):



L=26 m.

Le moment au droit du quart de la portée est donné par l'expression suivant :

M Max = (3/4) A(L) x L^2/8.

Les résultats pour tous les autres cas de chargement sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voie chargée	L (m)	A (L) (t/ml)	M max (t.m)	M_0 (t.m)
1	26	4.0355	255.75	42.62
2	26	8.071	511.5	85.25

Tableau 6-9: Surcharge A (L)

B. Surcharge des trottoirs :

➢ Un trottoir chargé :

L =27 m.

Le moment au droit du quart de la portée est donné par l'expression suivante :

M Max = (3/4) St x L^2/8

Les résultats pour tous les autres cas de chargement sont inscrits dans le tableau suivant:

Trottoirs chargés	L (m)	S trottoir	M max (t .m)	M_0 (t.m)
1	27	0,225	15.38	2,56

Tableau 6-10: Surcharge sur trottoir

C. Système B :

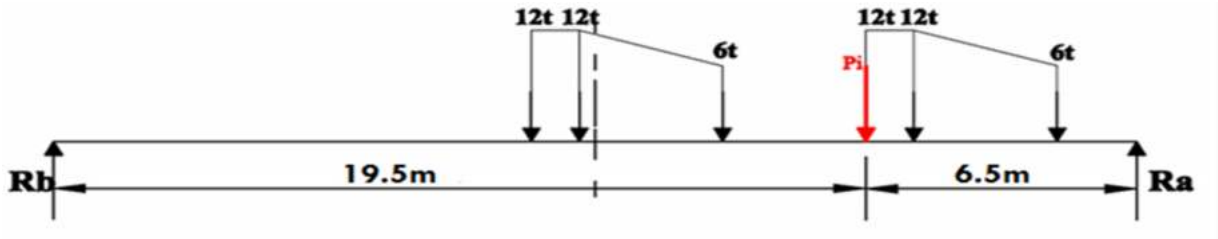
Théorème de barrée :

« Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) et la résultant r de tous les charge selon symétriquement par rapport au centre de la poutre ».

C. 1. Système Bc :

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi R = 60 t.



Calcul des réactions :

Ra+Rb = 60 t.

∑M/Ra= Rbx26= 12x17 – 12x15.5 – 6x11– 12x6.5 – 12x5 - 6x0.5 = 0

Rb = 597 / 34 =22.96 t.

Ra = 37.04 t.

Calcul du M max :

M max = Ra x 6.5 - 12 x 1.5 - 6 x 6 = 186.76 t.m

M_0 = 31.13 t.m.

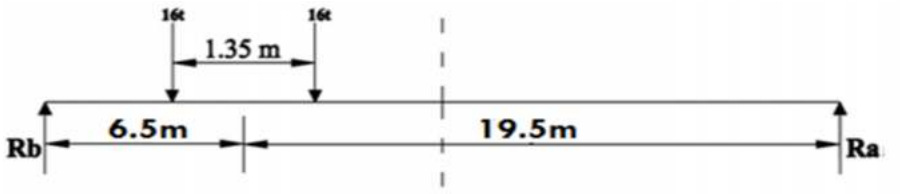
Les résultats pour tous les autres cas de chargement sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	bc	δ	M max	M max (t .m)	M_0 (t.m)
1	1,2	1,0898	1 x 1,2 x 1,0898x 186.76	244.24	40.71
2	1,1	1,1094	2 x 1,1 x 1,1094x186.76	455.82	75.97

Tableau 6-11: Système Bc

C. 2. Système Bt :

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médian de la poutre.



Calcul des réactions :

Ra+Rb = 32 t.

∑M/Rb= Rax26= 32x6.5 = 0

Ra = 208 / 26 =8 t.

Rb = 24 t.

Calcul du M max :

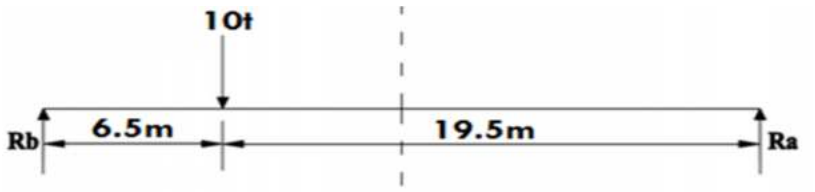
M max = Ra x L/4 = 24 x 6.5 = 156 t.m.

Les résultats pour tous les autres cas de chargement sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de tandem	bt	δ	M max	M max (t.m)	M_0 (t.m)
1	1	1,0761	1 x 1 x 1,0761x 156	167,87	27,98
2	1	1,0871	2 x 1 x 1,0871x 156	339,17	56,53

Tableau 6-12: Système Bt

C. 3. Système Br :



Calcul des réactions :

Ra+Rb = 10 t.

∑M/Rb= Rax26= 10x6.5 = 0

Ra = 65 / 26 =2.5 t.

Rb = 7.5 t.

Calcul du M max :

M max = Ra x L/4 = 7.5 x 6.5 = 48.75 t.m.

M max=M x δ = 48.75 x 1, 0686= 52.09 t.m

M max = 52.09 t.m

M_0 = 8.68t.m.

D. Système MC 120 :



Calcul des réactions :

Ra+Rb = 110 t.

∑M/Rb=Rax26- 110x6.5 = 0

Ra = 715 / 26=27.5t.

Rb = 82.5 t.

Calcul du M max :

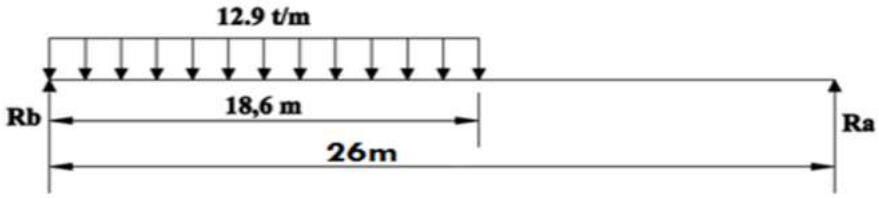
M max= Rb x L/4 – q x (3.05)2/2 = 82.5 x 6.5- 18.03 x 9.3025/2 = 452.39 t.m.

M max p = M max x δ = 452.39 x 1, 1067= 500.66 t.m

M max p = 500.66 t.m

M_0 = 83.44 t.m.

E. Charge exceptionnelle D240 :



Calcul des réactions :

Ra+Rb = 240 t.

∑M/Rb=Rax26- 240 x 9.3 = 0

Ra = 2232 /26 =85.85t.

Rb = 154.15 t.

Calcul du M max :

M max = Ra x L/4 – q x $(L)^2$ /32 = 85.85t x 6.5 - 12.9 x $(26)^2$/32 = 285.51 t.m

M max = 285.51 t.m

M_0 = 47.59 t.m.

Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

Désignation		pour X= 0,25 L		Pour X= 0,5 L	
		M max (t.m)	M 0(t.m)	M max (t.m)	M 0 (t.m)
Surcharge A (L)	1voie chargée	255.75	42.62	340.9997	56.84
	2voies chargées	511.5	85.25	681.9995	113.67
Trottoirs	1 trottoir	15.38	2,56	20.503	3,42
Système Bc	1voie chargée	244.24	40.71	305.347	50.89
	2voies chargées	455.82	75.97	565.07	60.85
Système Bt	1 Tandem	167,87	27,98	223,83	37,31
	2 Tandem	339,17	56,53	452,23	75,37
B r		52.09	8.68	69.46	11.58
Convoi Mc120		500.66	83.44	695.77	115,96
Convoi D240		285.51	47.59	1002.14	167, 02

Tableau 6-13: Tableau récapitulatif

VI-2-2. Efforts tranchants:

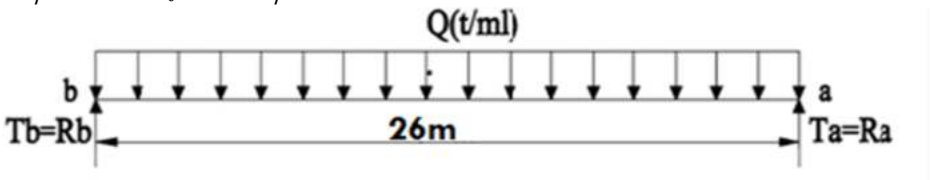
VI-2-2-1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour x = 0.00L :

A. Surcharge A(L) :

L=26 m.

L'effort tranchant max se trouve aux extrémités de la portée.

T Max = A (L) x L/2. D'où : T_0 = T Max / 6



Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant:

Nombre de voie	L (m)	A(L) (t/ml)	T max (t)	T_0 (t)
1	26	4.0355	52.46	8,74
2	26	8.071	104.92	17,48

Tableau 6-14: Surcharge A (L)

B. Surcharge sur trottoir :

➢ Un trottoir chargé :

L=27 m.

S trottoir = 0.225 t/ml.

L'effort tranchant max se trouve aux extrémités de la portée.

T Max = $S_{trottoir}$ x L/2. D'où : T_0 = T Max / 7

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant:

Nombre de voie	L (m)	St (t/ml)	T max (t)	T_0 (t)
1	27	0.225	3,04	0,51

Tableau 6-15: Surcharge sur trottoir

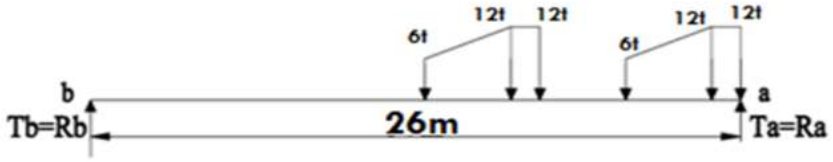
C. Système B :

C.1. Système Bc :

L'effort tranchant max pour chaque file est donné par la formule suivante :

T Max = nombre de voie x Ta x bc x δ

D'où : T_0 = T Max / 6



1ere cas : une file de Bc :

∑M/B=0 donc on a : RA x26=12x26+12x24.5+6x20+12x15.5+12x14+6x9.5=1137 t.m

Donc RA= $\frac{1137}{26}$ =43.73 t donc : RB=RMAX=60 -43.73= 16.27 t

R (1Bc) = RB x bc x δ_1=43.73 x 1.2 x 1,0898= 57.188 t

2eme cas : deux files de Bc :

R (2Bc) = RB x bc x nb voies x δ δ_2=43.73x 1.1 x 2 x 1,1094= 106.73 t

Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voie	Ta (t)	bc	δ	T max (t)	T_0 (t)
1	43.73	1,2	1,0898	57.188	9,53
2	43.73	1,1	1,1094	106.73	17,79

Tableau 6-16: Système Bc

C.2. Système Bt :

L'effort tranchant max pour chaque tandem est donné par la formule suivante :

T Max = nombre de tandem x Ta x bt x δ D'où : T_0 = T Max / 6

1ere cas : un tandem de Bt :

∑M/B=0 donc on a :

RA x26= (16 x 26) + (16x24.65)

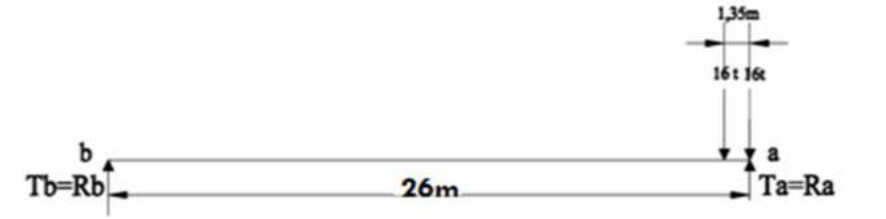
Donc : RA= $\frac{(16 \times 26)+(16 \times 24.65)}{26}$ =31.17 t

RB =32-31.17= 0.83 t

RMAX (1Bt) = RA x bt x $\delta\delta_1$==31.17 x 1.00 x 1,0761= 33.54 t

2eme cas : deux tandems de Bt :

RMAX (2Bt) = RB x bc x nb voies x $\delta\delta_2$==31.17 x 1.00 x 2 x 1,0871= 67.77 t

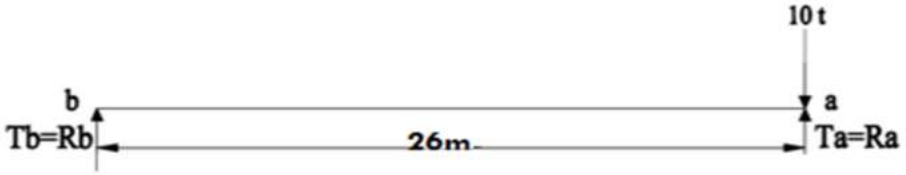


Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de tandem	Ta (t)	bt	δ	T max (t)	T_0 (t)
1	31.17	1	1,0761	33.54	5.59
2	31.17	1	1,0871	67.77	11.29

Tableau 6-17: Système Bt

C.3. Système B r :



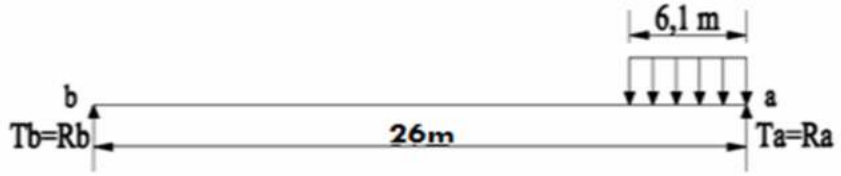
P = 10 t.

T Max =P x δ D'où : T0 = T Max / 6.

T Max = R(Br) = RA x δ_1=10.00 x1, 0681= 10.681 t

D'où : T_0 = 10.68 / 6 =1.78 t

D. Système MC 120 :



T Max = Ta x δ D'où : T_0 = T Max / 6

∑M/B=0 donc on a :

RA x26=110x3.05m

Donc Ta = RA= $\frac{110x3.05}{26}$ =12.903 t

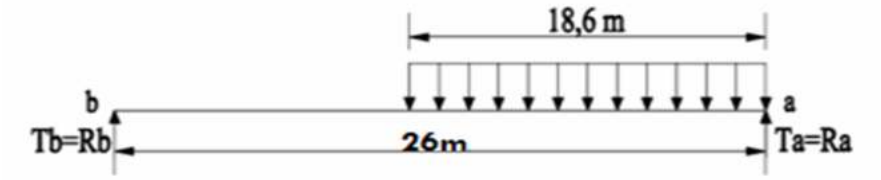
R_B=R_{Mc120}=110-12.903 = 97.097 t

T Max = R(MAX) = RB x δ =97.097x1, 1024= 107.039 t

T Max =107.039 t D'où :

T_0 = 107.039 / 6 = 17.84 t

E. Charge exceptionnelle D240 :



∑M/B=0 donc on a :

RB x26=240x9.30m

Donc RB= $\frac{240x9.30}{26}$ =85.82 t

T Max = RA=RMAX= R (D240)= 240-85.82 = 154.18 t

D'où : T_0 = 154.18 / 6 = 25.69 t

VI-2-2-2. Efforts tranchants dus aux surcharges pour x = 0.25L :

A. Surcharge A(L) :

L=26 m.

T Max = A (L) x L/4.

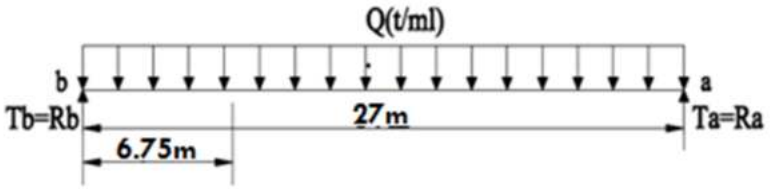
D'où : T_0= T Max / 7

Les résultants sont inscrits dans le tableau suivant:

Nombre de voie	L (m)	A(L) (t/ml)	T max (t)	T_0(t)
1	26	4.0355	26.23	4.37
2	26	8.071	52.46	8.74

Tableau 6-18: Surcharge A (L)

B. Surcharge sur trottoir :



➢ Un trottoir chargé :

L=27 m.

S trottoir = 0.225t/ml.

T Max = S trottoir x L/4. D'où : T_0= T Max / 6

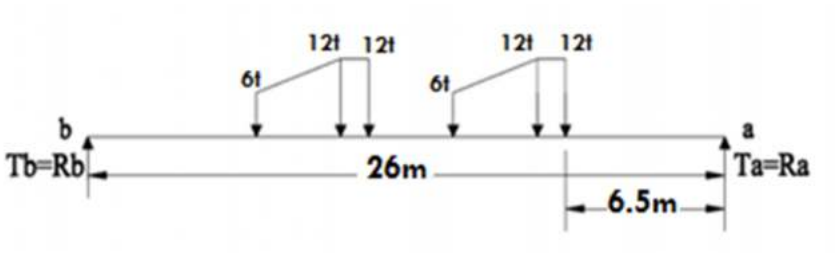
Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant:

Nombre de voie	L (m)	St (t/ml)	T max (t)	T_0(t)
1	27	0.225	1.52	0,25

Tableau 6-19: Surcharge sur trottoir

C. Système B :

C.1. Système Bc :



Ta = (1 /26) [12x19.5 + 12 x18 + 6 x13.5 + 12 x9 + 12 x7.5 + 6 x 3]

Ta = 28.73 t.

L'effort tranchant max pour chaque file est donné par la formule suivante :

T Max = nombre de voie x Ta x bc x δ

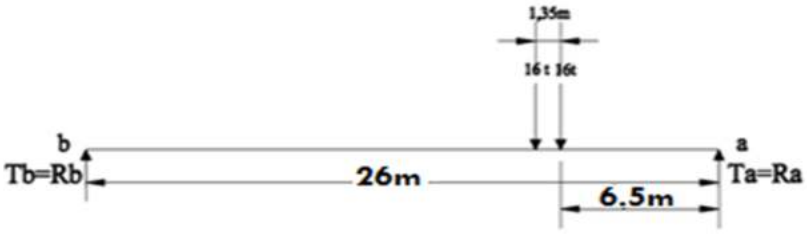
D'où : T_0= T Max / 6

Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voie	Ta (t)	bc	δ	T max (t)	T_0(t)
1	28.73	1,2	1,0898	37.57	6,26
2	28.73	1,1	1,1094	70.12	11,68

Tableau 6-20: Système Bc

C.2. Système Bt :



Ta = (1 /26) [16x19.5+ 16 x18.15].

Ta = 23.17 t.

L'effort tranchant max pour chaque tandem est donné par la formule suivante :

T Max = nombre de tandem x Ta x bt x δ

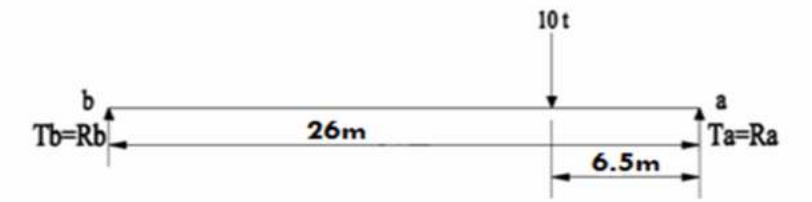
D'où : T_0= T Max / 6

Les résultats pour tous les cas sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de tandem	Ta (t)	bt	δ	T max (t)	T_0(t)
1	23.17	1	1,0761	24.93	4.16
2	23.17	1	1,0871	50.38	8.4

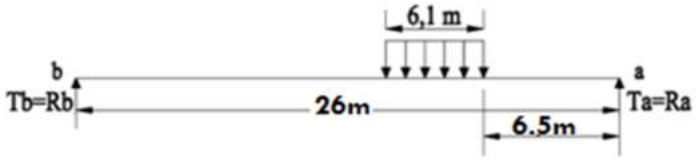
Tableau 6-21: Système Bt

C.3. Système B r :



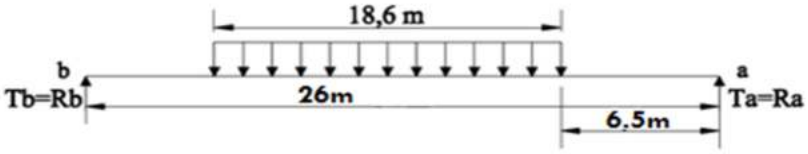
P = 10 t.
Ta = (1 /26) [10x19.5].
Ta = 7.5 t.
T Max = Ta x δ D'où : T 0= T Max / 6
T Max =7.5 x 1,0681=8.01 t
D'où : T_0= 8.01 / 6 = 1.35 t

D. Système MC 120 :



Ta = [110 x (19.5 – 3.05)] / 26 = 69.59 t.
T Max = Ta x δ D'où : T_0= T Max / 6
T Max =69.59 x 1,1024=76.71 t
D'où : T_0 = 76.71 / 6 = 12.78 t

E. Charge exceptionnelle D240 :



T Max = [240 x (19.5 – 9.3)] / 26 = 94.15 t.
D'où : T_0 = 94.15 / 6 = 15.69 t.
Tableau récapitulatif des efforts tranchant dus aux surcharges :

Désignation		pour X= 0,00 L		Pour X= 0,25 L	
		T max (t.m)	T 0(t.m)	T max (t.m)	T 0 (t.m)
Surcharge A (L)	1voie chargée	52.46	8,74	26.23	4.37
	2voies chargées	104.92	17,48	52.46	8.74
Trottoirs	1 trottoir	3,04	0,51	1.52	0,25
Système Bc	1voie chargée	57.188	9,53	37.57	6,26
	2voies chargées	106.73	17,79	70.12	11,68
Système Bt	1 Tandem	33.54	5.59	24.93	4.16
	2 Tandem	67.77	11.29	50.38	8.4
B r		10.681	1.78	8.01	1.35
Convoi Mc120		107.039	17.84	76.71	12.78
Convoi D240		154.18	25.69	94.15	15.69

Tableau 6-22: Tableau récapitulatif

VI-3. Combinaison des charges :

Le moment le plus défavorable est obtenu sous la combinaison suivante :

Mmax = G + MAX {1.2 [MAX (Al, BC, Mc120) +Tr)} ou D240.

Mmax = 1377 + MAX {1.2 [MAX (681.99, 565.07, 695.77) +20.503)} ou 1002.14

Mmax = 1377+1002.14

Mmax = 2379.14 t.m

L'effort tranchant le plus défavorable est obtenu sous la combinaison suivante :

Tmax = G + MAX {1.2 [MAX (Al, BC, Mc120) +Tr)} ou D240.

Tmax = 204 + MAX {1.2 [MAX (104.92, 107.039, 106.73) +3.04)} ou 154.18

Tmax = 204+MAX {132.09 ,154.18}

Tmax = 358.18 t

CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.) Introduction :

Le calcul de sollicitation longitudinale se fait en considérant la structure comme un élément barre; mais en effet pour un calcul exact des sollicitations de notre tablier il faux savoir comment ces effort ce répartissent transversalement pour avoir bien armée notre construction, et ses éléments.

Calcule la répartition transversale dus au surcharges en utilisant la méthode de GUYON-MASSONNET

Guyon a montré, en 1946, la possibilité de calculer des dalles orthotropes à rigidité torsionnelle négligeable pour une charge quelconque, à l'aide de la méthode des coefficients de répartition. C'est par ce même procédé qu'il a ensuite calculé les plaques isotropes en 1949 .Massonnet généralisa les relations trouvées par Guyon et minimisant l'effet de la torsion, dans les calculs .Ainsi se sont trouvés réunis les avantages de la méthode des coefficients de répartition.

Plusieurs auteurs ont amélioré, élargi ce qui est important, vérifié expérimentalement, sur modèles et sur constructions réalisées, cette méthode rigoureuse, rapide et avantageuse.

L'ensemble des matières de cette méthode de calcul des grillages de poutre (parfois appelée méthode de Guyon Massonnet d'après ses auteurs) était dispersé, jusqu'ici, dans un grand nombre de mémoires. L'un des auteurs de présent ouvrage (R.Bares) s'est fixé comme but de les résumer et de les examiner systématiquement dans son livre publié en langue tchèque.

Il a précisé et élargi les tableaux originaux de Massonnet contenant les coefficients pour le calcul des déplacements verticaux et des moments , calculés en supposant le coefficient de poisson égale à Zéro .il a établi , de même , des tableaux de coefficients pour le calcul de ces grandeurs en supposant le coefficient de poisson égale à 1,5 ainsi que des tableaux de coefficient pour le calcul des efforts tranchants et réactions .Par une série d'autres compléments pratique ,surtout à des constructions Continues ,à portiques, de plancher, précontraintes ...Etc.

VII.1) calcul de la répartition de moment fléchissant longitudinal :

VII.1.1) Détermination des paramètres de calcul :

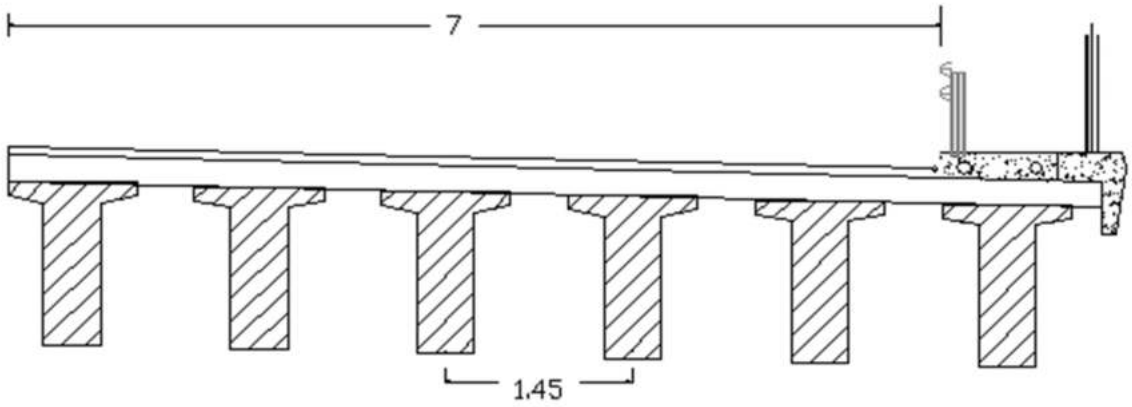


Figure 7-1 : position des poutres transversalement

-La largeur active (B) :

Le pont est constitué de 6 poutres (n =6), espacées de b_0 =1.45m (entre-axe des poutres)

Donc la largeur active du pont sera : $B/2=b=\frac{n}{2}b_0=\frac{6}{2}$ x 1.45= **4.35 m**

-Position active des poutres :

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante :

(-0.8575b ; -0.5717b ; -0.2858b ; 0 ; 0.2858b ; 0.5717b ; 0.8575b)

VII.1.2) méthode de Détermination des coefficients de Guyon-Massonnet :

Comme on a dit précédemment, le calcule de la répartition transversale des efforts par la méthode de Guyon-Massonnet nécessite de trouver plusieurs paramètres dépond du comportement physique de notre structure, tous ca pour avoir déterminé les coefficients de répartition transversale **K**.

Tous ses coefficients dépendent de deux paramètres essentiels :

Paramètre d'entretoisement : (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

Paramètre de torsion : (caractérise la torsion du pont)

$$\alpha=\frac{\gamma_P+\gamma_E}{2\sqrt{\rho_p\rho_E}} \quad \text{Tell que} \quad 0\le\alpha\le 1$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc :

$\rho_P=\frac{B_p}{b_1}=\frac{E I_P}{b1}$ et $\rho_E=\rho_D=\frac{E I_D}{l_1}$

$\gamma_E=\gamma_D=\frac{C_D}{l1}$ et $\gamma_P=\frac{C_P}{b1}$

$I_p=I_0+\frac{1}{3\pi}(I_M-I_0)$

$C_p=\frac{G}{3}\left(\sum b_i h_i^3+\frac{b}{2}h^3\right)$

Avec

$G=E / 2 (1 + \nu)$

b : demi largeur active de la dalle

l : portée de la travée

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises qui représente la dalle par unité de largeur.

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

γ_E : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

b_1 : distance entre-axe des poutres.

l_1 : distance entre-axe des entretoises.

I_0 : Inertie de la Section de la poutre a l'about.

I_M : Inertie de la Section de la poutre a mi-travée.

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

(Dans notre cas on considère la dalle comme une entretoise «l_1=1m»).

VII.1.3) Détermination des coefficients α et θ :

On a La distance entre-axe des poutres est $b_0 = 1.45$ m

Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calcules :

$$I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) \frac{1}{3\pi}$$

Avec:

$I_0 = 19749076.7$ cm⁴

$I_M = 16916619$ cm⁴

Donc:

$I_P = 19749076.7 + 8 (16916619 - 19749076.7)/9.423 = 17344358.29$ cm⁴ $= 0.0244$ m⁴

Rigidité flexionnelle de la poutre (/ml) :

$b_1 = b_0$

$$\rho_P = (E I_P / b_0) = E \times \frac{17344358.29}{145} = 119616.26\ E$$

Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$I_D = (l_1 \times \frac{d^3}{12}) = 100 \times (20)^3/12 = 66666.667 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / l_1 = 666.667\ E$$

$$\theta = \frac{4.35}{26} \sqrt[4]{\frac{119616.26\ E}{666.667\ E}} = 0.612$$

Donc : θ = 0.612

Paramètre de torsion :

Calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et la dalle part unité de largeur

$\gamma_E = \gamma_D = \frac{C_D}{l1}$ et $\gamma_p = \frac{C_P}{b1}$

$C_p = \frac{G}{3}\left(\sum b_i h_i^3 + \frac{b}{2} h^3 \right)$ Avec $G = E / 2(1 + \nu)$

Donc : on aura la rigidité comme suite :

$C_p = \frac{G}{3}(116.3 \times 44^3 + 100 \times 13.7^3 + \frac{145}{2} 20^3)$

$C_P = 3581344.833\ G$ tell que $G = E/2.4$

$C_P = 3581344.833 \times E/2{,}4$

$C_P = 1492227.014\ E$

$C_E = C_D = 2GI_E$

Avec :

I_E : inertie de la dalle

$I_E = I_D = l_0 \times d^3 / 12$

$G = [E / 2(1+\nu)]$

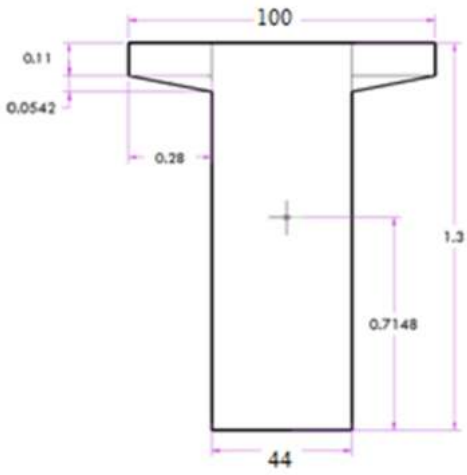


Figure7 -2 : les dimensions de la section de la poutre à l'about

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson dépend de la nature des matériaux.

pour le béton précontraint il est recommandée de prendre $\nu = 0.20$

D'où

$G = 0.4166\ E$

$C_E = (2 \times 0.4166\ E \times l_0\ d^3)/12 = 55546.667\ E$

Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :

$\gamma_P = C_p / b1 = 1492227.014\ E / 145 = 10291.22\ E$

Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :

$\gamma_D = \gamma_E = C_E / l1 = 55546.667\ E / 100 = 555.466\ E$

$\alpha = \frac{10291.22\ E + 555.466\ E}{2E\sqrt{119616.26 \times 666.667}}$ Donc : α Sera: $\alpha = 0.6073$

VII.1.4) Coefficients de répartition transversale K_{α} moy :

$K = f(\theta ; \alpha ; Y)$

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement θ ;
- Du paramètre de torsion α ;
- De l'excentricité relative (e/b) ;
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment;
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée)

Les valeurs de K pour (α=0 et α=1) dans le cas de θ entre (0 et 2), sont consignée dans les tableaux de Massonnet, donc pour un calcule rigoureux de K dans le cas (0 < α <1) on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

Si $0 < \theta \leq 0.1$ la formule d'interpolation sera $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05}$

Sinon si 0.1<θ≤1 la formule d'interpolation sera $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\left(1 - e^{\frac{0.065 - \theta}{0.665}}\right)}$

Sinon 1.0 <θ la formule d'interpolation sera $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

**Puisque $0.1 < \theta = 0,612 < 1,00$ notre cas est la deuxième.

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur θ= 0.6 et θ= 0.65 pour trouver les valeurs correspondants θ= 0.612.

Avec : α=0.6073 et θ= 0.612 on aura :

Les tableaux donnant Kα :

➢ Pour α=0 :

Thêta= 0.612	Alfa=0 K0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.2970	0.6789	1.0465	1.3509	1.4872	1.3509	1.0465	0.6789	0.2970
b/4	-0.2030	0.2027	0.6094	1.0066	1.3509	1.5454	1.4931	1.3030	1.0763
b/2	-0.5233	-0.1633	0.2083	0.6094	1.0465	1.4931	1.8664	2.0751	2.2163
3b/4	-0.7540	-0.4685	-0.1633	0.2027	0.6789	1.3030	2.0751	2.9241	3.7383
b	-0.9577	-0.7540	-0.5233	-0.2030	0.2970	1.0763	2.2163	3.7383	5.5406

Tableau7-1 : k_0 pour a=0 ; 1

➢ Pour α=1 :

Thêta= 0.612	Alfa=1 K1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.77836	0.87787	0.99885	1.12757	1.19816	1.12757	0.99885	0.87787	0.77836
b/4	0.56712	0.66575	0.79224	0.95325	1.12757	1.24706	1.22811	1.15222	1.07574
b/2	0.42227	0.51208	0.63034	0.79224	0.99885	1.22811	1.41296	1.46998	1.47625
3b/4	0.32415	0.40454	0.51208	0.66575	0.87787	1.15222	1.46998	1.7734	1.98594
b	0.25175	0.32415	0.42227	0.56712	0.77836	1.07574	1.47625	1.98594	2.57992

Tableau7-2 : k_1 pour a=1 ; 1 et θ=0.612

Thêta= 0.612	Alfa=0.6073 Kα								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.66094	0.82934	1.01049	1.18206	1.26867	1.18206	1.01049	0.82934	0.66094
b/4	0.37927	0.55279	0.74763	0.96626	1.18206	1.31985	1.29277	1.18901	1.07587
b/2	0.19161	0.34733	0.52738	0.74763	1.01049	1.29277	1.52357	1.61760	1.65679
3b/4	0.06115	0.19157	0.34733	0.55279	0.82934	1.18901	1.61760	2.05411	2.41341
b	-0.04328	0.06115	0.19161	0.37927	0.66094	1.07587	1.65679	2.41341	3.30216

Tableau7-3 : k_α pour a=0.6073 et θ=0.612

Mais si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait d'interpoler en fonction θ et α et on tracer la ligne d'influence propre a cette poutre.

L'ouvrage consternée par l'étude est d'une largeur active de 4.35 x 2 m porté par 6 sept poutres espacés également de 1.45 m.

A partir du tableau ci-après ; on peut conclus les coefficients de répartition transversale de notre cas :

Thêta=0.612			Alfa=0.6073								
Alpha=0.6073			K_α								
Y e		poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	0.725	0.4731	0.6449	0.8352	1.0381	1.2109	1.2739	1.1986	1.0691	0.9375
b/4	1.0875										
b/2	2.175	1.45	0.1277	0.2315	0.3515	0.4984	0.6736	0.8618	1.0157	1.0784	1.1045
3b/4	3.2625	2.175	0.1655	0.3219	0.5030	0.7263	0.9977	1.3021	1.5784	1.6948	1.5246
b	4.35										

Tableau7-4 : ka pour les déférant positions des poutres

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc , Bt ,Br) et surcharge surfacique (A(l) , accompagnés de convoi (Mc120 , D240)) pour chaque poutre comme notre cas on a sept poutres par symétrie on ne peut s' intéresser que par les moitiés c'est-à-dire trois poutres plus la poutre intermédiaire.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et on sollicite un maximum de la poutre, par exemple concernant les poutres intermédiaires, par contre les deux poutres de rive ; on ne peut pas disposer le chargement sur les poutres à cause de l'espace entre le trottoir et l'essieu qu'on ne peut dépassés les cinquante centimes (50 cm) pour Bt , Mc120 et les 25 cm pour Bc (d'après fascicule 61 titre II) par contre la convoie exceptionnel D240 il faut la mettre au milieu du tablier, autre exception pour A(l) la charge surfacique qu'on a disposé sur tout le tablier de pont.

Pour calculer ou métrer le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

Pour des surcharges concentrées (Bc, Bt): On mètre la langueur entre l'impacte de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques (A(l),Br, MC120 ,D240) : on calcule la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisé par la langueur de la voie (A(l)) ou la langueur d'impact (Mc120), la langueur de convoi D240.

Le calcul de moment longitudinal réparti de chaque poutre et de chaque système de chargement on multiplier le coefficient K par le moment longitudinal moyen (M**0** de chaque poutre).

$$M_{xt} = K\alpha moy \times M_{xm}$$

Calcul de coefficient Kαmoy :

La disposition de nos surcharges se fait convenablement après le traçage de la ligne d'influence pour chaque poutre.

On distingue deux types de surcharges :

1. Des surcharges concentrées :

$$K=\frac{\sum Pi\times Ki}{\sum Pi}=\frac{\sum Ki}{n}$$

Tel que :

K : représente l'ordonnée au droit de la surcharge Pi.

n : c'est le nombre de d'essieux de la rangée

2. Pour des surcharges surfacique :

$$K=\frac{\sum S_i}{L}$$

S_i : représente les surfaces au droit de la surcharge.

L: c'est la largeur chargé.

Application dans notre cas pour système de charge Bc une voie chargée (charge concentrée) :

Calcul le coefficient de répartition $K_{\alpha moy}$

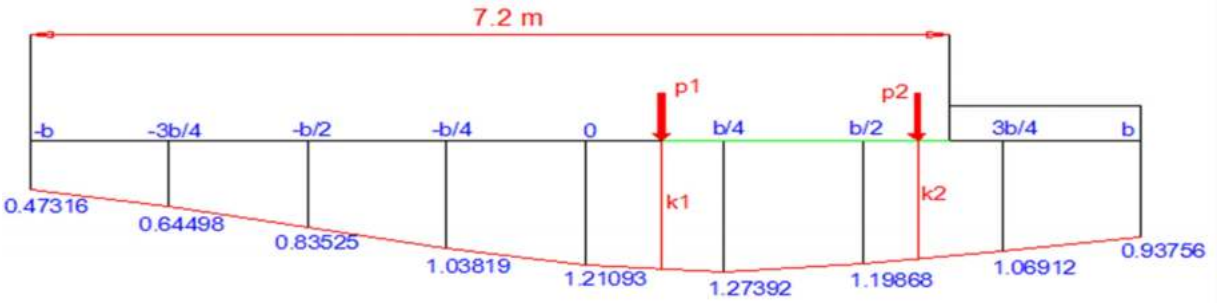


Figure 7-3 : calcule Ka moy de la 1°poutre sur l'impacte de Sys Bc

K_1= 1.14805356

K_2 = 1.24565692

$$K_{\alpha moy}=\frac{K_I+K_{II}}{2}=\frac{1.14805356+1.24565692}{2}$$

$K_{\alpha moy}$=1, 1968

Calcul du moment

$M= K_{\alpha moy}\times M_0$

M=1,2089 ×50.89=61.5209t.m

Application dans notre cas pour système de charge A(L) (charge Surfacique) :

Calcul le coefficient de répartition $K_{\alpha moy}$:

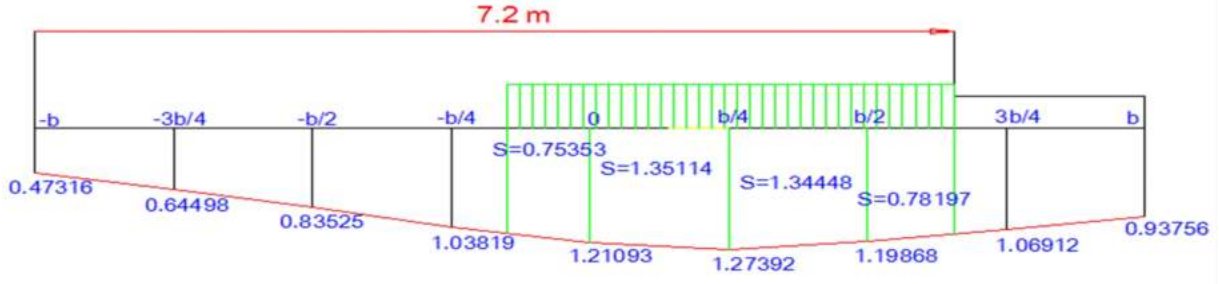


Figure 7-4 : calcule Ka moy de la 1°poutre pour système de charge A(L)

$K_1 = 1.14805356$

$K_2 = 1.17214308$

$$K_{\alpha\,moy} = \frac{K_I + K_{II}}{2} = \frac{0.75353 + 1.35114 + 1.34448 + 0.78197}{3.5}$$

$K_{\alpha\,moy} = 1,2089$

Calcul du moment

$M = K_{\alpha\,moy} \times M_0$

$M = 1,2089 \times 56.84 = 68.71388$ t.m

On applique cette procédure à toutes les valeurs des tableaux on trouve les valeurs ci-après :

- Les valeurs des coefficients de répartition transversale $K_{\alpha\,moy}$; et le moment pour chaque poutre a mi- travée (L/2)

désignation			M_0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3	
				Kα moy	M (t.m) Moment réel	Kα moy	M (t.m) Moment réel	Kα moy	M (t.m) Moment réel
Charge Permanente			229.51	1.0049	230.635	0.6659	152.831	0.9962	228.638
Surcharge A(L)	1V		56.84	1.2089	68.71388	0.8452	48.04117	1.2864	73.11898
	2V		113.67	1.0045	114.1815	0.5913	67.21307	0.8843	100.5184
Surcharge B	BC	1V	50.89	1.1968	60.90515	0.9073	46.1725	1.3948	70.98137
		2V	60.85	1.1243	68.41366	0.7235	44.02498	1.0937	66.55165
	BT	1V	37.31	1.2045	44.9399	0.88	32.8328	1.3464	50.23418
		2V	75.37	1.0672	80.43486	0.657	49.51809	0.9881	74.4731
Convoi	Mc120		115.96	1.0953	127.011	0.7091	82.22724	1.0438	121.039
	D240		167.02	1.164	194.411	0.7965	133.0314	1.0106	168.7904
Surcharge de trottoir	1T		3.42	1.0282	3.516444	1.0846	3.709332	1.6271	5.564682

Tableau7-5 : moment réal maximum pour les déférant positions des poutres

Avec : M réal $= M_0 \times K\alpha$ moy

- Les valeurs des coefficients de répartition transversale $K_{\alpha\ moy}$ et le moment pour chaque poutre a (L/4)

désignation			M0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3	
				Kα moy	M (t.m) Moment réel	Kα moy	M (t.m) Moment réel	Kα moy	M (t.m) Moment réel
Charge Permanente			172.121	1.0049	172.964	0.6659	114.615	0.9962	171.467
Surcharge A(L)	1V		42.62	1.2089	51.5233	0.8452	36.0224	1.2864	54.8263
	2V		85.25	1.0045	85.6336	0.5913	50.4083	0.8843	75.3865
Surcharge B	BC	1V	40.71	1.1968	48.7217	0.9073	36.9361	1.3948	56.7823
		2V	75.97	1.1243	85.4130	0.7235	54.9643	1.0937	83.0883
	BT	1V	27.98	1.2045	33.7019	0.88	24.6224	1.3464	37.6722
		2V	56.53	1.0672	60.3288	0.657	37.14021	0.9881	55.8572
Convoi	Mc120		83.44	1.0953	91.3918	0.7091	59.1673	1.0438	87.0946
	D240		47.59	1.164	55.3947	0.7965	37.9054	1.0106	48.0945
Surcharge de trottoir	1T		2.56	1.0282	2.6321	1.0846	2.7765	1.6271	4.1653

Tableau7-6 : moment réal à L/4 pour les déférant positions des poutres

Avec : M réal $= M_0 \times K_\alpha$ moy

VI.2) combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus solliciter:

Position des poutres		Moment fléchissant	
		Dus aux charges permanant	Dus aux charges de trottoir
Poutre°1	A mi-travée	230.635	3.516444
	A (L/4)	172.964	2.632192
Poutre°2	A mi-travée	152.831	3.709332
	A (L/4)	114.615	2.776576
Poutre°3	A mi-travée	228.638	5.564682
	A (L/4)	171.467	4.165376

Tableau7-7 : combinaison de la charge

On peut maintenant construire notre système de combinaison vis-à-vis a l'**ELU** et l'**ELS**

COMBINAISON DE CHARGE				
		P1	P2	P3
ELS	G+1,2(A+Tr)	371.873	237.938	355.938
	G+1,2(Bc+Tr)	316.951	210.112	315.178
	G+1,2(Bt+Tr)	331.377	216.704	324.683
	G+Mc120	357.646	235.058	349.677
	G+D240	425.046	285.862	397.428
ELU	1,35G+1,6(A+Tr)	499.983	319.798	478.394
	1,35G+1,6(Bc+Tr)	426.445	282.697	424.047
	1,35G+1,5(MC120)	501.874	329.663	490.220
	1,35G+1,5D240	602.974	405.869	561.847

Tableau7-8 : combinaison de moment réal vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

**conclusion :

A l'ELS le cas le plus défavorable est : G+D240 de la poutre centrale « poutre°1»

VI.3) calcul de la répartition des efforts tranchants:

L'effort tranchant sera calculé pour la période en service ; le calcul des efforts tranchants sera calculé de la même méthode que celle utilisée pour le moment fléchissant.

Calcul de l'effort tranchant Tmax (qui revient à l'ensemble du tablier), puis Tmax (qui revient à chaque poutre).

Calcul de ε_α et ε'_α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Pour l'effort tranchant aux appuis x = 0.00 L et x =L

$\varepsilon_0 = \varepsilon'_0$ et $\varepsilon'_1 \neq \varepsilon'_1$ (ε'_1 à déterminer à partir des tableaux G – M)

Calcul $\varepsilon'_{\alpha moy}$ et $\varepsilon_{\alpha moy}$ à partir des lignes d'influence sous chargement ; et en suit le calcul de l'effort réelle.

$T = T0 \times \varepsilon_{\alpha moy}$ à 0.25 L

$T = T0\ \varepsilon'_{\alpha moy}$ à L

Le calcul de l'effort tranchant se fait pour les positions suivantes :

x = 0.00 l et x = 0.25 l

VI. 3.1) Détermination de ε_α et ε'_α:

On trouve par interpolation les tableaux suivants :

Thêta= 0.612	Pour alfa= ε_0 0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.04729	0.10802	0.16651	0.21502	0.23677	0.21502	0.16651	0.10802	0.04729
b/4	-0.03217	0.03226	0.09689	0.16010	0.21502	0.24608	0.23772	0.20734	0.17114
b/2	-0.08317	-0.02597	0.03308	0.09689	0.16651	0.23772	0.29718	0.33026	0.35251
3b/4	-0.12000	-0.07455	-0.02597	0.03226	0.10802	0.20734	0.33026	0.46542	0.59494
b	-0.15258	-0.12000	0.06363	0.01846	0.04729	0.17114	0.35251	0.59494	0.88233

Tableau7-9 : ε_0 pour a=0 ; 1 et θ=0.612

Thêta= 0.612	Pour alfa= ε_1 1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.06459	0.09640	0.14102	0.21228	0.32879	0.21228	0.14102	0.09640	0.06459
b/4	0.04461	0.06531	0.09423	0.14011	0.21448	0.33465	0.22107	0.15017	0.09973
b/2	0.03506	0.04953	0.06960	0.10099	0.15092	0.22979	0.35341	0.23939	0.15835
3b/4	0.03370	0.04532	0.06127	0.08560	0.12292	0.17930	0.26300	0.38527	0.25437
b	0.04019	0.05170	0.06729	0.09029	0.12385	0.17112	0.23483	0.31599	0.41064

Tableau7-10 : ε_1 pour a=1 ; 1 et θ=0.612

Thêta= 0.612	ε'_1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.00533	0.05314	0.12310	0.24507	0.46682	0.24507	0.12310	0.05314	0.00533
b/4	-0.00106	0.02466	0.06240	0.12852	0.24949	0.47075	0.24669	0.11715	0.02835
b/2	0.00284	0.01750	0.03886	0.07591	0.14288	0.26413	0.48194	0.24488	0.08187
3b/4	0.01570	0.02617	0.04099	0.06524	0.10617	0.17539	0.29208	0.48832	0.19276
b	0.04019	0.05170	0.06729	0.09029	0.12385	0.17112	0.23483	0.31599	0.41064

Tableau7-11: ε'_1 pour θ= 0.612

À partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e| \leq \frac{3}{4} b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera $\varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0)\alpha$

Sinon si $|y|+|e| > \frac{3}{4} b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera $\varepsilon'_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon'_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$

Le tableau de ε'_α , En concédèrent $\alpha = 0.6073$

On obtient :

ε'_α	e	-4.35	-3.2625	-2.175	-1.0875	0	1.0875	2.175	3.2625	4.35
y	-	-b	-b3/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	b3/4	b
0	0	0.0145	0.0746	0.1401	0.2332	0.3764	0.2332	0.1401	0.0746	0.0145
1.0875	b/4	-0.0079	0.0263	0.0759	0.1409	0.2359	0.3825	0.2431	0.1370	0.0598
2.175	b/2	-0.0161	0.0079	0.0375	0.0841	0.1521	0.2537	0.4411	0.2637	0.1416
3.2625	3b/4	-0.0142	0.0039	0.0262	0.0579	0.1069	0.1824	0.3005	0.4832	0.2815
4.35	b	-0.0023	0.0138	0.0664	0.0744	0.1069	0.1711	0.2608	0.3775	0.5147

Tableau7-12: ε'_1

Et la même formule pour calculer :

À partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < 1$

Si on a $|y|+|e| \leq \frac{3}{4} b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\alpha$

Sinon si $|y|+|e| > \frac{3}{4} b$ donc la formule à utiliser pour l'interpolation sera $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\sqrt{\alpha}$

Le tableau de $\boldsymbol{\varepsilon_\alpha}$, En concédèrent $\alpha = 0.6073$

ε_α	e	-4.35	-3.2625	-2.175	-1.087	0	1.087	2.175	3.2625	4.35
y	-	-b	-b3/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	b3/4	b
0	0	0.0607	0.1009	0.1510	0.2133	0.2926	0.2133	0.1510	0.1009	0.0607
1.0875	b/4	0.0276	0.0580	0.0952	0.1479	0.2146	0.2998	0.2276	0.1627	0.1154
2.175	b/2	0.0089	0.0328	0.0615	0.0993	0.1570	0.2329	0.3410	0.2594	0.2012
3.2625	3b/4	-0.0002	0.0188	0.0420	0.0738	0.1170	0.1854	0.2778	0.4029	0.3295
4.35	b	-0.0023	0.0138	0.0664	0.0744	0.1069	0.1711	0.2608	0.3775	0.5147

Tableau7- 13 : epsilon 0 ; 1

Maintenant on peut trouver les valeurs de ε_α et ε'_α pour notre cas de distribution des poutres

Thêta= 0.612			Alfa=0.6073								
Alpha=0.6073			ε_α								
Y e		poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0	0.725	0.0387	0.0723	0.1138	0.1697	0.2406	0.2710	0.2020	0.1421	0.0972
b/4	1.087										
b/2	2.175	1.45	0.0059	0.0219	0.0410	0.0662	0.1046	0.1552	0.2273	0.1729	0.1341
3b/4	3.262	2.175	0.0019	0.0239	0.0175	0.0732	0.1271	0.1998	0.2948	0.4283	0.1443
b	4.35										

Tableau7-14 : epsilon a pour a=0.6073 et θ=0.612 pour notre cas des poutres

Thêta= 0.612			Alfa=0.6073								
Alpha=0.6073			ε'_α								
Y e		poutre	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
00	00	0.725	-0.0004	0.0424	0.0973	0.1717	0.2827	0.3327	0.2088	0.1162	0.0447
b/4	1.087										
b/2	2.175	1.45	-0.0107	0.0052	0.0250	0.0561	0.1014	0.1691	0.2941	0.1758	0.0944
3b/4	3.262	2.175	-0.0261	-0.0059	-0.0140	0.0414	0.1068	0.1937	0.3402	0.5889	0.0482
b	4.35										

Tableau7-15: epsilon à pour a=0.6073 et θ=0.612 pour notre cas des poutres

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos système de chargement (Bc , Bt ,Br) et surcharge surfacique (A(l) , accompagnée de convoi (Mc120, D240))

-Les valeurs des coefficients de répartition transversale $\varepsilon'_{\alpha\ moy}$; et les efforts tranchants pour chaque poutre a l'about (00L)

désignation			T_0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3	
				$\varepsilon'_{\alpha\ moy}$	T(t) Moment réel	$\varepsilon'_{\alpha\ moy}$	T(t) Moment réel	$\varepsilon'_{\alpha\ moy}$	T(t) Moment réel
Charge Permanente			34.001	0.1592	5.4129	0.1086	3.693	0.1578	5.365
Surcharge A(L)	1V		8.74	0.2608	2.2794	0.1799	1.5723	0.1164	1.0173
	2V		17.48	0.1774	3.1010	0.1025	1.7917	0.1154	2.0172
Surcharge B	BC	1V	9.53	0.2451	2.3358	0.1933	1.8421	0.2961	2.8218
		2V	17.79	0.2216	3.9423	0.1318	2.3447	0.1767	3.1435
	BT	1V	5.59	0.2464	1.3774	0.1991	1.1130	0.2575	1.4394
		2V	11.29	0.1956	2.2083	0.1222	1.3796	0.1431	1.6156
Convoi	Mc120		1.78	0.1967	0.3501	0.1496	0.2663	0.1604	0.2855
	D240		17.84	0.2712	4.8382	0.1625	2.8990	0.1831	3.2665
Surcharge de trotto	1T		0.51	0.0951	0.0485	0.1524	0.0777	0.38	0.1938

Tableau7-16 : effort tranchant réal maximum pour les déférant positions des poutres

Avec : T réal $= T_0 \times \varepsilon'_{\alpha}$ moy

-Les valeurs des coefficients de répartition transversale $\varepsilon_{\alpha\ moy}$; et les efforts tranchants pour chaque poutre a mi-travée (L/4)

désignation			T_0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3	
				$\varepsilon'_{\alpha\ moy}$	T(t) Moment réel	$\varepsilon'_{\alpha\ moy}$	T(t) Moment réel	$\varepsilon'_{\alpha\ moy}$	T(t) Moment réel
Charge Permanente			17	0.1599	2.7183	0.1064	1.8088	0.1547	2.6299
Surcharge A(L)	1V		4.37	0.2291	1.0012	0.1577	0.6891	0.2131	0.9312
	2V		8.74	0.1699	1.4849	0.0986	0.8618	0.1239	1.0829
Surcharge B	BC	1V	6.26	0.218	1.3647	0.1693	1.0598	0.2571	1.6094
		2V	11.68	0.2018	2.3570	0.1238	1.4460	0.1699	1.9844
	BT	1V	4.16	0.2214	0.9210	0.1697	0.7060	0.2334	0.9709
		2V	8.4	0.1842	1.5473	0.1135	0.9534	0.1455	1.2222
Convoi	Mc120		12.78	0.187	2.3899	0.1309	1.6729	0.1608	2.0550
	D240		15.69	0.2346	3.6809	0.1452	2.2782	0.1845	2.8948
Surcharge de trottoir	1T		0.25	0.129	0.0323	0.1617	0.0404	0.3184	0.0796

Tableau7-17 : effort tranchant réal au point L/4 pour les déférant positions des poutres

Avec : T réal =T_0 x εα moy à (L/4)

VI.4) combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicitée:

Position des poutres		Effort tranchant	
		Dus aux charges permanant	Dus aux charges de trottoir
Poutre°1	MAX	5.4129	0.0485
	A (L/4)	2.7183	0.0323
Poutre°2	MAX	3.693	0.0777
	A (L/4)	1.8088	0.0404
Poutre°3	MAX	5.365	0.1938
	A (L/4)	2.6299	0.0796

Tableau7-18 combinaison de charge

On peut maintenant construire notre système de combinaison vis-à-vis de l'**ELU** et l'**ELS**

		P1	P2	P3
ELS	G+1,2(A+Tr)	37,781	36,245	36,655
	G+1,2(Bc+Tr)	38,790	36,908	38,006
	G+1,2(Bt+Tr)	36,709	35,750	36,173
	G+Mc120	34,351	34,268	34,287
	G+D240	38,840	36,901	37,268
ELU	1,35G+1,6(Al+Tr)	50,988	48,893	49,440
	1,35G+1,6(Bc+Tr)	52,287	49,778	51,242
	1,35G+1,5(MC120)	46,427	46,301	46,331
	1,35G+1,5D240	53,159	50,251	50,802

Tableau7-19 : combinaison de l'effort tranchant réal vis-à-vis a l'ELU et l'ELS

**conclusion :

A l'ELS vis-à-vis des efforts tranchants le cas le plus défavorable est :
G+D24

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VIII.1) Notion de base sur la précontrainte :

VIII.1.1) Le principe du béton précontraint :

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but du précontraint est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression.

Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression crées par la mise en tension des câbles des précontrainte.

Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge, elle se déforme.

La section transversale, au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre.

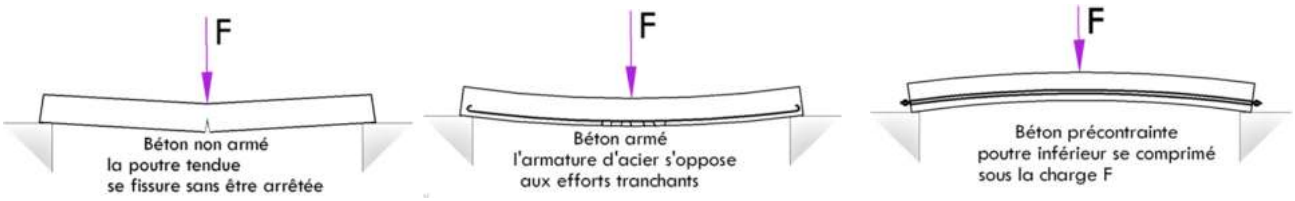
Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte.

En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure se trouve tendue et la fibre inférieure comprimée. Si l'on applique une charge au centre de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprimer.

Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées.

Lors d'un chargement les efforts de traction viennent alors en déduction des efforts de compression créés par la précontrainte mais toutes les fibres restent comprimées.

En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte de ces câbles et leur nombre dépend de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc.). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.



Nous avons décrit le principe de la précontrainte en prenant une poutre comme exemple, mais tous les éléments de construction peuvent être réalisés en béton précontraint.

En 1928, l'inventeur de la précontrainte, **Eugène FREYSSINET** définissait ainsi la précontrainte : "Pré contraindre une construction, c'est la soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération".

VIII.1.2) Le principe de La post-tension:

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

*Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- intérieure au béton,

-extérieure au béton.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

-des conduits (les plus utilisés sont des "gaines") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage,

-les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage,

-les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.

-le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures),

-les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte contre la corrosion.

Les gaines :

Les gaines qui ménagent le passage de l'armature à l'intérieur des éléments à pré contraindre sont le plus souvent en aciers. La gaine la plus courante est formée par un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé.

De façon à former un tube souple, présentant des ondulations transversales, le but de ces ondulations est à la fois de permettre le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité vis-à-vis de l'écrasement, et aussi d'augmenter son adhérence au béton, en rendant impossible tout glissement longitudinal.

Mise en tension des câbles :

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de 0,9 fc_{28}min.

L'injection :

Le plus souvent la protection définitive des câbles est assurée par injection d'un coulis de ciment. Cette injection doit être réalisée dés que possible après la mise en tension des armatures. il est souhaitable que le délai entre ces deux opération ne dépasse pas une semaine, ce qui correspond au temps pendant lequel la protection provisoire par huile soluble, appliquée en usine puis renouvelée périodiquement sur chantier, demeure efficace.

L'injection est une opération importante car elle :

*Assure l'adhérence de l'armature tendue au béton qui l'entoure.

*Protéger contre la corrosion.

*La pression d'injection du coulis dans les gaines est de l'ordre de 0,6 à 0,8 MPa à l'entrée de la gaine.

VIII.2.)Calcul de la précontrainte :

VIII.2.1.) Calcul du nombre de câbles:

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi-travée :

La valeur minimale de précontrainte :

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

Avec:

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho B \left(V \overline{\sigma_{bt2}} + V' \overline{\sigma_{bt1}}\right)}{\rho h}$$

$$P_{II} = \frac{\rho V . B . \overline{\sigma_{bt2}} + M_{max}}{\rho V + V' - d'}$$

Tell que :

σ_{bt} : Contrainte de traction de béton en négative.

M_{max} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus grande.

M_{min} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus petit.

I: l'inertie nette de la section.

B_{nette}: Section nette

B_{nette} = 0.6912 m^2.

d' =1.5 x Ø gain=12 cm

Avec : Ø gain=8cm

ρ : Rendement mécanique de la section c'est de 46,5 %

V' = 1 m

V = 0,5 m

h = 1,5 m

$\overline{\sigma_{bt1}} = -1{,}5\ f_{t28} = -4{,}05\ MPa$

$\overline{\sigma_{bt2}} = -f_{t28}$ = - 0.6 - 0.06 x fc28 = - 0.06 - 0.06 x 35 = $-2{,}7\ MPa$

M_{max} = 425.046 t.m.

M_{min} = 230.635 t.m.

$M_{max} = M_G + M_{D240} = 4.25\ MN.m$

$M_{min} = M_G = 2.302\ MN.m$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 1.944 MN.m$$

I_{nette} = 15224957 cm^4 =0.152 m^4

Application numérique :

$$\left.\begin{array}{l} P_I = 2.76 MN \\ P_{II} = 3.48\ MN \end{array}\right\} \Rightarrow P_{min} = \sup\left(P_I, P_{II}\right) = P_{II} \rightarrow Section\ sur\ critique$$

D'où : $P_{min} = 3.48\ MN.m$

Aciers de précontrainte :

$P_{II} > P_I$: notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_I n'est plus suffisant.

Détermination du nombre de câbles :

Contrainte de la rupture assurée f_{prg} = 1800 MPa

Contrainte minimale de l'élasticité f_{peg} = 1600 MPa

La section minimale d'un câble :

AP=139 x12 =1668 .10^{-6} m^2

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

P_0 = min {(0.8 x f_{prg} x AP) ; (0.9 x f_{peg} x AP)} = min {(2,4019) ; (2,4019)}

P_0 = 2,402 MN

Si on a estimons les pertes de précontrainte à 25% de P_0

On aura :

$P_{min} \leq 0.75 \times N \times P_0$ donc $N \geq 1.9317$

Donc on prend **N=2 câbles 12T15**

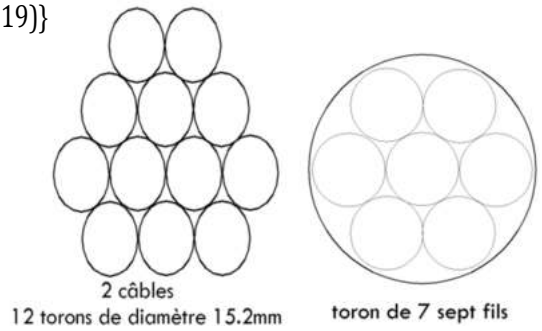


Figure 8-1 : câble 12T15

Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

On estime les pertes à 30 % de P_0, donc $P_{min} = P_0 - \Delta P = 0,7\ P_0$

$$P_m .n \leq \overline{\sigma}_{bc}\ B - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$0,7\ .\ 2.402\ .\ 2 \leq 21\ .\ 0,6912\ - \frac{1.944}{0,465\ .\ 1,5}$$

$$3,3628\ MN\ \leq 11,7281\ MN \quad (vérifiée)$$

VIII.2.2.) Détermination du nombre de câbles à l'about:

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule ; et avec l'hourdis à mi-travée :

VIII.1.2.1.) les Caractéristiques de la poutre seule à mi travée:

d' = 0.12 m.

h =1.3 m.

Section nette : Bn = 0.4157 m^2

V' = $S/_{\Delta}$ / Bn=0.735 m

V = h - V'= 0.565 m

$I_G = I_{/\Delta}$ – B x V'2 =9105931cm^4

I_n =8195338 cm^4 =0.0819 m^4

ρ= 50,11 %.

VIII.1.2..2.) La vérification des contraintes concentrées au niveau d'about:

On a: fc_{28}=35 MPa ; ft_{28}=0.06 x fc28 + 0.6= 2.7 MPa

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0.

D'où : $P_m = 0,9\ P_0 = 2,1618\ MN$

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression :

- Fibre supérieure : $\sigma_{sup} \geq \overline{\sigma}_{bt}$
- Fibre inférieure : $\sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{B_n} + \dfrac{v}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \geq -1{,}5\ f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{B_n} - \dfrac{v'}{I_n}\left(Pe_0 + Mg\right) \leq 0{,}6\ f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$Mg\ (poutre\ _\ seule\ ) = 2.306\ \ MN\ .m$$
$$e_0 = -(v' - d') = -(1 - 0{,}12) = -0{,}8\ m$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = -3.163\ n + 7.397 \geq -4{,}05\ MPa \\ \sigma_{inf} = 12.801 n - 12.057 \leq 21\ MPa \end{cases}$$

$n \leq 3.714$
$n \leq 2.583$

On trouve : n = 2 câbles.

Conclusion :

Donc notre section peut supporter 2 câbles de 12T15 ou mois ; donc on peut ancrer nos câbles à l'about.
On place les deux câbles dans l'about.

VIII.3) Vérification des contraintes normales:

En utilisent cette formule :

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{M_p V}{I_n} + \frac{N}{B_n} + \frac{M_g V}{I_n} \leq \boldsymbol{\sigma_{max}}$$

Telles que :

σ : contrainte supérieure (σsup) ou contrainte inférieure (σinf) selon V et V'
F : force de précontrainte (F = P_0 x pertes en % x mise en tension %)
M_P : moment dû à la précontrainte (M = F x N° «de câbles considérés» x e)
N : effort de la précontrainte (N = nombres de câbles x F)
Mg : moment dû au poids propre
σ max : contrainte maximale.

NB : Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section à mi travée de la poutre seule.

Les contraintes normales exercer sur l'ancrage peut pas être constante a cause de la poutre qui subit a des charges variables avec le temps de durée de vie de l'ouvrage «mise en tension ; mise en place ; mise en service », que nous obliges de faire la vérification sur plusieurs étapes.

A court terme :

*Première étape :

- Après le septième jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83\ j} f_{c28} \longrightarrow si \quad f_{c28} \leq 40\ Mpa \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}4 + 0{,}95\ j} f_{c28} \longrightarrow si \quad f_{c28} > 40\ Mpa \end{cases}$$

f_{c7} = 23,178 MPa .

- σmax. = 13.9068 Mpa (σmax.= 0,6 fcj) en construction.

*Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- f_{c28} = 35 MPa = 350 bars.
- σmax = 210 bars.

A long terme :

*Troisième étape : On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place.

Les efforts considérés dans cette phase :

-Efforts dus à la deuxième phase.

-Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase (béton frais), la section résistante reste celle de la poutre seule.

VIII.3.1) La vérification des contraintes à court terme :

*1ére étape « mise en tension à 50% »

Contraintes dues au moment de la précontrainte:

F1 = F2 = F3 =2,402 x 0.5 x 0.9 = 1, 0809 MN.

e_0=-(v'-d) =-(0.735-0.12) = - 0.615 m

M = N x F x e_0 = 2 x 1,166 x (-0.615) = -1.4341 MN.m

σsup = M x V / In =-1.4341 x 0.565/0,0819 = - 9.8933 MPa

σ inf = M x V' / In =-1.4341 x 0.735/0,0819 = -12.8701 MPa

Contraintes dues à la précontrainte :

N=2x1.0809=2.1618 MN

σinf = σsup = N / Bn = 2.1618/0.4157= 5.2 MPa

Contraintes dues au poids propre de la poutre : Moment dû au poids propre de la poutre

Mg =1.309 x 27^2/8=1.19 MN.m

σsup = Mg . V / In = 1.19x 0.565 / 0.0819 =8.2094 MPa

σinf = Mg . V' / In = 10.6794 MPa

Contrainte totale :

σsup = (-9.8933 + 5.2+ 8.2094) = 3.5161 MPa > -2.97 Mpa. Vérifiée.

σinf = (-12.8701+5.2+10.6794) = 3.0093 MPa < 13.8 Mpa. Vérifiée.

* 2éme étape de La vérification « mise en tension à 100 % » avec une perte de 25%

Contraintes dues au moment de la précontrainte :

F1 = F2 =2,402 x 1.0 x 0.75 = 1.8015 MN.

M = N x F x e_0 = 2x 1, 8015 x - 0.615 = - 2.2158 MN.m

σsup = M x V / In = -2.2158 x 0.565/0,0819 = -15.286 MPa

σinf = M x V' / In = -2.2158 x 0.735/0,0819 = -19.8853 MPa

Contraintes dues à la précontrainte :

N = 2 x 1.8015 = 3.603 MN

σinf = σsup = N / Bn = 3.603 / 0.4157= 8.0911 MPa

Contraintes dues au poids propre de la poutre : Moment dû au poids propre de la poutre Mg =1.028 MN.m

σsup = Mg . V / In = 1.028x 0.565 / 0.0819 =7.0918 MN.m

σinf = Mg . V' / In = 9.2256 MPa

Contrainte totale :

σsup = (-15.286 + 8.0911 + 7.0918) = - 0.1031 MPa > - 4.05 MPa. Vérifiée.

σinf = (-19.8853 +8.0911 +9.2256) = - 2.5686 MPa < 21 MPa. Vérifiée.

VIII.3.2) La vérification des contraintes à long terme :

* 3éme étape de La vérification « mise en place de l'hourdis» avec une perte de 25%

On estime les pertes à 25% et on utilise la section mi-travée de « la poutre +l'hourdis »

F1 = F2 = F3 = 2,402 x 1.0 x 0.75 = 1.8015 MN.

e0=-(v'-d) =-(1-0.12) = - 0.88 m

N = 2 x 1.8015 = 3.603 MN

M = N x F x e_0 = 2x 1, 8015 x - 0.88 = - 3.1706 MN.m

Mg =2.034x27^2/8=1.85 MN.m

σsup = (- 10.4159 + 5.2167 + 6.0775) = - 0.8783 MPa > - 4.05 MPa. Vérifiée.

σinf = (-20.8318 +5.2126 +12.1550) = - 3.4642 MPa < 21 MPa. Vérifiée.

Désignation	étape 1	étape 2	étape 3
F=P0 (MN)/câble	1,0809	1.8015	1.8015
N= P0n (MN)	2.1618	3.603	3.603
M=Fne0 (MN.m)	-1.4341	- 2.2158	- 3.1706
Mg (MN.m)	1.19	1.028	1.85
V (m)	0,565	0,565	0.5
v'(m)	0,735	0,735	1.00
eo (m)	-0,615	-0,615	-0,88
In (m4)	0.0819	0.0819	0,1522
Bn (m2)	0.4157	0.4157	0,6912
σsup (MPa)	3.5161	- 0.1031	-0.8783
σbt (MPa)	-2.97	-4.05	-4.05
σinf (MPa)	3.0093	- 2.5686	-3.4642
σbc (MPa)	13.8	21	21
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau8-1. Vérifications des contraintes normales

Conclusion :

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

VIII.4) Tracé des câbles:

VIII.4.1) position des câbles 1° et 2° sortant de l'about:

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

Détermination de A1 ; A2 ; B :

On fixe: B = 0.50m

On a Yg = 0.7198 m.

A_1 = 0.47 m

A_2 = 1.5 – (0.5 + 0.59) = 0.33 m

(Ces valeurs pourront être changées après la vérification)

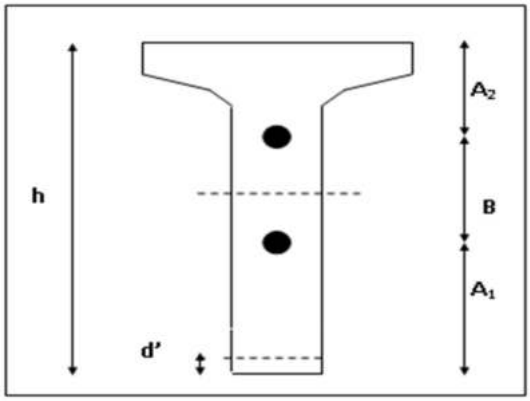


Figure 8-2.Position des câbles 1° et 2° sortant de l'about

VIII.4.2) position des câbles 1° et 2° a la section médiane:

En respectant la distance de Ø autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

Diamètre de la gaine Ø =8cm

d1= Ø + Ø/2 =12 cm

d2= 3Ø =25 cm

Reste à vérifiée

VII.4.3) La trajectoire

L'équation de la parabole s'écrit :

$Y = ax^2+bx+c$; $Y' = 2ax+b$; $tg\ \alpha(x) = \frac{dy}{dx} = 2ax$

-Du câble n° 1: câble de dessous :

$Y1= A_1x^2+ B_1x+ C_1$

$X = 0 \Rightarrow Y_1 = C1 = 0,7198 - 0,25 = 0,4698$ m .....(1)

$X = 13.5 \Rightarrow Y_1 = 0,12 = A_1 (13.5)^2 + B_1 (13.5) + 0,4698$ .....(2)

$X = 13.5 \Rightarrow Y_1' = 2 A_1 (13.5) + B_1 = 0 \Rightarrow B_1 = -27A_1$ .....(3)

En remplaçant A_1 dans l'équation (2) on a :

$\Rightarrow A_1 = 1.9193\ 10^{-3}$

D'où : $B_1 = -5.1821\ 10^{-2}$

Donc : $Y_1 = 1.9193\ 10^{-3} x^2 - 5.1821\ 10^{-2} x + 0.4698$

$Y_1' = 3.8386\ 10^{-3} x - 5.1821\ 10^{-2}$

Quand on a l'équation du câble N°1 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Xi (m)	Yi (m)	α (rad)	α (degré) °	cos α°
0,00	0,46980	0,00000	0,00000	1,00000
0,50	0,44436	0,00191	0,10996	0,99395
3,375(L/8)	0,31676	0,01295	0,74228	0,73692
5,00	0,25867	0,01919	1,09967	0,45388
6,75(L/4)	0,20745	0,02591	1,48456	0,08612
8,00	0,17597	0,03070	1,75948	0,18757
10,125(3L/8)	0,14187	0,03886	2,22684	0,60999
12,00	0,12432	0,04606	2,63922	0,87644
13,5(L/2)	0,12000	0,05182	2,96913	0,98516

Tableau8-2 : caractéristiques géométriques du câble°1 en tous points

-Du câble n°2: câble de dessus

$Y_2 = 3,9495\ 10^{-3}\ x^2 - 0,10663\ x + 0,9698$

$Y'_2 = 7,899\ 10^{-3}\ x - 0,10663$

Quand on a l'équation du câble N°2 on peut calculer les caractéristiques géométriques du câble pour les points :

Xi (m)	Yi (m)	α (rad)	α (degré) °	cos α°
0,00	0,9698	0,00000	0,00000	1,00000
0,50	0,9174	0,00394	0,22628	0,97450
3,375(L/8)	0,6549	0,02665	1,52745	0,04332
5,00	0,5353	0,03949	2,26289	0,63815
6,75(L/4)	0,4299	0,05331	3,05491	0,99624
8,00	0,3695	0,06319	3,62063	0,88743
10,125(3L/8)	0,2950	0,07997	4,58236	0,12965
12,00	0,2589	0,09478	5,43095	0,65830
13,5(L/2)	0,2500	0,10663	6,10982	0,98501

Tableau8-3 : caractéristiques géométriques du câble°2 en tous points

VIII.4.4) La vérification de l'angle de relevage solen le BPEL :

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

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

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

$$-V \leq V_{red} \leq V$$

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

En général selon le règlement technique BPEL : on peut prend en considération :

$$\arcsin\left(-\frac{\overline{V} - V_M}{p}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{\overline{V} + V_m}{p}\right)$$

Telles que :

V_M = Vmax (G+D240) = 0.0473 MN

V_m = Vmin (G) = 0.020889 MN

Et V_m : l'effort tranchant du poids propre

V_M : l'effort tranchant le plus défavorable

$\overline{V}$: Effort tranchant limité que peur supporter la section d'appuis.

Sous l'effet minimal des charges $V_{erd} = V_m - P_{\sin \alpha}$.

Sous l'effet maximal des charges $V_{erd} = V_M - P_{\sin \alpha}$.

Avec :

$\overline{V} = \overline{\tau}.b_n x 0.8h$

$\overline{\tau}$: Effort de cisaillement limité.

$$\overline{\tau} = \left(0.4 f_{jt} \left(f_{jt} + \frac{2}{3}\sigma \right) \right)^{1/2}$$

Donc la contrainte normale au niveau de fibre neutre σ_x .

P =0,75 x 2x 2,402= 3.603 Mpa

$$\sigma_x = \frac{p}{B_m} = \frac{3.603}{0.6812} = 5.289\ MPa$$

Avec :

$B_m = B_{brute\ (P+d)} - n \times \pi\Phi^2/4 = 0.69122 - 2 \times 3.14 \times 0.08^2/4 = 0.6812\ m^2$

$$\overline{\tau} = \left(0.4 x 2.7 \left(2.7 + \frac{2}{3} x 5.289 \right) \right)^{1/2} = 2.593\ MPa$$

$b_n = b_0 - m.k.\Phi$

m = 1 (nombre de gaine par lit)

k = 0,5 (câble injecté de coulis de ciment)

Φ= 0,08 m, (diamètre de la gaine)

b_n = 0,5-(1x 0,5 x 0,08) = 0,46 m

$h = h_p + h_d$ = 1,3 + 0,20 = 1.5 m

D'où: $\overline{V} = \overline{\tau}$. bn .0,8h = 2.593x0.46x0.8x1.5=1.43 MN

L'inégalité donne le résultat suivant : $-22.56° \le \alpha \le 23.75°$.

Donc telles que

$\alpha_{opt} = \arcsin \frac{(V_m + V_M)}{p} = 1.084°$

« $-10° \le (6.134; 2.972)° \le 33.5°$ »

Les angles de relevage étant Vérifiés

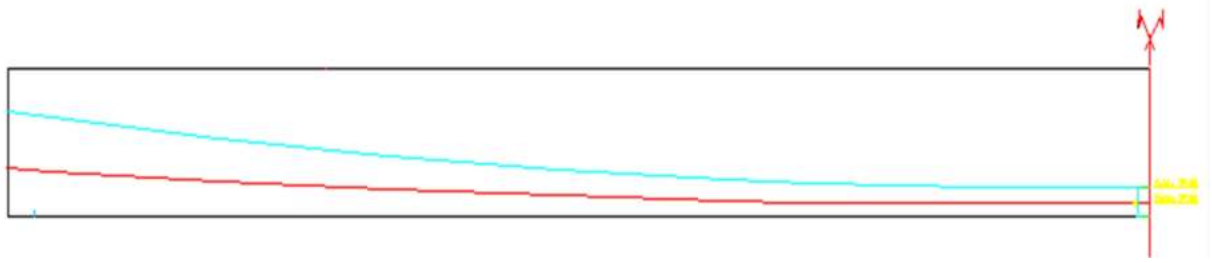


Figure 8-3 : Les trajectoires des câbles

VIII.5) Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections:

VIII-5-1- Caractéristiques nettes de la section médiane:

$$B_n = B_{br} - nB(\phi) \text{ Avec } B(\phi) = \frac{\pi \phi^2}{4} : \begin{cases} n : nombre\ de\ trous \\ \phi : diamètre\ de\ la\ gaine \end{cases}$$

$$v'_{net} = \frac{v'_{brut} B_{brut} - \sum y_i B(\phi)}{B_{net}} \text{ et } v_{net} = h - v'_n \text{ et } I = \frac{\pi \phi^4}{64}$$

$$I_n = I_{br} + B_{br}(v'_n - v'_{br})^2 - \left[B(\phi) \sum (y_i - v'_n)^2\right] \text{ et } y1=0.25\ ; \quad y2=0.12\ ; \quad y3=0$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{v'_n\ v_n\ B_n}$$

Caractéristiques nettes de la section médiane (Poutre seule):

Br (m²)	0.438
Ir(m⁴)	0.091
V'r (m)	0.735
Vr(m)	0.565
B(m²)	0.005
I (m⁴)	0.000002010
n	2
H(m)	1.5

Bn (m²)	0.428
In(m⁴)	0.085
V'n (m)	0.747
Vn(m)	0.753
ρ	0.355

Caractéristiques homogènes de la section médiane (Poutre + dalle):

Br (m²)	0.728
Ir(m⁴)	0.169
V'r (m)	1.000
Vr(m)	0.500
B(m²)	0.005
I (m⁴)	0.000002010
n	2
H(m)	1.75

Bn (m²)	0.718
In(m⁴)	0.157
V'n (m)	1.011
Vn(m)	0.739
ρ	0.294

Caractéristiques homogènes de la section médiane (Poutre + dalle):

$$B_h = B_n + n \times N \times A_p$$

N: coefficient d'équivalence acier - béton est pris égal à 5

$$I_h = I_n + B_n \times (V'_h - V'_n)^2 + N \times A_P \sum (y_i - y_h)^2 \qquad V'_h = \frac{B_n \times V'_n + N \times A_P \sum y_i}{B_h}$$

Ap (mm²) =1668 , N=5.00

	Section médiane		
	Poutre seule	Poutre+dalle	
	Nettes	Nettes	Homogène
B (m^2)	0,42755	0,71755	0,73423
I (m4)	0,08535	0,15743	0,17682
V' (m^2)	0,74650	1,01060	0,99185
V (m^2)	0,75350	0,73940	0,75815
ρ	0,35492	0,29362	0,32025

Caractéristiques nettes de la section about:

	Section about		
	Poutre seule	Poutre+dalle	
	Nettes	Nettes	Homogène
B (m^2)	0,63867	0,92867	0,94535
I (m4)	0,08767	0,16784	0,18428
V' (m^2)	0,72597	0,93650	0,92324
V (m^2)	0,57403	0,56350	0,57676
ρ	0,32941	0,34249	0,36607

VIII.6) Calcul des pertes:

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

1- Les pertes instantanées:

-Pertes dues au frottement.

-Pertes dues au recul à l'ancrage.

-Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

2- Les pertes différées :

-Pertes dues au retrait du béton.

-Pertes dues au fluage.

-Pertes dues à la relaxation des aciers.

VIII.6.1) Pertes instantanées :

VIII.6.1.1) Pertes dues au frottement du câble sur la gaine:

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}\,(1-e^{(-f\alpha-\varphi l)}).$$

Telles que :

α: L'angle de relevage du câble en radian.

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que f = 0,2 $^{1/rad}$.

Φ: Perte relative de tension par mètre, telle que φ = 0,002/m.

σp0 : Contrainte de tension à l'encrage, c'est la valeur maximale de la tension à l'origine ; sera la plus faible des valeurs :

$$\begin{cases} 0.9f_{peg} \\ 0.8fprg \end{cases} \Rightarrow \sigma p0 = 1440 \text{ MPa.}$$

l : la longueur du câble calculée à l'aide des intégrales curvilignes et confirmée a partir du logiciel AUTOCAD.

Section		N° câble	l (m)	α (rad)	fα+ φl	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_{f\ Moy}$ (MPa)
0.00 L	0 m	**2**	0	0	0	0	0
		1	0	0	0	0	
13.5/ L	0,5 m	**2**	0,5191	0,00395	0,00183	2,6304	2,3366
		1	0,5178	0,00192	0,00142	2,0428	
L/8	3,375 m	**2**	3,3893	0,02667	0,01211	17,3376	15,9456
		1	3,7830	0,01296	0,01016	14,5537	
L/4	6,75 m	**2**	6,7885	0,05338	0,02425	34,5049	30,6118
		1	6,7719	0,02593	0,01873	26,7187	
3L/8	10,125 m	**2**	10,1658	0,08017	0,03637	51,4254	40,7603
		1	10,1475	0,03890	0,02807	39,8657	
L/2	13,5 m	**2**	13,5410	0,10707	0,04850	68,1679	60,5061
		1	13,5052	0,05189	0,03739	52,8443	

Tableau8-4: valeurs des pertes dues aux frottements

VIII.6.1.2) Pertes dues au recul à l'ancrage :

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif,

Si X < L/2 il faut tirer câble par les extrémités a fin d'obtenir de tension plus si élevées.

Si X >L/2 il faut tirer le câble par une seule extrémité.

Lors du blocage des armatures de précontraintes par le système d'ancrage, il se produit un léger mouvement des dispositifs d'ancrage par rapport au béton. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est freiné entre le frottement de câble et sa gaine.

Au bout d'une certaine distance « d » à partir de laquelle les pertes s'annulent.

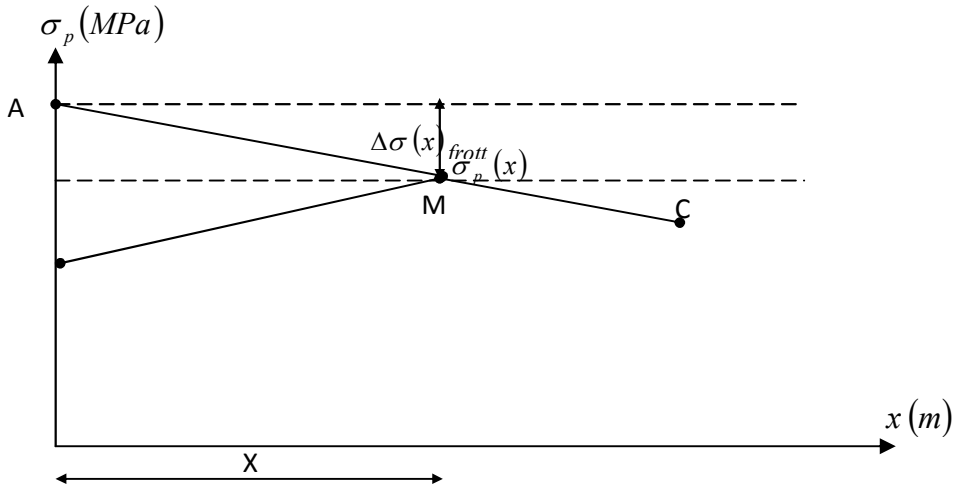


Figure.8-4 Pertes par glissement.

Telles que :

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma p_0 (f\frac{\alpha}{L} + \varphi)x$$

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{P_0}\left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi\right)}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. D'après ALGA.

E_A : module d'élasticité de l'acier = 2 10^7 t/m².

L : longueur du câble.

σp_0 : Contrainte de tension à l'encrage σp_0 = 1440 MPa.

N° Câble	L (m)	α (rad)	f (α/L) + φ	X (m)
1	27,0104	0,0519	0,0024	18,6956
2	27,082	0,1071	0,0028	17,2803

NB : $X_{1,2} > L/2$, il est préférable de ne tendre l'armature que par une seule extrémité car on obtient ainsi des tensions plus élevées, mais en pratique on alterne l'ancrage actif d'un coté à l'autre d'où une tension moyenne constante.

*Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tentions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma_{recul}(1 - \frac{X_i}{X}).$$

N°Câble	f (α/l) +φ	X (m)	$\Delta\sigma_{recul}$ (MPa)	Δσrecul à 0 L	Δσrecul à 0,5 m	Δσrecul à L/8m	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L m	$\Delta\sigma_{recul}$ à 3L/8	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.50L
1	0,0024	18,6956	128,000	128,3728	124,9395	105,1984	35,6752	82,0240	58,8496
2	0,0028	17,2803	139,0000	138,8862	134,8676	111,7605	30,3835	84,6348	57,5091

Tableau8-5: Pertes dues au recul à l'ancrage

Valeurs moyennes des pertes par câble :

Désignation	$\Delta\sigma_{recul}$ (MPa)	Δσrecul à 0 L	Δσrecul à 0,5 m	Δσrecul à L/8m	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.25L m	$\Delta\sigma_{recul}$ à3L/8	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0.50L
Câble à l'about 1 et 2) moyen	133,500	133,629	129,904	108,479	83,319	58,187	33,055

Tableau8-6: Pertes dues au recul à l'ancrage

VIII.6.1.3) Pertes dues au raccourcissement instantané du béton:

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces câbles sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment.

La valeur de pertes est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_a = \frac{Ea}{2Ei}\sigma'_{bj}$$

Telles que:

σ'_{bj} : contrainte du béton.

Ea : module d'élasticité de l'acier = $2\ 10^7$ t/m².

Ei : module de déformation longitudinale instantanée du béton

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

Pertes dues à la mise en tension de la première série de câbles (deux câbles à l'about) :

NB : La section considérée est la section de la poutre seule.

A 7éme jours : { $\sigma j = 2324{,}47$ t/m². ; $Ei = 3{,}14\ 10^6$ t/m². ; $Ea = 2\ 10^7$ t/m². } ⟶ $\Delta\sigma = 3{,}184\ \sigma'bj$.

A 28 éme jours : { $\sigma_{28} = 3500$ t/m². ; $Ei = 3{,}6\ 10^6$ t/m². ; $Ea = 2\ 10^7$ t/m². } ⟶ $\Delta\sigma = 2{,}777\ \sigma'bj$.

Avec :

$P = N\ A_P\ (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott})$.

$P = 2 \times 16{,}68\ (144000 - \Delta\sigma_{frott})$.

Mp : moment de la poutre seule.

e =V – y : section corrigée sans hourdis.

Tableau du perte de raccourcissement de béton :

Section / Désignation	0,00L	à 0.5 m	à 3,375 m	à 6,75 m	à 10.125L	à 0,5 L
P(kg)	480384,000	479604,605	475065,420	470175,630	466786,353	460222,029
I (cm⁴)	39468722,35	39468722,3	34404958	29476614	29476614	29476614
B (cm²)	6129,480	6129,48	5105,19	4123,84	4123,84	4123,84
e (cm)	0,000	-4	-24	-40	-36,25	-53,5
M poutres seules (kg.cm)	0,000	867212,5	5218614,84	8946190	11182750	11928000
σ'bij (t/m²)	78,372717	78,352097	97,368453	127,395265	120,248999	134,639726
Δσ à 7j (t/m²)	249,539	249,473	310,021	405,627	382,873	428,693
Δσ à 28j (t/m²)	217,798	217,740478	270,586931	354,0314412	334,1719684	374,1637991

Tableau8-7: Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Tableau récapitulatif des pertes instantanées (t/m²) :

L'abscisse de la section		perte dus aux frottements	perte dus aux recul	perte dus aux raccourcissement	LA SOMME
0L	0	0	133,583	21,77977799	155,3629133
13.5/L	0,5	2,336315822	129,860	21,77404782	153,9702202
L/8	3,375	15,9430	108,451	27,05869306	151,4526821
L/4	6,75	30,6006	83,319	35,40314412	149,3226458
3L/8	10,125	40,7603	58,187	33,41719684	132,3642713
L/2	13,5	60,4376	33,0546	37,41637991	130,9085519

Tableau8-8 : les valeurs des pertes instantanées

VIII.6.2) Pertes différées :

VIII.6.2.1) Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait se développe dés le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension.

L'expression des pertes par retrait est donnée par le BPEL : $\Delta\sigma = \varepsilon_r (1 - r(j)) E_P$.

Avec: $\varepsilon_r = 0{,}0003$ étant le retrait total du béton.

j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

r(t) : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$r(t) = t / t + 9\, r(m)$. Avec : $r(m) = B_n / p$.

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

Pour les deux câbles à l'about :

$Bn = 6162.84\ cm^2$

$p = 450.232$ cm

$r(m) = B_n / p = 13.688$ m

A 7 jours : $r(t) = 7 / (7 + 9(13.688))$

$r(t) = 0.05377$

Alors: $\Delta\sigma = 0{,}0003 (1 - 0{,}05377)\ 2\ 10^7$. Donc : $\Delta\sigma = 5677.399$ t / m².

A 28 jours : $r(t) = 28 / (28 + 9(13.688))$

$r(t) = 0.1852$ Alors : $\Delta\sigma = 0{,}0003 (1 - 0{,}1852)\ 2\ 10^7$. Donc : $\Delta\sigma = 4888.8395$ t / m².

l'about	p	Bn	r(m)	r(t)	Δσ t/m²
7 j	450,232	6162,84	13,688143	0,05376621	5677,40272
28 j	450,232	6162,84	13,688143	0,18519341	4888,83956

Pour les deux câbles à la médiane :

médiane	p	Bn	r(m)	r(t)	Δσ t/m²
7j	477,763	4157,2	8,701385415	0,082051312	5507,692127
28j	477,763	4157,2	8,701385415	0,263374563	4419,752622

Pour les deux câbles à l'intermédiaire :

l'intermédiaire	p	Bn	r(m)	r(t)	Δσ t/m²
7 j	461,27	5138,55	11,14000477	0,065261954	5608,428275
28 j	461,27	5138,55	11,14000477	0,218306492	4690,16105

Pour les deux câbles à Médiane+dalle :

Médiane+dalle	p	Bn	r(m)	r(t)	Δσ t/m²
7j	851,41	7377	8,664450735	0,08237227	5505,76639
28j	851,41	7377	8,664450735	0,26420065	4414,79609

Tableau8-9 : les valeurs des pertes dues au retrait du béton

VIII.6.2.2) Pertes dues au fluage :

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement a une contrainte constante et permanente
Étant donnée que les câbles sont ancrés dans le béton ; ils vont subir la même déformation.
Sont données par :

$$\Delta \sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m)\, E_p / E_{IJ}$$

σ_b: la contrainte finale du béton

σ_m: la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Application sur les câbles à l'about :

Sachant que les câbles sont tirée à 7 jours : $\sigma b + \sigma m = \sigma' bj \times K_{fl}$
K_{fl} : coefficient de fluage, selon (BAEL 91)
$K_{fl} = (Ei - Ev) / Ev = 3 (Ei - Ev) / Ev = 2.$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :
$K_{fl} = (100-15)*2=1,7$
$K_{fl} = 1,7$
$\Delta\sigma_{fl} = [1.7 \times 2\ 10^6 / 21000\ (350)^{1/2}]\ \sigma' bj = 8,654\ \sigma' bj.$

abscisse	0,00L	à 0.5 m	à 3,375 m	à 0.25L	à 3L/8	à 0,5 L
Pertes dues au fluage (t/m²)	6782,375	6780,590	8426,266	11024,786	10406,348	11651,722

Tableau8-10: les valeurs des pertes dues fluage

VIII.6.2.3) Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles ; cette perte est donnée par
La formule suivante :

$$\Delta\sigma = (6/100)\, \rho_{1000}\, [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0]\, \sigma_{pi}(x).$$

μ_0 coefficient égale à: 0,30 pour les armatures à relaxation normale.
0,43 pour les armatures à très basse relaxation.
0,35 pour les autres armatures.
$\sigma i = 144000\ t/m^2$ et $\mu 0 = 0,43.$

σi = σp0 - Δσi. Avec Δσi : la contrainte totale instantanée.

En général : ρ1000 =2.5% pour les aciers TBR

ρ1000 =8% pour les aciers RN

Application sur les câbles sortant à l'about :

Désignation	0,00L	à 0.5 m	à 3,375 m	à 0.25L	à 3L/8	à 0,5 L
Δσp0 (t/m²)	144000	144000	144000	144000	144000	144000
Δσi (t/m²)	15536,291	15397,02202	15145,268	14932,264	13236,4271	13090,855
σi (t/m²)	128463,71	128602,978	128854,73	129067,73	130763,572	130909,14
Δσreel (t/m²)	5466,5278	5487,379541	5525,1547	5557,1980	5815,00954	5837,3636

Tableau8-11 : les valeurs des pertes dues a la relaxation des aciers

Tableau récapitulatif des pertes différées (t/m²) :

Δσd = Δσr + Δσfl + 5/6 Δσp.

Désignation	0,00L	à 0.5 m	à 3,375 m	à 0.25L	à 3L/8	à 0,5 L
Pertes dues au retrait	4888,840	4888,840	4690,161	4690,161	4419,753	4419,753
Pertes dues au fluage	6782,375	6780,590	8426,266	11024,786	10406,348	11651,72
Pertes dues à la relaxation	5466,528	5487,380	5525,155	5557,198004	5815,0095	5837,364
Δσ totale	16226,654	16242,246	17720,723	20345,946	19671,942	20935,94

Tableau8-12 : les valeurs des pertes différées

VIII.6.2) Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

% pertes = Δσ totale / 1 x 144000. En (t/m²).

Désignations	0,00L	à 0.5 m	à 3,375 m	à 0.25L	à 3L/8	à 0,5 L
Pertes instantanées	15536,291	15397,0220	15145,2682	14932,2645	13236,4271	13090,8552
Pertes différées	16226,654	16242,2463	17720,7225	20345,9456	19671,9422	20935,9442
Pertes totales	31762,946	31639,2683	32865,9907	35278,210	32908,3694	34026,7994
% pertes	22%	22%	23%	24%	23%	24%

Tableau8-13 : les valeurs des pertes totales

CONCLUSION :

Donc parce que tous les pourcentages est inférieures de 25% L'estimation des pertes à 25% est vérifie après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifie et égale à 2 câbles de 12T15 chacun.

VIII.7.)Calcul justificatif des poutres :

VIII.7.1) vérification a l'ELS :

A- Les contraintes normales

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tous points de la poutre les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\sigma_{min} \leq \sigma \leq \sigma_{max}$$

On considère la section médiane.

La contrainte normale s'exerçant dans la section d'ordonnée « y» :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P.e + M)\frac{y}{I}$$

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées j éme jours après la mis en tension sont données par : $\sigma_{cj} = r(j).\ \sigma$

Avec : $r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$

Phase de construction à vide :

$$P_1 = 0.5x\left(1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_p\right).n.A_p$$

Vérification de σ(y) :

$$\sigma bt \leq \sigma(y) \leq \sigma bc$$

Avec :

P1 = (1.02σP0 -0.8Δσp) n A p

Δσdg =r (t) Δσd

°La première phase

Au 7 éme jour la poutre est toujours sur le banc de construction, les câbles de la première famille sont tirés à 50%et consomment 50% des pertes instantanées.

Les câbles de la première famille sont tirés à 50% c'est-à-dire P=50% P1

P1 = (1.02σP0 -0.8Δσp) n A p = (1.02 x (0.5 x 1440) -0.8 x (0.5 x 94, 4161393)) 2 x 1668 .10-6

Donc :

P1 =2.29 MN

Mgp = 1, 1928 MN.m.

$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P\ e + M)\frac{Y}{I} = \frac{2.29}{0.428} + (2.29\ (-0.55) + 1,1928)\frac{Y}{0.085}$

σ(y) = 5.35 – 9.7847 y

Pour :

$\sigma_M = 0.6f_{c7} = 0.6x23.178 = 13.907$ Mpa .

$\sigma_m = -1.5\ f_{t7} = -1.5x2.7 = -4.05$ Mpa.

$$\begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-0.735) = 5.93\ \text{Mpa} < 13.907\ Mpa. & \text{Vérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.565) = 4.91\ \text{Mpa} < 13.907\ Mpa. & \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

°La deuxième phase :

Au 28 éme jours la poutre est toujours sur le banc de préfabrication, on tire les câbles de la 1ere famille à 100% et vont consommer 100% des pertes instantanée.

P1 = (1.02σP0 -0.8Δσp) n A p = (1.02 x (1x1440) - 0.8 x (1x 94, 4161393)) 2 x 1668 .10-6

Donc :

P1 =4.65 MN

$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P\,e + M)\,\frac{Y}{I} = \frac{4.65}{0.428} + (4.65\,(-0.55) + 1.1928)\,\frac{Y}{0.085}$

$\sigma(y) = 10.864 - 16.055\,y$

Pour :

$\sigma_M = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21$ Mpa .

$\sigma_m = -1.5\, f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -2.7$ Mpa.

$\begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-0.735) = 22.66 \text{ Mpa} < 21\ Mpa. & \text{non Vérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.565) = 1.79 \text{ Mpa} < 21\ Mpa. & \text{Vérifiée.} \end{cases}$

Donc on ajoute un contre poids pour soulager la poutre.

On évalue la valeur du contre poids comme suit :

$\sigma(V') + \frac{M_c}{I_n} V \leq 21 \Leftrightarrow 22.66 + \frac{M_c}{0085}(-0.735) \leq 21 \Leftrightarrow Mc \geq 0.19$ MN.m

On prend Mc= 0.2 MN.m.

Donc :

$\sigma(v) = \frac{P}{B} + (P\,e + M)\,\frac{Y}{I} = \frac{4.65}{0.428} + (4.65\,(-0.55) + 1.3928)\,\frac{Y}{0.085}$

$\sigma(v) = 10.864 - 13.7023\,y$

$\begin{cases} \sigma(v') = \sigma(-0.735) = 20.5 \text{ Mpa} < 21\ Mpa. & \text{Vérifiée.} \\ \sigma(v) = \sigma(0.565) = 3.12 \text{ Mpa} < 21\ Mpa. & \text{Vérifiée.} \end{cases}$

°La troisième phase:

Au 30 éme jour, nous posons la poutre sur les appuis, on coule la dalle, les câbles de la 1ere famille vont consommer en plus des pertes instantanées un certain pourcentage de perte diffères qui est r(t) %, t étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100%.

P1 = (1.02σP0 -0.8Δσp) n A p

Δσdg =r(t) Δσd

$r(t) = \frac{t}{t+9\times rm}$ $r(2) = \frac{2}{2+9\times 8{,}701385415} = 0.025$

Donc en peut calculer :

Δσdg= 0,025 x 108,590529= 2.7147 MPa

Δσp= Δσdg + Δσin

Δσp= 2.7147 + 94,4161393= 97.131 MPa

P1 = (1.02(1440) - 0.8 (97.131)) 2.1668.10-6= 4.64 MN

Mg (p+d) = 1, 85 MN.m.

$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P\,e + M)\,\frac{Y}{I} = \frac{4.64}{0.718} + (4.64\,(-0.55) + 1.85)\,\frac{Y}{0.157} \leq 21$ MPa

$\sigma(y) = 6.46 - 4.47\,y$

σ(-0.735) = 9.75 MPa. ≤ 21 Mpa vérifié.

σ(0.565) = 3.94 MPa ≤ 21 MPa vérifié.

°La 4 ème phase :

Au 60 éme jour, on installe le revêtement, les trottoirs, les gardes corps, les glissières et les corniches.

*Les pertes différées sont :

$\Delta\sigma d = r(32)\,\Delta\sigma d\,T$

$r(t) = \frac{t}{t+9\times rm}$ $\quad r(32) = \frac{32}{32+9\times 8,664450735} = 0,2909.$

$\Delta\sigma dg = 0,2909 \times 108,590529 = 35.58898$ MPa

$\Delta\sigma p = \Delta\sigma dg + \Delta\sigma in$

$\Delta\sigma p = 35.58898 + 94,4161393 = 130,0051$ MPa

P1 = (1.02(1440) - 0.8 (130,0051)) 2 (1668).10-6=4.55 MN

Mg t = 2, 295 MN.m.

$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P\,e + M)\frac{Y}{I} = \frac{4.55}{0.718} + (4.55\,(-0.578) + 2,295)\frac{Y}{0.157} \leq 21$ MPa

$\sigma(y) = 6.337 - 2.1331y$

$\sigma(-0.99) = 8.45$ MPa ≤ 21 MPa vérifié.

$\sigma(0.51) = 5.25$ MPa ≤ 21 MPa vérifié.

La 5 éme phase :

L'ouvrage est en service, on suppose que les câbles ont consommés la totalité des pertes ; la surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable qui est « G + D240 ».

- Section résistante : poutre +dalle (caractéristiques homogènes)

A vide :

P1 = (1.02(1440) - 0.8 (203.006668)) 2 (1668).10-6=4.3581 MN

Mg t = 2, 295 MN.m.

$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P\,e + M)\frac{Y}{I} = \frac{4.3581}{0.736} + (4.3581\,(-0.578) + 2,295)\frac{Y}{0.178} \leq 21$ MPa

$\sigma(y) = 5.92 - 1.2583\,y$

$\sigma(-0.99) = 7.17$ MPa ≤ 21 MPa vérifié.

$\sigma(0.51) = 5.28$ MPa ≤ 21 MPa vérifié.

En charge :

Moment du au G+ D240

$$P_1 = (0.98\,\sigma_{p0} - 1.2(\sigma_{p\,inst} + \Delta\sigma_{p\,diff})).\,n.\,A_p$$

P1 = (0.98(1440) - 1.2 (203.006668)) 2 (1668).10-6=3.8951 MN

M (G+D240)= 4, 25046 MN.m.

$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P\,e + M)\frac{Y}{I} = \frac{3.8951}{0.736} + (3.8951\,(-0.578) + 4,25046)\frac{Y}{0.178} \leq 21$ MPa

$\sigma(y) = 5.292 + 11.23\,y$

$\sigma(-0.99) = 16.41$ MPa. ≤ 21 MPa vérifié.

$\sigma(0.51) = 5.28$ MPa. ≤ 21 MPa vérifié.

Conclusion :

Les contraintes normales sont toutes vérifiées en construction et en service.

B- Justification des contraintes tangentielles a l'ELS:

Notre but dans cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant est de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

Donc on doit vérifier l'inégalité suivant :

$$\left(\tau^2 \le 0.4 f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x)\right) \text{ Avec } \left(\sigma_x = \frac{P}{B} + \frac{(Pe_0 + M)}{I} y\right) \text{ et } \left(\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I}\right)$$

$\sigma_x = \frac{P}{B} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B}$: Contrainte normale longitudinale.

Avec :

$S_{(y)}$: Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.

bn: largeur nette de la section au niveau y.

NB :

*Les phases est les estimations des pertes sont les mêmes que celles prises pour la vérification des contrainte normales, (en considérant la section d'appuis).

Avec :

I : Moment d'inertie de la section considérée (cm^4).

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton.

ftj : la résistance de la traction du béton à l'âge j.

σx: la contrainte de la précontrainte appliquée.

$V_{red} = T_G + T_P$.

T_G = effort trenchant.

T_P = % de la mise en tension x Ap x σi ($\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2$).

σi = σpo – Δσ . (σpo = 144000 t/m^2).

A l'about X = 0.00 L : $b_n = 44 - 8 = 36$ cm.

Vérification :

----	TG (t)	TP	Vred	S	I	τreduit	ftj	σx	τ2	limite	l'état
Phase°1	0,1767	0,0020	0,1787	0,1140	0,1035	0,5468	1,99	0,0118	0,2990	1,5935	vérifier
Phase°2	0,1767	0,0038	0,1805	0,1140	0,1035	0,5523	2,7	0,0241	0,3051	2,9420	vérifier
Phase°3	0,2746	0,0038	0,2784	0,1140	0,1035	0,8518	2,7	0,0166	0,7255	2,9339	vérifier
Phase°4	0,3400	0,0037	0,3437	0,1901	0,1975	0,9192	2,7	0,0163	0,8449	2,9336	vérifier
Phase°5	0,3400	0,0035	0,3435	0,1901	0,1975	0,9187	2,7	0,0156	0,8439	2,9328	vérifier
Phase°6	0,3582	0,0035	0,3617	0,1901	0,1975	0,9672	2,7	0,0139	0,9356	2,9310	vérifier

Tableau°54 : vérification des contraintes tangentielle

Conclusion :

Donc les contraintes tangentielles sont largement respectées en toutes phases d'exécutions

VI.7.2) Vérification à la rupture:

A- Sécurité à la rupture en flexion:

Sécurité à la rupture en flexion :

$$\begin{cases} 1{,}35\, M_G + 1{,}5\, M_Q \le M_{RA} \\ 1{,}35\, M_G + 1{,}5\, M_Q \le M_{RB} \end{cases}$$

M_{RA}, M_{RB} : sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

Calcul de M_{RA}:

$M_{RA} = 0,9\ h \times F$

$h = 150 - 16 = 134$ cm

$F = \omega\ fprg \Rightarrow F = 2 \times 16,68 \times 10\text{-}4 \times 180000 = 600.48$ t

$M_{RA} = 600.48 \times 0,9 \times 1,59 = 859.29$ t.m

Calcul de M_{RB}:

Pour l'âme :

M_{RB} âme $= 0,35\ b0 \times h^2 \times fc28$

L'épaisseur de l'âme $b_0 = 44$ cm

La hauteur utile $h = 134$ cm

$fc28 = 35$ MPa

M_{RB} âme $= 0,35 \times 0,44 \times 1.34^2 \times 3500 = 967.83$ t.m

Pour l'hourdis:

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0 ($h_0 = 16 + 20 = 36$ cm) constituent la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB}\ \text{hourdis} = \min \begin{cases} 0,8\ (b - b_0)\ (h - h_0/2)\ h0\ fc28. \\ 0,35\ (b - b_0)\ h^2\ fc28. \end{cases}$$

$$M_{RB}\ \text{hourdis} = \min \begin{cases} 0,8\ (1.03 - 0.21)\ (1.34 - 0.36/2)\ 0.36 \times 3500 \\ 0,35\ (1,03 - 0,21)\ 1.34^2 \times 3500 \end{cases}$$

$$M_{RB}\ \text{hourdis} = \min \begin{cases} 958.81\ \text{t.m} \\ 1803.68\ \text{t.m} \end{cases}$$

Alors : M_{RB} hourdi $= 958.81$ t.m

Donc : $M_{RB} = M_{RB}$ hourdi $+ M_{RB}$ âme $= 958.81 + 967.83 = 1926.64$ t.m

Moment de fissuration :

Le moment de fissuration est le moment qui provoquerait sur la fibre inférieure une contrainte résultante dépassant la contrainte de compression au niveau de cette fibre.

La contrainte de compression est due à celle provoquée par la précontrainte et celle de la limite de traction du béton.

$$\sigma_{rc} = \frac{P}{B_n} + \frac{p \times e_p \times v'}{I} + \sigma_{tb}$$

$$= \frac{3.48}{0.71755} + \frac{3.48 \times 0.8 \times 1.0106}{0.15743} + 2.7 = 25.42\text{MN.m}$$

$Mf \times V' / I = 25.42 \Rightarrow Mf = 25.42 \times 0.15743 / 1.0106$

$Mf = 395.98$ t/m^2.

Donc : $Mf < 859.29$ t.m Vérifiée.

Sécurité :

Sécurité Par rapport au béton :

$1,35\ M_G + 1,5\ M_Q = 1,35G + 1,5D240 = 602.974$ t.m

$M_{RB} = 1926.64$ t.m

0,7 M_{RB} = 1348.648 t.m

Donc :

1.35 M_G + 1,5 M_Q= 602.974 t.m < 0,7M_{RB}=1348.648 t.m Vérifiée.

Sécurité Par rapport aux aciers :

1.35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35G+1,5D240= 602.974 t.m

M_{RA} = 859.29 t.m

0.9 M_{RA} = 773.361 t.m.

Donc :

1,35 M_G + 1,5 M_Q=602.974 t.m < 0,9M_{RA}=773.361 t.m Vérifiée.

Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

2. Sécurité à la rupture par l'effort tranchant :

1.35V_G + 1.5 V_Q=0,53159 MN.

Vru =1.35V_G + 1.5 V_Q – 0.75∑P3inα = 0.49736 MN.

D'où le cisaillement ultime $\tau_u = \frac{0.49736 \quad x0.1140}{0.36\,x0.08767} = 1.79\,MPa$

L'inclinaison des bielles est telle que : tg2βu = 2 τ_u / σ_{xu}

Avec : $\sigma_{xu} = \frac{P}{B} = 3.7158$ MPa

tg2βu = $\frac{2x1.73}{3.72} = 0.96$ D'où βu = 21.95° limité à 30°

tg βu = tg 30° = 0.577

VIII.8) Ferraillage passif :

VIII.8.1) Ferraillage longitudinal:

- Armatures longitudinales :

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{t1}}{\sigma_{Bt}}$$

Avec : Bt : surface du béton tendu (cm^2).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

ftj : contraintes de traction du béton calculée à partir de fcj.

σbt : contrainte de traction réelle dans le béton

Notre cas on a tout la section du béton soumise à la compression donc : A_S = 0.00 cm^2

VIII.8.2.) Armatures longitudinales de peau :

Le but est de repartir les effets de retrait et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

Amin ≥ max {3 cm^2/m ; 0.1%de la section de la poutre homogène= 0,001x4584cm^2=0.45 cm^2}

Amin ≥ 0.45 cm^2. On va choisir une armature HA10 espacée de 25cm.

➢ Minimum d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \,.\, fe}{S_t \,.\, b_n \,.\, 1{,}15} \geq (\tau_u - f_{tj}/3)tg\beta_u = (1.79 - 0.9)0.577 = 0.53MPa$$

Soit : $\frac{A_t}{S_t} \geq 5.31 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \text{ x } b_n \text{ x } \gamma_s}{f_e}$$

Soit : $(\frac{A_t}{S_t})_{min} = \frac{0.6 \text{ x } 0.36 \text{ x } 1.15}{400} = 6.21 \text{ cm}^2 / m$

Nous retiendrons donc un cadre HA10 (At = 1.57 cm²) avec un écartement de 30 cm à l'appui et sur une longueur h/2 ≈ 1m et un espacement 2 x 0.79/6.21 ≈ 25.44 cm à mi travée

➢ L'écartement maximum des cadres :

$$S_t \leq \min(0{,}8h \,,\, 3b_0 \,,\, 1\,m) = \min(0{,}8 \,.\, 1{,}5 \;;\; 3 \,.\, 0{,}44 \;;\; 1m) = 1\,m$$ Ce qui est vérifié

➢ Justification des bielles de béton :

Il suffit de vérifier que :

$$\tau_{u\,red} \leq \frac{f_{cj}}{6}$$

$$\tau_{u\,red} = 1.79 \leq \frac{35}{6} = 5{,}833\,MPa$$ (Vérifiée)

VIII.8.3.) Étude de la zone d'about :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives.

À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.

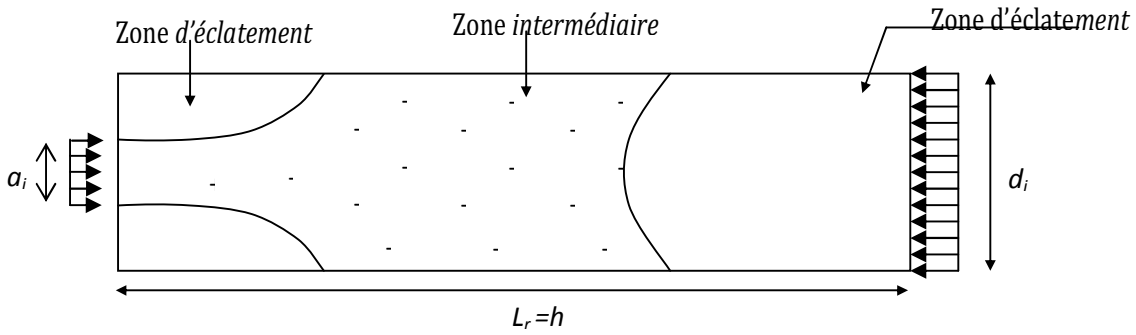


Fig.VII.3 : Zones de régularisation

Etude de la première zone de régularisation :

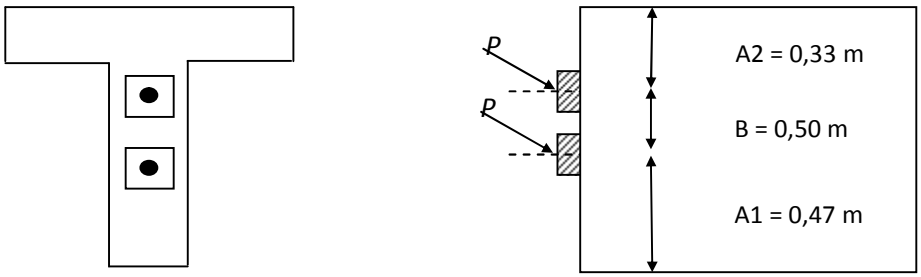


Fig. (VIII-3) : Zone d'about.

$d_1 = \min\left(2A2\ ,\ B\right) = 50\ cm$

$d_2 = \min\left(B\ ,2\,A1\right) = 50\ cm$

$\Rightarrow d_{\min} = 50\ cm$

VIII.8.3.1.1.) Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferraillage de surface As donnée par la formule :A_2 ; A_1

$$A_s = 0{,}04\ .\ \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s\,\lim}}$$

Avec : $P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0}\ .\ A_p = 2{,}4019\ MN$

$$\sigma_{s\,\lim} = \frac{2}{3} f_e = 266{,}67\ MPa$$

- Plan vertical :

$$A_s = 0{,}04\ .\ \frac{2{,}4019}{266{,}67} = 3{,}6028\ .\ 10^{-4}\ m^2$$

Soit 2cadres de HA12 ; $A_s = 4{,}52\ cm^2$

- Plan horizontal :

$$A_s = 0{,}04\ .\ \frac{2\ .\ 2{,}4019}{266{,}67} = 7{,}2056\ .\ 10^{-4}\ m^2$$

Soit 4 cadres de HA12. $A_s = 9{,}05\ cm^2$

VIII-3-1-2- Zone intermédiaire comprimée :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b\ .\ d_j} \le \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec : $b = 0{,}44\ m$; $d = 0{,}50\ m$

- Au 7ème jour : $f_{c7} = 23{,}179\ MPa$

$$\sigma_{m_7} = \frac{0,5\ .\ 2,4019}{0,44 \times 0,5} = 5,46\ MPa \leq 15,45\ MPa$$ (Vérifiée)

- Au 28ème jour : $f_{C\,28} = 35\ MPa$

$$\sigma_m = \frac{2,4019}{0,47 \times 0,5} = 10,22\ MPa \leq 23,33\ MPa$$ (Vérifiée)

VIII-3-1-3- Zone d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σ_{teg} doit vérifier :

- Plan vertical : $\sigma_{tej} = 0,5\left(1 - \frac{a_j}{d}\right)\frac{P_{j_0}}{b\ .\ d} \leq 1,25\ f_{tj}$

Au 7ème jour : $f_{t7} = 1,99\ MPa$

$$\sigma_{te\,7} = 0,5\left(1 - \frac{0,26}{0,5}\right)\frac{0,5\ .\ 2,4019}{0,44\ .\ 0,5} = 1,31\ MPa$$

$$\sigma_{te\,7} = 1,31\ MPa \leq 2,489\ MPa$$ (vérifiée)

Au 28ème jour : $f_{t28} = 2,7\ MPa$

$$\sigma_{te\,28} = 0,5\left(1 - \frac{0,26}{0,5}\right).\frac{2,4019}{0,5\ .\ 0,44} = 2,62\ MPa \leq 3,37\ MPa$$ (vérifiée)

- Plan horizontal : $\sigma_{tej} = 0,5\left(1 - \frac{a_j}{b}\right)\frac{P_{j_0}}{b\ .\ d} \leq 1,25\ f_{tj}$

Au 7ème jour : $f_{te7} = 1,99\ MPa$

$$\sigma_{te\,7} = 0,5\left(1 - \frac{0,26}{0,44}\right).\frac{0,5\ .\ 2,4019}{0,5\ .\ 0,44} = 1,11\ MPa \leq 2,489\ MPa$$ (Vérifiée)

Au 28ème jour : $f_{t28} = 2,7\ MPa$

$$\sigma_{te28} = 0,5\left(1 - \frac{0,26}{0,44}\right).\frac{2,4019}{0,5\ .\ 0,44} = 2,23 MPa \leq 3,37\ MPa$$ (Vérifiée)

VIII-3-1-4- Ferraillage d'éclatement :

- Plan vertical :

$$A_e = \max\begin{cases} 0,25\left(1 - \frac{a_{j'}}{d}\right)\frac{P_{j'_0}}{\frac{2}{3}f_e} = 0,25\left(1 - \frac{0,26}{0,5}\right).\frac{2,4019}{\frac{2}{3}400} = 10,81\ cm^2 \\ 0,15\ \frac{P_{j'_0}}{\frac{2}{3}f_e} = 0,15\ .\ \frac{2,4019}{\frac{2}{3}400} = 13,51\ cm^2 \end{cases}$$

$A_e = 13,51\ cm^2$

On dispose 4 HA16 $\left(16,08\ cm^2\right)$

➢ Plan horizontal :

$$A_e = \max \begin{cases} 0,25\left(1-\frac{a_{j'}}{b}\right)\frac{P_{j'_0}}{\frac{2}{3}f_e} = 0,25\left(1-\frac{0,26}{0,44}\right).\frac{2,4019}{\frac{2}{3}400} = 9,21\ cm^2 \\ 0,15\ \frac{P_{j'_0}}{\frac{2}{3}f_e} = 0,15\ .\frac{2,4019}{\frac{2}{3}400} = 13,51\ cm^2 \end{cases}$$

$A_e = 13,51\ cm^2$

On dispose 4 cadres HA16 (16,08 cm²) autour de chaque plaque d'ancrage.

VIII-3-2- Etude de la deuxième zone de régularisation :

L'about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumis d'un coté aux forces de précontrainte P_j et de l'autre aux contraintes $\sigma(P_j)$ et $\tau(P_j)$

Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées.

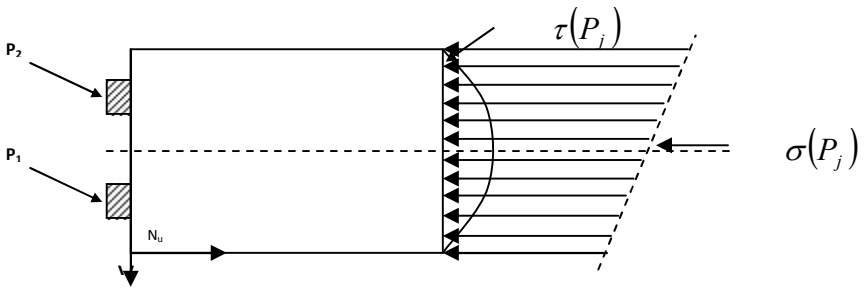


Fig. (VIII-5) : Concentration des contraintes.

La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max\left|\tau_x + \tau\right| \le 1,5\ f_{tj}$$

Avec : $\tau_x = \frac{2\ .\ V_x}{b\ L_r}$ et $\tau = \frac{V_{red}\ .\ S(y)}{I_n\ .\ b_n}$

$L_r = h$: Longueur de régularisation.

b : Largeur de la section.

τ_x : Contrainte de cisaillement due à V_x.

Au 7ème jour :

Calcul de σ :

$$\sigma(t) = \frac{\sum P_i \cos\alpha_i}{B_n} + \frac{\sum P_i \cos\alpha_i\ .\ e_i}{I_n} t$$

Avec : $P_i = \left(\sigma_{P_{0j}} - \Delta\sigma_{inst}\right).\ A_p$

$P_{1,2} = (1440 - 141,2798056).\ 0,5\ .\ 1668\ .\ 10^{-6}$

$P_{1,2} = 1,08\ MN/câble$

Câble	P_i	$P_i \cos\alpha_i$	$P_i \sin\alpha_i$	e_i	$P_i \cos\alpha_i e_i$
1	1,08	1,078	0,056	-0,25	-0,2695
2	1,08	1,073	0,1154	0,25	0,2683
Σ	/	2,151	0,1714	/	-0,0012

Tableau: Forces de précontrainte.

D'où : $\sigma(t) = 3{,}49 - 0{,}003t$

La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{max} = \max|\tau_x + \tau| \le 1{,}5\ f_{tj}$$

Avec : $\tau_x = \dfrac{2 . V_x}{b\ L_r}$ et $\tau = \dfrac{V_{red} . S(y)}{I_n . b_n}$

$L_r = h/2$: Longueur de régularisation.

b : Largeur de la section.

τ_x : Contrainte de cisaillement due à V_x.

VX : l'effort tranchant dans la position x.

VX=p_0 (sin α_1 +sin α_2)+ql/2=-2.402x0.75(sin2.97+ sin6.13)+0.025186x25.7/2

VX=0.0379 MN.

τ_x =2x0.0379/0.44x0.65=0.265 MN.

$$\tau_{max} = \max|0.265 + 1.79| = 2.055 \le 2.7$$

VIII-4- Etude de la zone d'appui :

Cette zone est soumise à des forces concentrées due aux réactions d'appui et à l'ancrage des armatures de précontrainte.

Les calculs justificatifs se portent sur l'étude de :

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur.

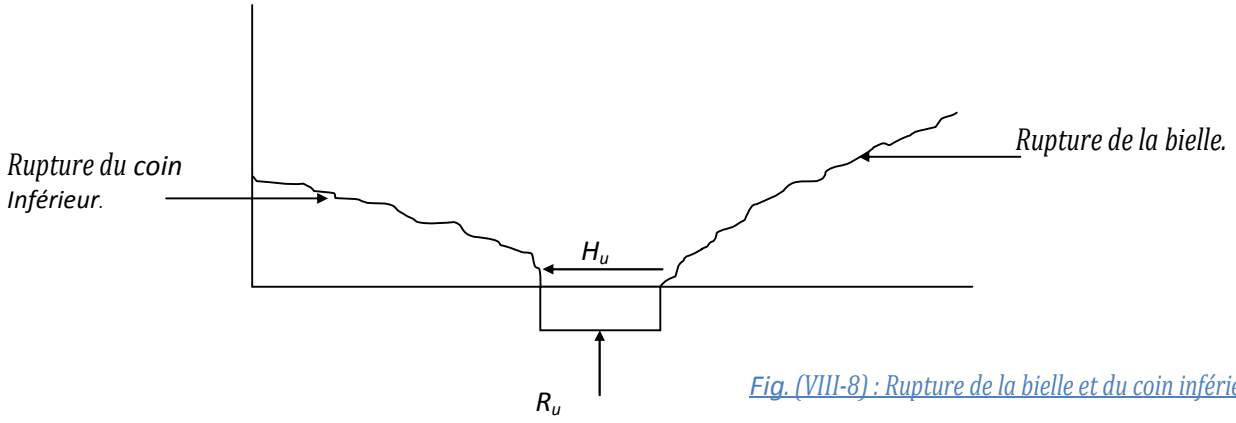


Fig. (VIII-8) : Rupture de la bielle et du coin inférieur.

VIII-4-1- Equilibre de la bielle d'about :

L'appui transmet au béton une réaction verticale R_u et une réaction horizontale H_u.

Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont $\sum P_i \sin\alpha_i$ et $\sum P_i \cos\alpha_i$.

La résultante R conduit à une rupture lorsque son inclinaison θ dépassé l'angle d'application β_u Donnée par la formule.

$$tg\ 2\beta_u = \frac{2\,\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

Avec :

$$\sigma_{yu} = 0 \quad \Rightarrow \quad tg2\beta_u = \frac{2\,\tau_u}{\sigma_{xu}}$$

La condition à vérifier : $tg\theta \le tg\beta_u$

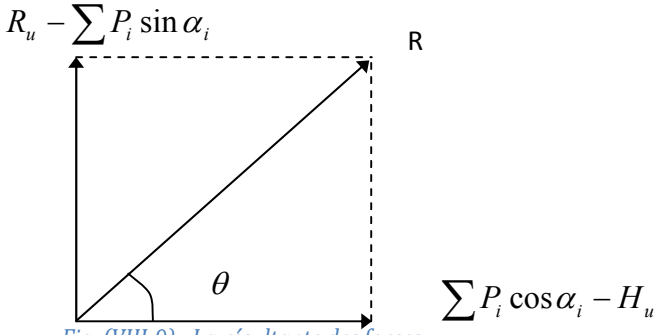


Fig. (VIII-9) : La résultante des forces.

Le calcul consiste un premier lieu à rechercher le niveau r de la poutre tel que donné dans la formule :

$$\sum \overline{P_i} \cos\alpha_i - H_u \ge \left(R_u - \sum \overline{P_i} \sin\alpha_i\right) cotg\ \beta_u$$

$\overline{P_i}$: Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite.

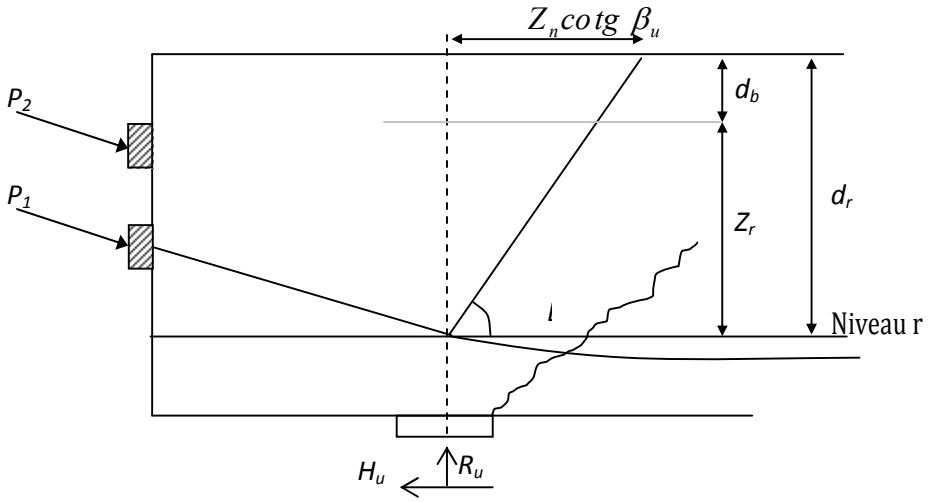


Fig. (VIII-10) : Représentation de la bielle d'about.

VIII-4-2- Application à notre projet :

$$R_u = 1.35VG + 1.5\ VQ = 0{,}53159\ MN.$$

$$H_u = [0{,}1VG] = 0{,}034001\ MN$$

$$\overline{P_i} = \min\begin{cases} 1{,}2\left(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T\right).A_p = 2{,}39\ MN/câble \\ \dfrac{f_{prg}\ .\ A_p}{1{,}15} = 2{,}61\ MN/câble \end{cases}$$

$$\overline{P_i} = \min(2{,}39\ ;\ 2{,}61) = 2{,}39\ MN/câble$$

$$V_{u\,red} = R_u - \sum \overline{P_i} \sin \alpha_i = 0{,}48\ MN$$

$$\tau_{u\,red} = \frac{V_{u\,red}\ .\ S}{I\ .\ b_n} = \frac{0{,}48\ .\ 0{,}114}{0{,}08767\ .\ 0{,}36} = 1{,}73\ MPa$$

$$\sigma_{x\,u} = \frac{\sum \overline{P_i} \cos \alpha_i}{B_h} = 3{,}7158\ MPa$$

$$tg\,2\beta_u = \frac{2\ .\ \tau_u}{\sigma_{x\,u}} = 0{,}93 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 21{,}47° \quad \text{On prend} \quad \beta_u = 30°$$

VIII-4-2-1- Recherche du niveau r :

Câble 1 :

$$\overline{P_1} \cos \alpha_1 - H_u \geq \left(R_u - \overline{P_1} \sin \alpha_1\right) co\,tg\ \beta_u$$

$$2{,}29 \cos 2{,}97° - 0{,}034001 \geq \left(0{,}53159 - 2{,}29 \sin 2{,}97°\right) co\ tg 30°$$

$$2{,}25 \geq 0{,}71 \qquad \text{(Vérifiée)}$$

Donc la condition est vérifiée, d'où le niveau « r » correspond au niveau du câble N°1.

La fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau dr.

$$d_r = h - y_{cable1} = 1{,}3 - 0.46938 = 0{,}83\ m$$

$$Z_r = d_r - d_b = d_r - 0{,}1h = 0{,}7\ m$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 0{,}87\ m$$

D'où : $Z > Z_r$, *il faut majorer la section par le coefficient* $Z/Z_r = 1{,}25$ et $A_t = 1{,}57\ cm^2$

La quantité d'armatures est donc : $A'_t = \frac{Z}{Z_r}\ .\ A_t = 1{,}96\ cm^2$

$A'_t = 1{,}96\ cm^2$ *Soit* 1 *cadre* HA12 *espacés* de 30 cm

VIII-4-3- Equilibre du coin inférieur :

Sous l'effet de la réaction verticale et des forces de précontraintes il y a un risque de rupture du coin inférieur.

On doit s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de rupture du ce coin en vérifiant l'inégalité :

$tg\alpha \leq tg\phi$

Avec :

α : Angle de la résultante avec la normale à P_i.

ϕ : Angle de frottement interne du béton, le BPEL donne $\phi = arc\ tg \frac{2}{3}$

Il faut vérifier que :

$$\sum \overline{P_i} \cos \alpha_i - H_u \geq \left(R_u - \sum P_i \sin \alpha_i\right) . \frac{1{,}5 - tg\theta}{1 + 1{,}5\ tg\theta}$$

VIII-4-3-1- Au niveau du câble N°1 :

$$tg\theta = \frac{0,469}{0,50} = 0,938$$

$$\lambda = \frac{1,5 - tg\theta}{1 + 1,5\, tg\theta} = 0,23$$

$$\sum \overline{P}_i \cos \alpha_i - H_u = 2,25 \ MN$$

$$\left(R_u - \sum P_i \sin \alpha_i\right)\lambda = 0,09 \ MN$$

Donc :

$2,25 \geq 0,09$ *(Vérifiée)*

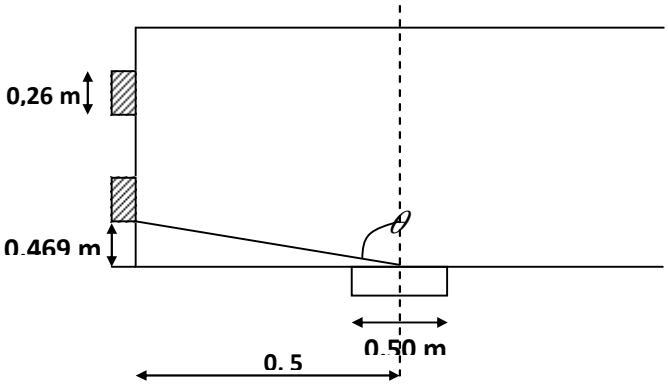


Fig. (VIII-11) : Coin inférieur.

VIII-4-3-2- Calcul de la section d'acier minimal :

$$tg\phi = \frac{2}{3} = \frac{0,469}{x}$$

$$x = 0,7\ m > 0,50\ m$$

Donc l'appareil d'appui n'est pas atteint par le flux de précontrainte d'où $K = 0$, la section d'acier est donnée par la formule :

$$A_{l\,\min} = \frac{0,04\ R_u}{f_e / \gamma_s} . (5 - 4K)$$

$$A_{l\,\min} = \frac{0,04\ .\ 0,53159}{400\ /\ 1,15} . 5 = 3,06\ cm^2$$

Soit : 4HA10 (3,14 cm²)

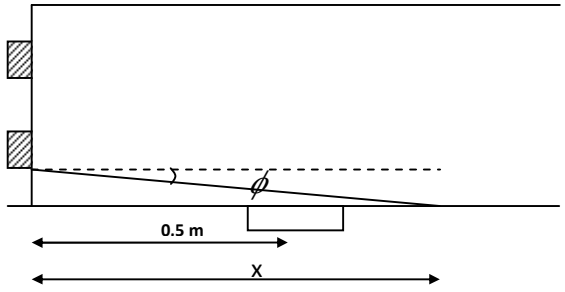


Fig. (VIII-12) : Plan de rupture

VIII-5-1- Cadre du talon :

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre On choisit 2 cadres HA12. On fixe l'espacement St = 15 cm à l'about et à 20cm en travée.

VIII-5-2- Armatures supérieurs de la table de compression :

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants : $q_1 = 1.5 \times 0.45 \times 1 \times 1.00 = 0,65t / ml$

Le poids propre : $q_1 = 0.065 \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,16t / ml.$

Le béton frais hourdis : $[1 \times 0.25] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,62t / ml.$

Une surcharge de 450 kg/m provoquée par la présente des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

Le moment est : $M = \frac{ql^2}{2} = 0.013 + 0.31 + 0.393 = 0,716t.m / ml.$

As = 0,98 cm².

On prend 4HA8 tous les 25 cm.

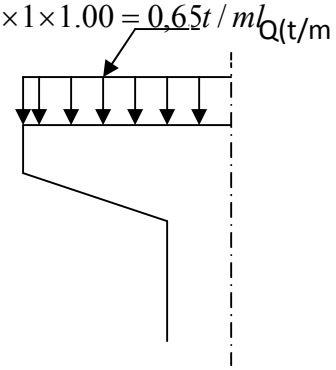


Fig. 8.5.chargement de la poutre

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOURDIS

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier, On calcule les moments transversaux par la méthode de GUYON-MASSONET.

Le module d'élasticité longitudinale Ep des aciers de précontraintes

Par ailleurs, parallèlement à ce raisonnement on supposera que le pont est rigidement entretoisé, ceci veut dire que dans une section transversale du tablier les poutres restent dans un même plan, les moments correspondants seront donnés par l'effet local dans l'hourdis (flexion simple).

Donc nous avons à étudier deux types de flexions :

*Flexion transversal des hourdis

*Flexion localisée.

IX.1) Etude de flexion transversale:

IX.1.1) procédure de calcul :

D'après la méthode de Guyon-Massonnet, le moment transversal est donné par la formule :

$My = P \times b \times \mu_\alpha \sin(\pi x / l)$

Avec:

b : demi largeur du pont

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale

l : la portée de la travée

P : le poids de la charge à étudie.

μα: est donnée par l'une des trois formules d'interpolation suivantes :

Si $0 < \theta < 0.1$ donc $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{0.05}$

Si $0.1 < \theta < 1.0$ donc $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{\beta}$ où [illegible]

Si $\theta > 1.0$ donc $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{0.5}$

Dans notre cas le coefficient μα est donné par la formule d'interpolation :

$\theta > 1.0$ donc $\mu\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{0.5}$

A-Pour le calcul de moment :

A.1-Pour une charge uniformément répartie q:

$M_y = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\right) \times \mu_\alpha$ $\qquad \sin(\pi / 2) = 1$

A.2-Pour une charge concentrée Q :

$My = \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left[\frac{(\pi \times x)}{L}\right] \times \mu\alpha$

A.3-Pour une charge partiellement répartie q:

$My = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\pi \frac{d}{L}\right) \times \sin\left(\pi \frac{X}{L}\right) \times \mu\alpha$

x : la moitié de la largeur chargée

B-Pour le calcul des coefficients μαmoy sous différent cas de charges :

Pour les surcharges uniformément réparties ou partiellement réparties, on applique la formule suivante :

$$S = \frac{h\left(\mu_1 + 4\mu_3 + 2\mu_5 + \ldots + \mu_n\right)}{3}$$

Pour les surcharges concentrées on applique la formule suivante :

μ_α Moy = $\sum \mu i / n$

Remarque :

-Si $\alpha = 0$ alors $Q\,xm = Pm \times (l / b) \times \varepsilon_0 \times \cos(m \times \pi \times x / l)$

IX.1.2) Calcul de la valeur de μαm :

Pour notre projet On a : $\theta = 0{,}612$

*Tableau donnant la valeur de $\mu_0 \times 10^{-4}$ et $\mu_1 \times 10^{-4}$

Thêta=0.612	U_0								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-1642,4	-882,37	-81,30	841,30	19694	841,30	-81,30	-882,37	-1642,43
b/4	-1048,6	-650,25	-224,62	285,28	947,7	1815,69	389,30	-898,49	-2136,07
b/2	-513,42	-351,91	-176,67	42,35	344,3	766,19	1324,8	-5054	-2284,17
3b/4	-139,22	-103,01	-62,98	-10,51	66,33	179,97	339,00	542,03	-1729,98
b	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableaux9-1 : les valeurs de $\mu_0 \times 10^{-4}$

*Tableau donnant la valeur de $\mu_0 \times 10^{-4}$ et $\mu_1 \times 10^{-4}$

Thêta=0.612	U_1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-507,6	-367,24	-151,94	280,94	1174,60	280,94	-151,94	-369,64	-507,60
b/4	-392,1	-348,08	-271,64	-97,63	300,21	1158,27	219,59	-281,15	-609,68
b/2	-276,9	-274,68	-262,84	-213,6	-66,96	294,45	1093,46	47,61	-651,90
3b/4	-154,8	-164,39	-173,61	173,70	-142,08	-31,76	249,31	875,80	-523,79
b	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableaux9-2 : les valeurs de $\mu_1 \times 10^{-4}$

*Valeur de μα pour : « α =0.3507 et θ = 1.1473 »

$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\alpha^{0.5}$

Et $\alpha^{0.5} = 0.5922$

Donc :

$\mu_\alpha = \mu_0 + [(\mu_1 - \mu_0) \times 0.5922]$

*Tableau donnant les valeurs de $\mu_\alpha \times 10^{-4}$

Theta=1.147	U_1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-473,8	-351,9	-154,04	264,26	1150,9	264,26	-154,04	-354,37	-473,83
b/4	-372,5	-339,08	-273,04	-109,03	280,93	1138,7	214,54	-262,78	-564,25
b/2	-269,9	-272,3	-265,41	-221,18	-79,20	280,41	1086,57	64,01	-603,31
3b/4	-155,28	-166,22	-176,90	-178,56	-148,29	-38,06	246,64	885,74	487,88
b	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tableaux9-3 : les valeurs de $\mu_\alpha \times 10^{-4}$

Important :

Comme même on voit que le calcul de μα pour les différentes positions des poutres est inutile car on travail ici avec l'hourdis et pas avec les poutres.

Après avoir déterminé les μα correspondants on trace les lignes d'influences et on procède au chargement des systèmes [A(l), Bc, Bt, Mc120, D240] les surcharges sont placées dans le cas le plus défavorable de façon a obtenir les μαmax et on respectant les prescriptions de CPC fascicule.61

Tableau des Valeurs des coefficients μαmoy pour les différentes positions étudiées : μαmoy (d'après les linges d'influence)

désignation			position 1		position 2		position 3		position 4	
			U α < *0*	U α > *0*	U α < *0*	U α > *0*	U α < *0*	U α > *0*	U α < *0*	U α > *0*
Surcharge A(L)	1V		491,6	108, 028	477	247,714	369,371	252,028	60,057	171,114
	2V		125,942	/	113,642	/	117,342	/	/	111,057
Surcharge B	BC	1V	355,576	297,921	1092,504	317,764	373,055	261,664	204,487	168,881
		2V	362,63	/	227,649	68,095	126,405	154,785	/	149,59
	BT	1V	355,576	297,921	1092,504	317,764	479,221	261,6	236,476	168,884
		2V	264,676	/	110,202	/	131,512	96,609	/	132,786
	BR		1150,94	421,428	1138,7	357,068	1086,57	272,38	246,64	178,56
Convoi	Mc120		226,3	/	165,15	/	292,35	168,45	/	104,2
	D240		463,563	77,375	514,906	231,031	285,594	/	/	153,156
Surcharge de trottoir	1T		/	387,2	/	347,2	/	124,6	354,533	/

Tableau9-4: Valeurs des coefficients μαmoy pour les différentes positions étudiées

IX.1.3) Calcul des moments fléchissant transversaux My :

IX.1.3.1) Le moment fléchissant transversal est maximum à mi portée x = 0.50L

*Surcharge A (l)

1-Pour une voie chargée :

Q = 4.0355 t/ml $P = \frac{4Q}{\pi}$ = 5.138 T

My =P b μα $\sin(\frac{\pi x}{L})$

My= 5.1 38 x 4,35 μα = 22,350 μα

2-Pour deux voies chargées :

q = 8.071 t/ml et $P = \frac{4Q}{\pi}$ = 10.276 T

My =P b μα $\sin(\frac{\pi x}{L})$

My = 10.276 × 4,35 μα = 44.701 μα

*Surcharge trottoirs

Pour 1er trottoir chargée :

q = 0.225 t/ml

$My = \frac{4Q}{\pi} \times b \times \mu\alpha$ = 1.246 μα

travail ici avec l'hourdis et pas avec les poutres.

*Convoie exceptionnelle D240 :

On a :

q = 12.9032 t/ml

d= l / 2 = 13m

x = 9.3m

$P = (\frac{4Q}{\pi}) \times \sin(\frac{\pi d}{L}) \times \sin(\frac{\pi x}{L})$

Avec $\sin(\frac{\pi d}{L}) = 1$ donc P = (16.429) × 1 × (0.902) = 14.819 T

$My = p \times b \times \mu_\alpha$

$My = 14.505 \times 4.35 \times \mu_\alpha = 64.463 x \mu_\alpha$.

*Surcharge Mc120:

q = 18.03 t/ml

x = 3.05m d = 13m et $P = (\frac{4Q}{\pi}) \times \sin(\frac{\pi d}{L}) \times \sin(\frac{\pi x}{L})$

Avec $\sin(\frac{\pi d}{L}) = 1$ donc P = (22.956) × 1 × (0.360) = 8.264 T

$My = p \times b \times \delta \times \mu_\alpha = 7.989 \times 4.35 \times 1.1024 \times \mu_\alpha = 39.630\ \mu_\alpha$.

*Système Bc:

La résultante est appliquée comme déjà expliqué au chargement pour le moment longitudinal:

$My = \frac{2Q}{L} \times \mu_\alpha \times \sum \sin[\frac{(\pi x_i)}{L}]$

La résultante est à l'abscisse 14.725 m donc :

1ere roue de 3 t est à l'abscisse d1 = 5,275 m donc: $\sin[\frac{(\pi x_i)}{L}] = \sin[\frac{(3,142 \times 5.275)}{26}] = 0.595$

2ere roue de 3 t est à l'abscisse d2 = 15.775 m donc: $\sin[\frac{(\pi x_i)}{L}] = \sin[\frac{(3,142 \times 15.775)}{26}] = 0.944$

1ere roue de 6 t est à l'abscisse d3 = 9.775 m donc: $\sin[\frac{(\pi x_i)}{L}] = \sin[\frac{(3,142 \times 9.775)}{26}] = 0.925$

2ere roue de 6 t est à l'abscisse d4 =11.275 m donc: $\sin[\frac{(\pi x_i)}{L}] = \sin[\frac{(3,142 \times 11.275)}{26}] = 0.978$

3ere roue de 6 t est à l'abscisse d5 = 20.275 m donc: $\sin\left[\frac{(\pi \times d_i)}{L}\right] = \sin\left[\frac{(3,14 \times 20.275)}{26}\right] = 0.638$

4ere roue de 6 t est à l'abscisse d6 = 21.775 m donc: $\sin\left[\frac{(\pi \times d_i)}{L}\right] = \sin\left[\frac{(3,14 \times 21.775)}{26}\right] = 0.488$

On a : $P = \frac{\sum P_i}{L} \sin \frac{\pi . d_i}{L}$

$P = \frac{2 \times 3}{26}(0.595 + 0.944) + \frac{2x6}{26}(0.925 + 0.978 + 0.638 + 0.488)$

$P =$ 0.355 + 1.398 =1.753 T Système Bc:

Pour deux camions bc alors P= 3.506 T

Pour une file de camions :

My = 3.506 × 1.0898 × 1.2 × 4,35 μα = 19.945 μα

Pour deux files de camions :

My =2×3.506 ×1.1094 × 1.1 × 4,35 μα = 37.223 μα

*Système Bt :

La résultante est appliquée comme déjà expliqué au chargement pour le moment longitudinal:

$My = (\frac{2Q}{L}) \times \mu_\alpha \times \sum \sin\left[\frac{(\pi \times x_i)}{L}\right]$

La résultante est à l'abscisse 11.675 m donc :

1ere roue de 16 t est à l'abscisse d1 = 12.325 m donc: $\sin\left[\frac{(\pi \times d_i)}{L}\right] = \sin\left[\frac{(3,14 \times 12.325)}{26}\right] = 0.997$

2ere roue de 16 t est à l'abscisse d2 = 13.675 m donc: $\sin\left[\frac{(\pi \times d_i)}{L}\right] = \sin\left[\frac{(3,14 \times 13.675)}{26}\right] = 0.997$

On a: $P = \frac{\sum P_i}{L} \sin \frac{\pi . d_i}{L}$ donc : $P = \frac{2 \times 8}{26}(0.997 + 0.997) = 1.227$ T

Pour deux camions bt alors P= 2.454 T

Pour un tandem:

My = 2.454× 1.0761× 1× 4,35 μα = 11.487

Pour deux tandems:

My =2×2.454 ×1.0871 × 1× 5 μα = 23.209μα

*Système Br

$P = \frac{1 \times 10}{26} \sin\left[\frac{(3,14 \times 13)}{26}\right] = 0.385$ T et MY= 0.385 × 1.0705 × 4,35 μα = 1.793 μα

Tableau récapitulatif des moments transversaux μ_y x10^{-4} :

désignation			position 1		position 2		position 3		position 4	
			M < 0	M > 0	M < 0	M > 0	M < 0	M > 0	M < 0	M > 0
Surcharge A(L)	1V		10987,26	2414,4258	10660,95	5536,4079	8255,4419	5632,8258	1342,274	3824,398
	2V		5629,733	/	5079,911	/	5245,3047	/	/	4964,359
Surcharge B	BC	1V	7091,963	5942,0343	21789,992	6337,803	7440,582	5218,88848	4078,493	3368,332
		2V	13498,18	/	8473,7787	2534,7002	4705,1733	5761,56206	/	5568,189
	BT	1V	4084,502	3422,2185	12549,593	3650,1551	5504,8116	3004,9992	2716,4	1939,971
		2V	6142,865	/	2557,6782	/	3052,262	2242,19828	/	3081,83
	BR		/	755,6204	2041,6891	640,22292	1948,22	488,37734	442,2255	320,1581
Convoi	Mc120		8968,269	/	6544,8945	/	11585,831	6675,6735	/	4129,446
	D240		29882,66	4987,8246	33192,385	14892,951	18410,246	/	/	9872,895
Surcharge De trottoir	1T		/	482,4512	/	432,6112	/	155,2516	441,7481	/

Tableau9-5 : récapitulatif des moments transversaux μ_y x10^{-4}

Le moment max en travée : My+= 1,841 t.m du au convoi D240.
Le moment max sur appuis : My- =- 3,319 t.m du au convoi D240.

IX.2) Etude de la flexion localisée :

IX.2.1) Moments dans l'hourdis dûs à la flexion localisée :

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles (Bc, Bt ou Br) ou militaire (système Mc 120 appelé communément char de 110 tonnes).

Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires

La dalle a une épaisseur de 20cm recouvert d'une couche de revêtement de 8cm.

IX.2.1.1) Moment due à la charge permanente :

Ces moments sont calculé sont utilisant les abaques de Pigeaud pour les charges uniformément répartie, les abaques permettant la détermination des moments fléchissant rapportés à l'unité de longueur au centre d'une dalle simplement appuyée sur 4 cotés. Et pour les surcharges A(l), Bc, Bt et Mc120 on utilise les abaques de Thenoz figurant dans les documents Setra

1) Moments Ma et Mb au centre de la dalle :

Pour le calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent directement ces moments en fonction de E, a et b où :

E : la hauteur de répartition

a : la petite portée lx

b : la grande portée ly

Calcul de E :

E = ¾(épaisseur de la chaussée) + ½ (épaisseur de la dalle) = 6 + 10 = 16 cm = 0.16 m

lx = a = 0.45 m ly = b = 26 m

Donc :

$M_1 \longrightarrow \rho = \frac{lx}{ly} \longrightarrow \rho = \frac{0.45}{26} \approx 0.0173 \longrightarrow M_1 = 0.002$

$M_2 \longrightarrow \rho' = \frac{b}{a} \longrightarrow \rho = \frac{26}{0.45} = 57{,}778 \longrightarrow M_2 = 0.003$

Charge permanente :

Poids propre des hourdis : $0.20 \times 2.5 = 0.500\ t/m^2$

Poids propre de revêtement : $0.08 \times 2.2 = 0.176\ t/m^2$

Poids total = (0.500 + 0.176)= 0.676 t/m2

2) Moment due au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de Pigeaud donnant les moments M1 et M2 en fonction de :

ρ = a / b donc a < b

M_1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée lx = a

M_2 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée ly = b

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de la dalle seront donc :

$Ma = (M_1 + \upsilon M_2)\ P$

Mb = $(M_2 + \upsilon M_1)$ P

υ : Coefficient de poisson, = 0.15 pour le béton armé

Transversalement :

Ma = $(M_1+\upsilon M_2)\times p$

= $(0.002+0.15\times0.003)\times0.676\times0.45\times26$

= $1.94\times10\text{-}2$ t.m/ml

Le moment Ma est réduit a :

En travée : M'a = 0.8 Ma = $0.8\times1.94\times10\text{-}2= 1.552\times10\text{-}2$ t.m/ml

Sur appuis : M'a = -0.5 Ma = $-0.5\times1.94\times10\text{-}2= - 0.970\times10\text{-}2$ t.m/ml

Longitudinalement :

Mb = $(M2+\upsilon M1)\times p$

= $(0.003+0.15\times0.002)\times0.676\times0.45\times26$

= $2.61\times10\text{-}2$ t.m/ml

Le moment Mb est réduit a :

En travée : M'b = 0.8 Mb = $0.8\times2.61\times10\text{-}2 = 2.088\times10\text{-}2$ t.m/ml

Sur appuis : M'b = -0.5 Mb = $-0.5\times2.61\times10\text{-}2 = -1.305\times10\text{-}2$ t.m/ml

2-Moment du à la surcharge A(l) :

Longitudinalement :

A(l) max = 1,153 t/m2 (D'après BAEL91, pour les charges uniformément réparties, p désignée par mètre carrée)

A(L) = $1.153\times0.45\times26 = 13.49$t

On a les mêmes valeurs de M1 et M2 que le cas précédent donc :

Mb = $(0.003 + 0.15\times0.002)\times13.49 = 4.587\times10\text{-}2$ t.m/ml

En travée : M'b = 0.8 Mb = $0.8\times4.746\times10\text{-}2 = 3.669\times10\text{-}2$ t.m/ml

Sur appuis : M'b = -0.5 Mb = $-0.5\times4.746\times10\text{-}2 = -2.294\times10\text{-}2$ t.m/ml

Transversalement :

Ma = $(0.002+0.15\times0.003)\times 13.49 = 3.305\times10\text{-}2$ t.m/ml

En travée : M'a = 0.8 Ma = $0.8\times2.373\times10\text{-}2 = 2.644\times10\text{-}2$ t.m/ml

Sur appuis : M'a = -0.5 Ma = $-0.5\times2.373\times10\text{-}2 = -1.653\times10\text{-}2$ t.m/ml

3-Moment due à la surcharge BC :

On calcule le coefficient de majoration dynamique pour la dalle

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4(G/S)}$$

Avec :

L = inf [sup (entre axe des poutres de rive, largeur rouable), portée de la poutre]

L = inf [sup (7.25m ,7m),26m]

L = 7.25 m

G = poids total d'une section de couverture de coté 7.25 m

- Poids propre de l'hourdis : $0.2\times7.25\times8.7\times2.5 = 31.538$ t
- Poids propre de revêtement : $0.08\times(7.25\times7)\times2.2 = 8.932$ t
- Poids propre de superstructure : $7.25\times (0.528+0.34+0.06+0.1+0.65)=12.165$ t

Donc le poids total est :

G = 31.538+8.932+12.165 = 52.635 t

Dans un panneau 13.5m on peut déposer que deux camion BC d'où la surcharge :

S surcharge max = 2×30 = 60 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 7.25} + \frac{06}{1+4(52.535/60)}$$

δ_{bc} = 1.296

Moment longitudinal :

On utilise le abaque SETRA (bulletin technique N°1, calcul des hourdis de ponts), notre dalle est supposée simplement appuie sur les quatre cotés.

Ces abaques sont fonction de (E, b et a), pour notre cas :

a = 0.45 cm ; b = 26m ⟶ infini ; E = 0.16 cm

a = 0.45m ne figure pas dans les abaques on prend a = 2 m.

De l'abaque N°25 ⟶ Mb = 1245 kg.m/ml = 1.245 t.m/ml

Le moment majoré est : M'b = 1.245×1.1×1.296×0.8×1.2 = 1.704 t.m/ml

Coefficient de pondération des surcharges : 1.2

Coefficient de réduction pour encastrement partiel sur appuis : 0.8

Moment transversal :

De la même façon on tire le moment transversal de l'abaque N°9

Ma = 2482 kg.m/ml = 2.482 t.m/ml

Le moment majoré est : M'a = 2.482×1.1×1.296×0.8×1.2 = 3.397 t.m/ml

4-Moment du à la surcharge Bt :

G = 52.635 t

S surcharges max = 64t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 7.25} + \frac{06}{1+4(52.535/64)} = 1.303$$

Moment longitudinal :

De l'abaque N°15 f (b=32m, a=2m, E=0.16m)

Mb = 1100 kg.m/ml = 1.100 t.m/ml :

Le moment majoré est : M'b = 1.100×1×1.303×0.8×1.2 = 1.719 t.m/ml

Moment transversal :

De l'abaque N°10 on tire

Ma = 2285 kg.m/ml = 2.285 t.m/ml

Le moment majoré est : M'a = 2.285×1×1.303×0.8×1.2 = 2.858 t.m/ml

5-Moment due à la surcharge Br :

G = 52.635 t

S surcharges max = 10 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 7.25} + \frac{06}{1+4(52.535/10)} = 1.191$$

Moment longitudinal :

De l'abaque N°20 f (b=26m, a=2m, E=0.16m)

Mb = 1154 kg.m/ml = 1.154 t.m/ml

Le moment majoré est : M'b = 1.154×1.191×0.8×1.2 =1.319 t.m/ml

Moment transversal :

De l'abaque N°30 on tire

Ma = 1670 kg.m/ml = 1.670 t.m/ml

Le moment majoré est : M'a = 1.670×1.191×0.8×1.2 = 1.909 t.m/ml

6-Moment due à la surcharge Mc120 :

G = 52.635 t

S surcharges max = 110 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times 1.25} + \frac{0.6}{1+4(52.635/110)} = 1.369$$

Moment longitudinal : néant

Moment transversal :

De l'abaque N°35 on tire

Ma = 2800 kg.m/ml = 2.800 t.m/ml

Le moment majoré est : M'a = 2.800×1.369×0.8×1.2 = 3.679 t.m/ml

7-Moment due à la surcharge D240 :

On utilise l'abaque de PIGEAUD relatif à une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque de dimension ($\mu \times \upsilon$) :

$$\begin{cases} \mu = a + 2E = 0.45 + 2\times 0.175 = 0.8 \text{ m} \\ \upsilon = b + 2E = 32 + 2\times 0.175 = 32.35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\mu}{a} = \frac{0.8}{0.45} = 1.7778 \\ \frac{\vartheta}{a} = \frac{32.35}{0.45} = 71.8889 \end{cases} \quad ; \quad \frac{\vartheta}{b} = \frac{32.35}{32} = 1.0109$$

On a $\rho = 0.0173 \longrightarrow 0 < 0.0173 < 0.2$

On fait une interpolation entre 0 et 0.2

$$\begin{cases} \rho = 0 \\ (\frac{\mu}{a}, \frac{\vartheta}{a}) \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.04 \\ M_2 = 0.0009 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.2 \\ (\frac{\mu}{a}, \frac{\vartheta}{b}) \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.025 \\ M_2 = 0.0001 \end{cases}$$

Après interpolation :

$\rho = 0.0173 \longrightarrow M_1 = 0.0386$; $M_2 = 0.00083$

Transversalement :

Ma = $(M_1 + \upsilon M_2) \times p$

P=240×0.45/3.2=33.75t/ml

= (0.0386+0.15×0.00083) ×33.75

= 1.307t.m/ml

Le moment réduit :

M'a = 0.8 Ma = 1.0456 t.m/ml

Longitudinalement :

Mb = (M_2+υ M_1) ×p

= (0.00083+0.15×0.0386) ×33.75 = 0.223 t.m/ml

Le moment réduit :

M'b = 0.8Mb = 0.1784 t.m/ml

IX.2.2.) Moment de continuité sur appui:

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutres sous chaussées, on considère habituellement les cas de charges symétriques par rapport aux appuis de la dalle que sont les poutres principales, les entretoises (du moins quand la dalle porte sur les entretoises) ou les pièces de pont des ouvrages métalliques. Sous de tels cas de charge, la dalle se comporte comme si elle était encastrée sur le côté considéré, simplement appuyée sur les trois autres. Les abaques de SETRA visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au milieu des côtés encastrés de la dalle, par les surcharges réglementaires (c'est-à-dire définies par le titre II du fascicule 61 du C. P. C.) en fonction :

- de l'épaisseur E (3/4 de l'épaisseur de chaussée + 1/2 épaisseur de la dalle).
- de la demi-largeur A de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset (réel ou fictif) dessiné à 45°.
- des dimensions a et b de la dalle (a étant la dimension du côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, b la dimension du côté parallèle à l'axe de l'ouvrage)

NOTA : pour les ponts de première classe les charges les plus défavorables sont Bc et Mc120 (SETRA)

1-Système BC :

De l'abaque N°5 ⟶ f (b=infini, a = 2 m, E=0.16, A = 0.09m)

Mcp = 2180 kg.m/ml = 2.180 t.m/ml

M'cp = 2.180×1.1×1.296×1.2 = 3.729 t.m/ml

2-Surcharge MC120:

f (b=infini, a = 2 m, E=0.16, A = 0.09m)

De l'abaque N°26 et N°25

A = 0.1 ⟶ Mcp = 1720 kg.m/ml

A = 0.2 ⟶ Mcp = 1860 kg.m/ml

Par interpolation :

A = 0.11 ⟶ Mcp = 1846 kg.m/ml

M'cp = 1.846×1.369= 2.527 t.m/ml

Résumé des moments à prendre en compte pour ferrailler l'hourdis :*

Flexion général :

Moment en travée : 1.841 t.m

Moment sur appuis : -3.319 t.m

Flexion locale :

	Moment longitudinal (t.m/ml)		Moment transversal (t.m/ml)	
Charge permanente	En travée	2.088×10^{-2}	En travée	1.552×10^{-2}
	Sur appuis	-1.305×10^{-2}	Sur appuis	-0.970×10^{-2}
Surcharge A(L)	En travée	3.669×10^{-2}	En travée	2.644×10^{-3}
	Sur appuis	-2.294×10^{-2}	Sur appuis	-1.653×10^{-3}
Surcharge Bc	1.074		3.397	
Surcharge Bt	1.719		2.858	
Surcharge Br	1.319		1.909	
Surcharge Mc120	/		3.679	
Surcharge D240	1.0456		0.1784	

Tableau 9-6 :de la flexion local

Moment de continuité :

Mcp = 2.527 t.m/ml

Moment maximum :

Transversalement :

Moment en travée : Mmax = 1.841+ 1.552×10-2 + 3.679 = 5.536 t.m

Moment sur appuis : Mmax = 3.319 + 0.970×10-2 + 2.527 = 5.8557 t.m

Longitudinalement :

Moment en travée : Mmax = 2.088×10-2 +1.074 = 1.09488 t.m

Moment sur appuis : Mmax = 1.305×10-2 t.m

IX.2.3.) Effort tranchant du aux surcharges :

IX.2.2.1) charge uniformément répartie sur toute la dalle :

T est calculé pour une bande de 1 mètre de largeur

Selon x : $Tx = \frac{p}{2l_y+l_x}$

$Ty = \frac{p}{3l_y}$ ly = 26m ; lx = 0.45 m

p = 26×0.45×(2.2×0.08+0.2×2.5) = 7.909 t

$$\begin{cases} Tx = \frac{7.909}{2\times 26+0.45} = 0.151 \text{ t/ml} \\ Ty = \frac{7.909}{3\times 26} = 0.101 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Vu l'effet important qu'on remarque pour la surcharge du type Br on fait aussi l'étude pour ce cas de charge :

IX.2.2.2) Effet des surcharges A(l):

A(l) = 1,153 t/m^2

P = 1,153 × 26 × 0.45 = 13.4901 t

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

Tu = P / (3× b) = 13.4901 / 78= 0.1729 t/ml

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

TV = P / (2b +a) = 13.4901 / (52+ 0.45) = 0.2572 t/ml

IX.2.2.3) surcharge de type Br :

P = 10 t

Impact réel : U×V = (0.30 × 0.60)

Impact diffusée : u'×v' = (0.62 × 0.92)

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

TU = P / (3× V) = 5.55 t/ml

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petite côté est :

TV = P / (2V +U) = 6.66 t/ml

IX.2.2.4) Effet du système Mc120 :

P = 110 T

Impact réel : V × U = (6.10 × 1.00) = 6.1000 m^2

Impact diffusée : u'×v' = (6.42×1.32) = 8.4744 m^2

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

TU = (P / (6 × V) = 3.005 t/ml

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

TV = P / (4 ×V +2× U) = 4.16 t/ml

IX.2.2.5) Effet du convoi D240 :

P =240 T

Impact réel : V × U = (18.6 × 0.643)

Impact diffusée : u'×v' = (18.92 × 0.963)

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

TU = (P× U / 3.2) / (3× V) = P × U/ (9.6 × V) = 0.864 t/ml

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

TV = (P× U / 3.2) / ((2× V) + U) =48.225/37.842= 1.2742 t/ml

Surcharge Mc120 :

Tu = T × δmc120 = 3.005 × 1.369= 4.114 t

Tv = T × δmc120 = 4.16 × 1.369= 5.695 t

Surcharge Br :

Tu = T × 1.191 × 1.2 = 5.55 × 1.191 × 1.2 = 7.932 t

Tv = T × 1.191 × 1.2 = 6.66 × 1.191× 1.2 =9.518 t

Surcharge A(l) :

Tu = T × 1× 1× 1.2 = 0.1729 × 1.2 = 0.2075 t

Tv = T × 1× 1× 1.2 = 0.2572 × 1.2 = 0.3086 t

Effort tranchant due à G + 1.2p :

Transversalement :

T = 0.101 + 4.114 × 1.2 = 5.0378 t

Longitudinalement :

T = 0.151 + 5.695 × 1.2 = 6.985 t

IX-2.4-Ferraillage du hourdis :

1-Transversalement :

En travée :

μ : coefficient de frottement de remplissage.

Mu : moment à l'état limite ultime.

σbc : contrainte de compression du béton.

γ_b : 1.5 ⟶ Cas courant.
1.15 ⟶ Cas accidentel.

Mu = $1.35\times1.552\times10^{-2} + 1.5\ (1.841 + 3.679) = 8.301$ t.m

$fbu = \frac{0.85\times f_{c28}}{\theta\times\gamma_b} = \frac{0.85\times 25}{1\times 1.5} = 14.167$ Mpa

$\mu = \frac{M_u}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{8.301\times 10^{-2}}{1\times 0.18^2\times 14.167} = 0.181$

Avec b= 1m

d= 0.9h

Calcul de μ_c : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.301}{5.536} = 1.499$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

1.45 ⟶ 0.332
1.499 ⟶ μ_c ⟶ $\mu_c = 0.348$
1.50 ⟶ 0.349

$\mu \leq \mu_c$ ⟶ oui

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times0.181}}{0.8} = 0.252$

Z = 0.18× (1- 0.4×0.252) = 0.162

$\mu \leq 0.186$ ⟶ oui ⟶ Donc section sans armatures comprimé

$\varepsilon_S = 10\times 10^{-3}$

$\varepsilon_{es} = 1.74\times10^{-3} < \varepsilon_S$ ⟶ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$As = \frac{8.301\times 10^{-2}}{0.162\times 348} = 14.72\ cm^2$.

Soit : 5 HA20 ⟶ As = 15.71 cm^2.

Sur appuis :

Mu = $1.35\times0.970\times10\text{-}2 + 1.5\ (3.319 + 2.527) = 8.782$ t.m

fbu = 14.167 Mpa

$\mu = \frac{M_u}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{3.782\times10^{-2}}{1\times018^2\times14.167} = 0.191$

Avec b= 1m

d= 0.9h

Calcul de μ_c : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8782}{5.3557} = 1.50$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

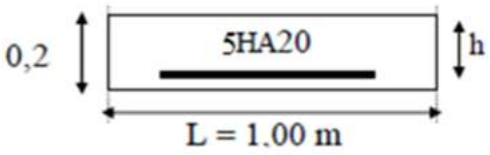


Figure :9-1 ferraillage inferieur

$\mu_c = 0.3494$

$\mu \leq \mu_c$ ⟶ oui

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.191}}{0.8} = 0.267$

$Z = 0.18\times(1- 0.4\times 0.267) = 0.161$

$\mu \leq 0.186$ ⟶ non ⟶ $\varepsilon_S = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{0.267} - 1\right) = 9.609 \times 10^{-3}$

$\varepsilon_{es} = 1.74\times 10^{-3} < \varepsilon_S$ ⟶ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$As = \frac{8.782\times 10^{-2}}{0.161\times 348} = 15.67\ cm^2.$

Soit : 5HA20 ⟶ As = 15.71 cm^2.

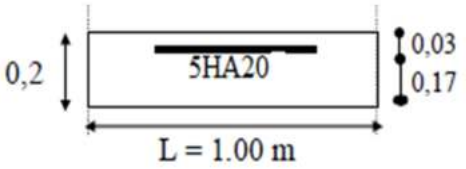


Figure :9-2 ferraillage supérieur

2-Longitudinalement :

En travée :

Mu = 1.35×2.088×10-2 + 1.6× 1.074 = 1.747 t.m

fbu = 14.167Mpa

$\mu = \frac{M_u}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{1.747\times 10^{-2}}{1\times 0.18^2\times 14.167} = 0.0381$

Avec b= 1m

d= 0.9h

Calcul de μ_c : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.747}{1.095} = 1.595$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

$\mu_c = 0.349$

$\mu \leq \mu_c$ ⟶ oui

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.0381}}{0.8} = 0.0486$

$Z = 0.18\times (1- 0.4\times 0.0486) = 0.1765$

$\mu \leq 0.186$ ⟶ oui ⟶ $\varepsilon_S = 10.10^{-3}$

$\varepsilon_{es} = 1.74\times 10^{-3} < \varepsilon_S$ ⟶ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$MPa

$As = \frac{1.747\times 10^{-2}}{0.1765\times 348} = 2.84\ cm^2.$

Soit : 4 HA10 ⟶ As = 3.14 cm^2.

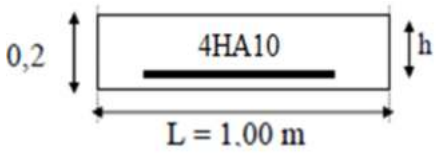


Figure :9-3 ferraillage inferieur

Sur appuis :

Mu = 1.35×1.305×10-2 = 1.762×10-2 t.m

fbu = 14.167 Mpa

$\mu = \frac{M_u}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{1.762\times 10^{-4}}{1\times 018^2\times 14.167} = 0.00038$

Avec : b= 1m

d= 0.9h

Calcul de μ_c : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.762}{1.305} = 1.35$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

⟶ $\mu_c = 0.297$

$\mu \leq \mu_c$ ⟶ oui

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-2\times(0.00038}}{0.8} = 0.00047$

$Z = 0.18\times(1-0.4\times0.00047) = 0.179$

$\mu \leq 0.186$ ⟶ oui ⟶ $\varepsilon_s = 10\times10^{-3}$

⟶ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$A_s = \frac{1.762\times10^{-4}}{0.179\times348} = 0.028$ cm².

Section très faible on doit vérifier la condition de non fragilité.

$\frac{A_{min}}{b\times d} = 0.23\times\frac{f_t}{f_e}$ ⟶ Amin = $0.23\times\frac{2.1}{400}\times1\times0.18 = 2.174$ cm².

Soit : 4 HA10 ⟶ As = 3.14 cm²

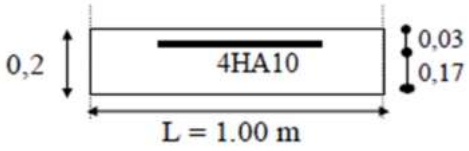


Figure :9-4 ferraillage supérieur

IX-2.5-Vérification du poinçonnement :

Pour éviter d'avoir la rupture par poinçonnement les règles françaises préconisent de vérifier :

Qu ≤ 0.045×Uc×hd×fc28

Qu : charge concentrée à l'ELU ; Qu = 1.6P

hd : épaisseur de la dalle.

Uc : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

Roue Br :

P = 10t ; u = 60 cm ; v = 30 cm

u'= 60 + 2×16 = 92 cm

v'= 30 + 2×16 = 62 cm

Uc = 2×(92+62) = 308 cm = 3.08 m

Qu = 1.6 × 10 = 16 t = 0.16 MN

0.045×Uc×hd×fc28 = 0.045×3.08×0.2×25 = 0.693 MN ⟶ 0.693 ≥ 0.16 vérifiée

Roue Bc : P = 6t ; u = 25 cm ; v = 25 cm

u'= 25 + 2×16 =57 cm

v'= 25 + 2×16 = 57 cm

Uc = 2×(57+57) = 228 cm = 2.28 m

Qu = 1.6 × 6 = 9.6 t = 0.096 MN

0.045×Uc×hd×fc28 = 0.045×2.28×0.2×25 = 0.513 MN ⟶ 0.513 ≥ 0.096 vérifiée

Roue Bt : P = 8t ; u = 60 cm ; v = 25 cm

u'= 60 + 2×16 = 92 cm

v'= 25 + 2×16 = 57 cm

Uc = 2× (92+57) = 298 cm = 2.98 m
Qu = 1.6 × 8 = 12.8 t = 0.128 MN
0.045×Uc×hd×fc28 = 0.045×2.98×0.2×25 = 0.6705 MN ⟶ 0.6705 ≥ 0.128 vérifiée
Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

IX-2.6-Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier la condition suivante :

$\frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$; T : étant l'effort tranchant maximum

AN :

$\frac{6.985 \times 10^{-2}}{1 \times 0.18} \leq$ Min $(0.15 \times \frac{25}{1.5}$; 4MPa)

0.388 ≤ 2.5 MPa ⟶ la condition est vérifiée.

IX-2.7- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_b = T / (b \times z) \leq 1.15\ \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$

Avec :

τb : contrainte de cisaillement dans l'hourdis

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton

Tv : 9.518 t

b : 1 m

Z = 0.2 cm

D'où :

$\tau_b = \frac{0.09518}{1 \times 0.2} = 0.4759\ kg/cm^2 < 2.1 = \bar{\tau}_b$ ⟶ condition Vérifiée

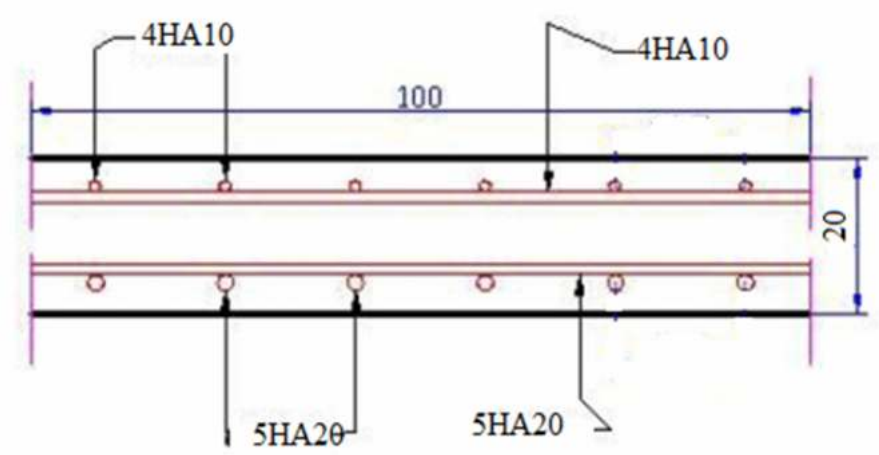


Figure : 9-5 ferraillage de la dalle la nappe inferieur et supérieur

IX -3- Calcul des déformations :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement) Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sons toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène permettent la liberté a la rotations et les déplacements d'appui.

X-3-1- Flèches et contre flèches :

X-3-1-1- Flèche due au poids propre :

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie à raison de « q/ml ».

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5ql^4}{384.E_v.I}$$

l = 26 m

q =2.034 t/ml(poutre +l'hourdis)

I = inertie de la poutre + hourdis

$$E_v = 3700\sqrt[3]{\sigma'_{28}} = 3700\sqrt[3]{35} = 1.21\times10^4\ MPa$$

$$f_G = \frac{5\times 2.034\times10^{-2}\times(26)^4}{384\times1.21\times10^4\times0.15743} = 0.0635\ m\ ; \qquad f_G = 6.35cm$$

- Fleche due à la surcharge D240 et le poids propre :

$$f_S = \frac{5\times M\times l^2}{48\times E_i\times I}$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 36000$ Mpa

AN :

$$f_s = \frac{5\times194.411\times10^{-2}\times26^2}{48\times36000\times0.15743} = 2.42\ \text{cm}.$$

f_{G+S} = 6.35 + 2.42 = 8.77 cm

X-3-1-2- Contre flèche de précontrainte :

À cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_p sera donné par :

$$f_p = \int_0^{12} \frac{M}{EI}.x.dx$$

M : Moment dû à la précontrainte.

$$M = \sum N_i ep_i \quad , \quad N_i = \sum P_i \cos\alpha_i \quad , \quad P_i = \left(\sigma_{po} - \Delta\sigma_T\right) A_p$$

e_{pi} : L'excentricité des câbles.

Section	N (t)	E (m)	Mp (Tm)
0.00L	445,791134	-0,2097	-93,4824009
0.25L	447,371151	-0,67	-299,738672
0.5L	449,541978	-0,8	-359,633582

Tableau 9-7 : Valeurs des moments dus à la précontrainte.

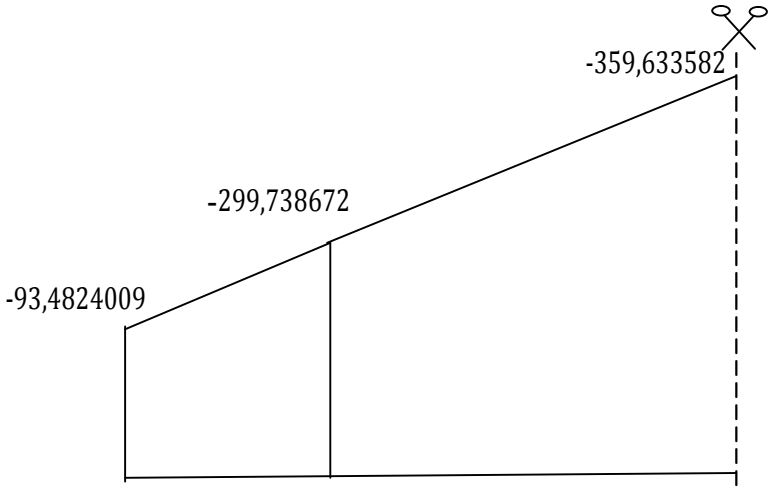


Figure : 9-6: Diagramme des moments M

➢ Calcul du moment statique :

	Aire (m2)	Distance/AB	$S_{\Delta}/_{AB}(cm^3)$
1	13,2712	3,9651	52,62163512
2	22,2538	10,2272	227,5940634
			$\sum = 280,2156985$

Tableau 9-8 : Calcul du moment statique

$$f_p = \frac{280,215698 \quad 48}{1.21 \times 10^{4} \times 0.15743} = -0.147\ m$$

D'où : $f_p = -14.71cm$

X-3-1-4- Flèche de Construction :

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieur à la flèche du poids propre de la Poutre. Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente

La dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier a ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de Construction vers le bas dont la valeur est :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = \frac{3}{4}(14.71 - 6.35) = 6.27\ cm$$

En fin on aura la flèche totale :

La flèche en service à vide est : $f = f_p + f_G = -14.71 + 6.35 = -8.35cm$

La flèche en service chargé est : $f = f_p + f_G + f_{G+S} = -14.71 + 6.35 + 8.77 = 0.41cm$

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : f=1.02 cm.

La flèche admissible : (L/500 = 5.4 cm) doit être supérieur a la flèche calculée (0.41cm)

Donc : la condition est vérifiée.

X-3-2- Calcul des rotations :

X-3-2-1- Rotation sous le poids propre :

$$\theta_p = \frac{qL^3}{24 \times E_v . I}$$

D'où : $\theta_G = \frac{2.034 \times 10^{-2} \times (26)^3}{24 \times 1.21 \times 10^4 \times 0.15743} = 7.82 \times 10^{-3} rd$

X-2-2- Rotation due à la précontrainte :

$$\theta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx$$

Avec :

M : Moment dû à la précontrainte.

On procède de la même façon que précédemment (flèche).

$\int_0^L M dx$ Représente alors simplement, l'aire du diagramme des moments de précontrainte.

$$\int_0^L M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2 \times 35.525 = 71.05 m^2$$

D'où : $\theta_p = \frac{-71.05}{2 \times 1.21 \times 10^4 \times 0.15743} = -0.0186 rd$ $\theta_p = -18{,}6 . 10^{-3} rd$

- Rotation due à l'effet de la surcharge (D240):

La valeur de rotation correspondante au moment maximale obtenu par application de la charge D240 est donnée par laformule suivant

$$\theta_s = \frac{q \times b \times (2a+b)}{48 E_i I L} (4L^2 - (2a + b)^2 - b^2)$$

q = 12.9 t/ml

Ev=36000 Mpa

$\theta_s = \frac{12.9 \times 10^{-4} \times 18.6^2}{48 \times 36000 \times 0.15743 \times 26} \times (4 \times 26^2 - 18.62 - 18.62) = 0.0127$ rd

X-3-2-4- Rotation total:

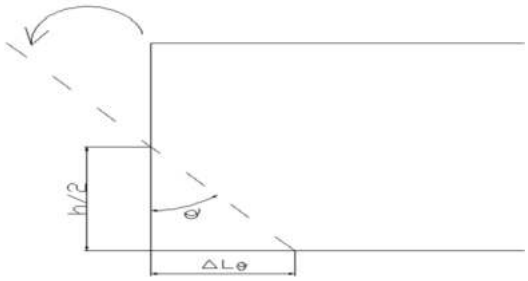
En service à vide :

$$\theta = \theta_G + \theta_p = 7.82 \times 10^{-3} - 18.6 \times 10^{-3} = -0.01078 rd$$

En service en charge :

$$\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_S = -0.01078 + 0.0127$$

$$\theta = 0.00192\ rd$$



X-3-3- Calcul des déplacements :

X-3-3-1-Déplacement du à une rotation d'appui :

$$\Delta\theta = \frac{\theta h}{2} = 0.00192 \times \frac{1.30}{2} = 0.001248\ m$$

$$\Delta\theta = 0.1248 cm$$

X-3-3-2- déplacement du au retrait :

$$\Delta h_{ret} = \varepsilon_r . \frac{L}{2}$$

$$\Delta h_{ret} = 3 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \frac{26}{2} = 3.9 \times 10^{-3}\ m$$

$$\Delta h_{ret} = 0.26\ cm$$

X-3-3-3- déplacement du au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} . \frac{\Delta\sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :

$$E_p = 2 . 10^5\ MPa$$

$$\Delta\sigma_{flu} = 6{,}78237\ MPa$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{26}{2} . \frac{6{,}78237}{2 . 10^5}$$

$$\Delta h_{flu} = 10.3 . 10^{-3}\ m$$

X-3-3-4- déplacement du a la variation de température :

Courte durée :

ε r = 3.10-4

ΔT=εr. $\frac{L}{2}$ =4.05×10^{-3} m.

Longue durée :

ε r = 2.10^{-4}

ΔT=εr. $\frac{L}{2}$ =2.7×10^{-3} m.

X-3-3-5- Déplacement total :

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3}(\Delta\theta + \Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta T$$

Courte durée : Δmax=11.59×10^{-3} m.

Longue durée : Δmax=10.51×10^{-3} m.

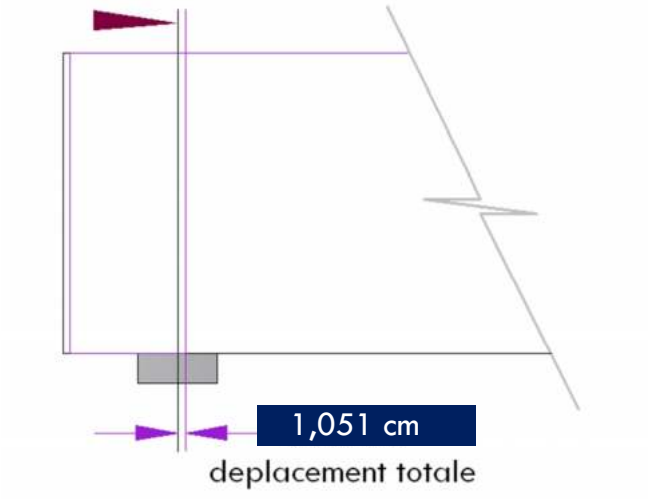


Figure : 9-7: déplacement total

CHAPITRE X : CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

X.1) Les appareils d'appui :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts 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.

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sue la limitation de la contrainte de cisaillement τ et de la contrainte de compression σ.

Charge permanente et surcharges :

D'âpres les chapitres précédents la poutre la plus touché par les efforts tranchants engendre une réaction maximale de la réaction max dues aux combinaisons (G + D 240) :

R max = 38,840 t.

Dimensionnement selon bulletin technique N°04 de SETRA :

X -1-1- Aire de l'appareil d'appui :

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

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

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 150 Kg/cm^2

$\sigma max = (Rmax / a\ b) < 150$ kg/cm^2

$a \times b > 0{,}38840 / 15 = 258{,}93$ cm^2

X -1-2-Hauteur de l'élastomère :

- D'après le document SETRA : $\tau_H \leq 0{,}5G$

τ_H : contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

G : module d'élasticité transversale

$$\tau_H = G \times tg\gamma = G.\frac{U_1}{T}$$

Avec : $U1 = \Delta r + \Delta T + \Delta f = 0{,}01155$ m $= 11{,}55$ mm

Donc : La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0{,}5}$

Donc : $T \geq 11{,}55 / 0{,}5 = 23{,}1$mm on prend T = 40 mm.

X-1-3-Dimension en plan de l'appareil :

- La condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Leftrightarrow 5T \leq a \leq 10T$$

$5T \leq a \leq 10T$ 200mm $\leq a \leq$ 400mm

On prend $\begin{cases} a = 250\ mm \\ b = 350\ mm \end{cases}$ $25\times35>258{,}93\ cm^2$ c'est vérifiée.

Donc : on optera pour un appareil type : « ALGA 350x250x4(10+3) »

X -2-répartitions des efforts horizontaux :

X -2-1-Action dynamique :

L'effort dynamique en été de chaque appareil d'appui est donné par la formule suivante :

$H_d = Hi \dfrac{R_i}{\sum R_i}$

Hi: l'effort horizontal développé sur le tablier

A-Effort dû au freinage : cet effort ne peut être engendré que par le convoi B_C ou la surcharge A(l)

1-Freinage dû à A(l) :

$fa = \dfrac{P_a}{20+0{,}0035\times S}$

P_a : le poids donné par la position la plus défavorable de A (l)

S : surfaces chargée donnant l effet le plus défavorable dans nôtre cas on a une voie chargée.

$P_a = 1{,}153 \times 7 \times 27 = 217{,}917\ t.m^2$

Donc : $fa = \dfrac{217{,}917}{20+0{,}0035\times 7\times 27} = 10{,}55\ t$

$f = \dfrac{f_a}{2n}$, n : nombre de poutre.

Donc : f = 0,8792t (la force qui revient à chaque appareil d'appuis)

2-Freinage dû à B_C :

Un seul camion est supposé freiné sur le pont, et l'effort dégagé par le freinage est égale à son poids propre :

$H_{BC} = 30\ t$

$F_{BC} = \dfrac{30}{2\times 6} = 2{,}5\ t/\text{appui}$

3-Effort dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une Pression de 250 Kg/cm². La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$S = 27\times (1{,}3 + 0{,}2 + 0{,}08) = 42{,}66\ m^2$.

Hv = 42,66 x 0,25 = 10,665 t.

Pour chaque poutre: $Hv = \dfrac{10{,}665}{2\times 6} = 0{,}889\ t$

X-2-2) Effort du au séisme : selon « RPOA ver2008 » :

$\varepsilon h = 0.25\ G$ horizontalement

$\varepsilon v = \pm\ 0.075\ G$ verticalement

$\varepsilon h = 0{,}25\ G \Rightarrow \varepsilon h = 0{,}25 \times 407{,}997 \Rightarrow \varepsilon h = 101{,}99t.$

$\varepsilon v = 0{,}075G \Rightarrow \varepsilon v = 0{,}075 \times 407{,}997 \Rightarrow \varepsilon v = 30{,}6t.$

Avec : G poids propre du tablier = 407,997 t

X-2-3) Effort du à la déformation (déplacements) :

$\varepsilon = \Delta_{max} = 1,155\ cm$

G : module d'élasticité transversal = 8 kg/cm²

T = 4 cm Et la hauteur nette de l'élastomère

Effort de longue durée :

$\varepsilon = (H \times T) / (G \times a \times b)$

$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T$

$H = 80 \times 0.25 \times 0.35 \times 0,01155 / 0.04$ H = 2,02 t

Limitation des contraintes de cisaillement :

R max = 38,840 t

σ_m : contrainte de compression sous R max

σ_m = R max / a x b≤ 150 kg/cm².

$\tau_n = 1.5 \times \sigma_m / \beta \leq 3\ G$.

τ_n : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

β = a x b / 2 t (a + b) = 35 x 25 / 2 x 1x (35 + 25) = 7,29.

$\sigma_m = 38,840 \times 10^3 / 30 \times 25 = 51,78$ kg/cm² ≤ 150 Kg / cm². Vérifié.

D'où: $\tau_n = 1,5 \times 51,78 / 7,29 = 10,65$ Kg/cm² ≤ $\bar{\tau}$ = 24 Kg/cm². Vérifié.

X-2-4-Sollicitation due à un déplacement horizontal :

A-Sous un déplacement lent :

$\tau_{H1} = G\frac{U_1}{T} \leq 0,5G$

Avec :

G : module d'élasticité transversale

T : hauteur nette de l'élastomère T= 4 cm

$\tau_{H1} = 80 \times \frac{0,01155}{0,04} = 23,1$ t/m²

$\bar{\tau} = 0,5\ G = 40$ t/m²

$\tau_{H1} \leq \bar{\tau}$ vérifier.

B-Sous effet dynamique (de freinage):

$\tau_{H2} = \frac{H_a}{a \times b}$, avec H_a=2,5t (Effort de freinage développer par la charge B_C)

D'où : τ_{H2} =28,57 t/m2 <40 t/m² (c'est vérifie)

C-Sous effort de déformation cumulée:

$U_2 = \frac{H_a \times T}{2 \times G \times a \times b} = 0,0071$ m

$tg\ \gamma_2 = G\frac{U_2}{T} = 14,2$ t < 0,7 G=56t vérifier.

$\tau_H = \tau_{H1} + (\tau_{H2}/2)$

$\tau_{H1} + (\tau_{H2}/2) = 37,38t \leq 0.7G = 56t$

D-Sollicitation due à une rotation :

$\alpha_0 = 10 \times 10^{-3}$ rad : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

$\alpha t = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n}$, α_T: Rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$\alpha_T = -0.0127$ rd

$\alpha t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{-0,0127+0,01}{5} = -5,4 \times 10^{-4}$

n = 5 nombre de feuillets de l élastomère.

$\tau_\alpha = \frac{G \times a^2 \times \alpha_t}{2t^2} = \frac{80 \times 0,25^2 \times (-0.00054)}{2(0.01)^2} = -13,5\ t/m^2$

Il faut vérifier la condition suivante :

$\tau_H = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5\ G$

$\tau = 10,65+37,38-13,5=34,53\ t/m^2$

$\tau = 34,53\ t/m^2 < 400\ t/m^2$ vérifier.

*Pour vérifier la stabilité il faut garantir que le phénomène suivant soit vérifié.

X -2-5-Condition de non cheminement et non glissement:

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

1ere condition :

$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a \times b} > 200\ t/m^2$

$\sigma_{min} = \frac{34,35}{0,25 \times 0,35} = 392,57\ t/m^2$ vérifier.

2eme condition:

$H < f\ R_{min}$

f: Coefficient de frottement

$f = 0,1 + \frac{6}{\sigma min} = 0,1 + \frac{6}{392,57}$

$f = 0,115$

$f \times R_{min} = 0,115 \times 392,57 = 45,14\ t$

H due à la déformation lente:

$H = \frac{G \times a \times b \times U_1}{T} = \frac{8 \times 10^{-3} \times 25 \times 35 \times 1,155}{5} = 1,617\ t$

$H = 1,617\ t < 45,14\ t$ vérifier.

X-2-6-Condition de non soulèvement:

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont Susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l effort normales.

$\alpha t \leq \frac{3t^2 \sigma_{min}}{\beta a^2 G} = 0,00323$ rd ; $\alpha t = -0.00054$rd $< 0,00323$ rd (C'est vérifie).

Condition de non flambement :

$T = 4 \leq (a / 5) = 25 / 5 = 5$

X-2-7-Dimensionnement des frettes :

Les frettes sont constituées on acier ordinaire, il faut vérifier les conditions suivantes :

$ts \geq \frac{a \times \sigma_{min}}{\beta \times \sigma_e}$; $ts \geq 2$ mm

σ_e: Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e \geq 215$ Mpa soit $\sigma_e = 220$ Mpa (Acier E24-1: e < 3mm {SETRA Bulletin technique})

$$ts \geq \frac{a \times \sigma_{min}}{\beta \times \sigma_e} = \frac{25 \times 57{,}81}{6{,}82 \times 2200} = 0{,}65 \text{ mm et } ts \geq 2 \text{ mm}$$

On prendra : tS = 3 mm.

La hauteur total est donc sera désigné par l'application suivante :

(n = T + TS) avec t = 10 mm et TS = 3 mm.

Donc : HTOTAL = 13x4= 52mm.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : 300 x 250 x 4 (10 + 3)

Nous avons donc :

-3 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur t = 10 mm

-2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur t/2 = 5mm

-4 frettes intermédiaires d'épaisseur tS = 3mm

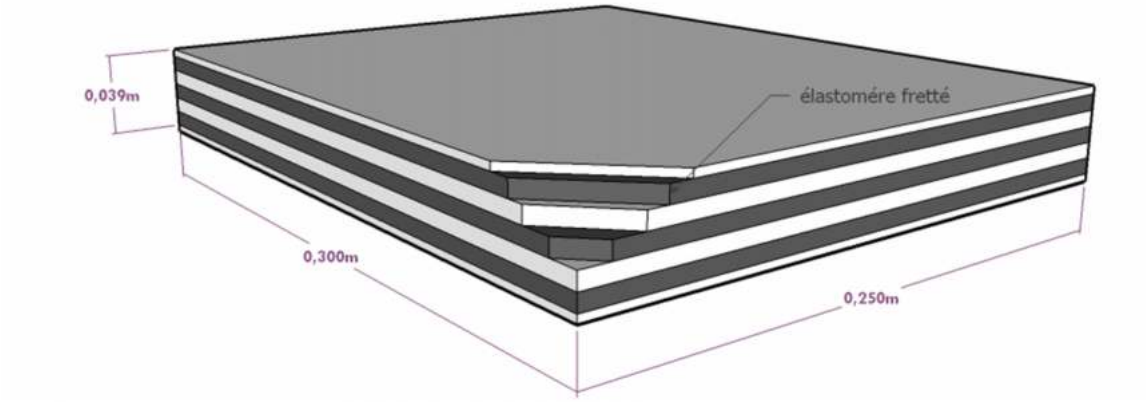


Figure 10-1 : l'appareil d'appui

X.3) Ferraillage de dé d'appui:

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure du mur de front et du chevêtre sous l'effet des charges verticales provenant du tablier d'où risque de la fissuration, pour remédier ce problème on doit disposer des armatures de chainage et des armatures d'éclatement au niveau des dés d'appuis.

1-Armatures de chainage :

La section calculée doit reprendre un effort R = 0,25Rmax.

AC = 0,25.Rmax /σ_s

R étant l'effort maximum du à (G+D).

RMAX = 38.840 t.

σ_s =400 /1.15 = 348 MPa

AC = 2,79 cm2 soit : 4HA10 =3,14 cm^2

Ces armatures sont disposées en une seule nappe.

2-Armatures de profondeurs :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on disposera sur une distance E/2 un ferraillage Ah.

E : étant l'entre axe des appareils d'appuis).

Ah = 0,125.Rmax /σ_s

Ah =1,4 cm^2 soit : 2HA10=1,57 cm^2

3-Armatures de surface et d'éclatement :

Frette supérieure : (ferraillage de surface)

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% Rmax

As =0,04.Rmax /σ_s =0.45cm² soit : 2HA6=0,57 cm²

Placés à la face supérieure des dés d'appuis.

Frette inferieure : (ferraillage d'éclatement)

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : h /3 < Z < h

As =0,10.Rmax /σ_s =1,12cm² soit : 2HA10=1.57 cm²

Disposés en profondeur entre E/3 et E à partir de la face supérieure de l'appui.

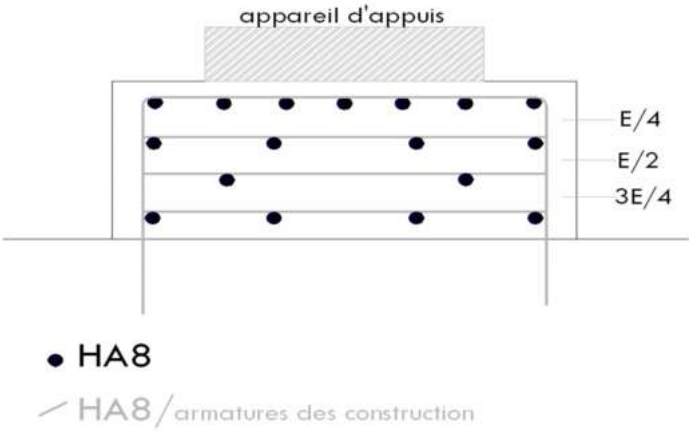


Figure 10-2 : ferraillage de dé d'appuis

X-4) Etude de joint de chaussée :

Les tabliers de pont subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues au retrait, au fluage et à la température. Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par ces variations, il convient de rendre le tablier librement dilatable par la mise en place de joints de chaussées.

X-4 -1) Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

1- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus Le déplacement dû au freinage : (Δ t + εf) < w.

2- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme :

(Δ t + εS) < 1,3 w

w : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, type Freyssinet

X-4-2) Déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

Δt = Δf + Δr + ΔT = 1,155 cm=11,55 mm.

X-4 -3) Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage sera calculer par la formule suivante : εf = T H/G S.

Avec :

G : module de déformation transversale.

-G = 8 kg/cm² pour des variations lentes.

-G = 16 kg/cm² pour des variations instantanées.
H= 30/12=1,5 t/appareil
T =4 cm (hauteur nette d'élastomère)
εs = 4 x 2,5x103 / 16 x 35x 25 = 7,14 mm

X-4 -4) Déplacement dû au séisme :

εf = T Hs/G S.
Hs =36,72/6= 6,12 t
εf = 4 x 6,12 x103 / 16 x 35 x 25 = 1.74 mm

X-4 -5) déplacements combinés:

Δ t + εf = 11,55 + 7,14 =18,69 mm.
Δ t + εs = 11,55 + 1,74 = 13,29 mm.
D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte pour le joint T50.

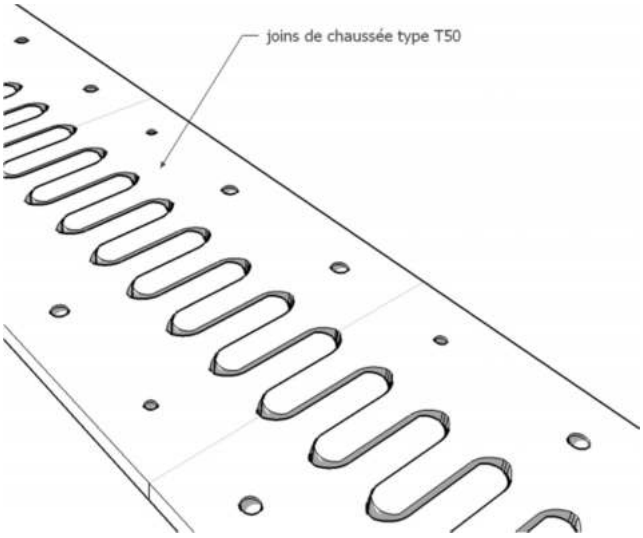


Figure 10-3 : joint de chaussée

CHAPITRE XI : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

XI-1) Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Une culée assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

En tant qu'appui de tablier, une culée est soumise aux mêmes efforts que la pile, en tant que mur de soutènement elle subit la poussée de la terre et des surcharges de remblais.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

XI-1-2) choix du type de culée :

Parmi les culées les plus utilisées on peut citer : les culées mur et les culées boites. En tant que nous ayons vu les données géotechniques, et les données naturelles du site on a opté pour des culées remblayé fondées sur pieux aux deux cotés.

On appelle couramment une culée remblayer, une culée comportant un ensemble des murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelés murs de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage ; les autres sont les murs en retour .Plus généralement nous appellerons culée remblayer, toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retours ou en ailes(murs latéraux), pour laquelle ont été dissociées les fonctions porteuse et de soutènement.

XI-1-3) Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

H culée = côte projet – côte fondation.

L'ensemble des cotes définissants la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée 1	Culée 2
Côte projet (m)	105.17	106.1
Côte TN (m)	99.84	100.34
Côte de la fondation (m)	97.52	98.45
Hauteur de la culée (m)	7.65	7.65

Tableau. 11-1- L'ensemble des cotes de l'ouvrage.

XI.2.1) Dimensionnement de la culée :

D'après les levés topographiques on trouve que la hauteur de la culée est de 7.65 m

Le schéma suivant (Fig. XI-1) définit une vue globale d'une culée remblayée :

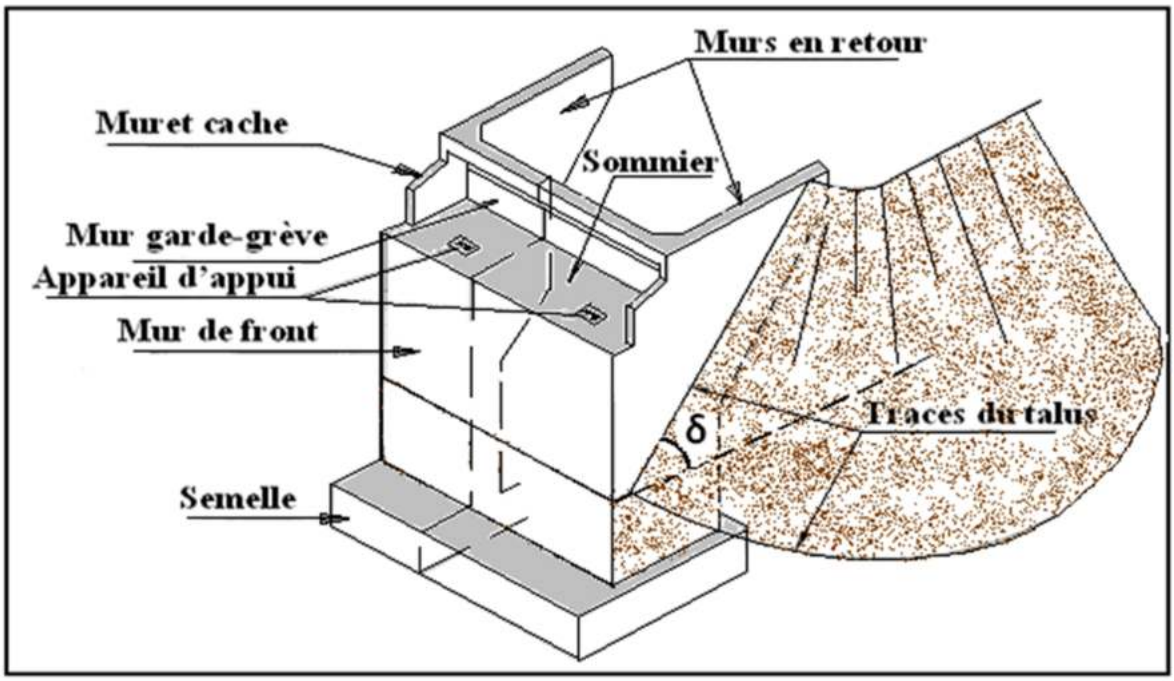


Figure.11-1 Morphologie d'une culée remblayée.

- Dimensionnement des éléments de la culée

1- Mur garde grève :

-La hauteur : H = 1.65 m

-L'épaisseur : E= Max (0.3m ; H/8)=0.30 m

2- Mur en retour :

Épaisseur du mur en retour compris entre 30 cm et 45cm.

-En fixe e=30cm.

-Longueur L=7 m.

La hauteur : H = 7.65 m

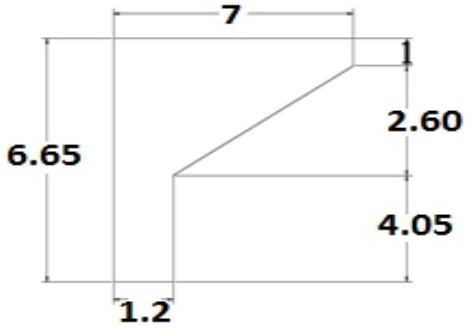


Figure.11-2 mur en retour

3- La dalle de transition :

Deux dalles de transition pour les culées de présent pont

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève,

On peut dimensionner cette longueur
par la formule suivante :
Longueur L : L= Min [6m, max (3m, 0.6H)]
Avec H : hauteur de remblai H=8.34 m.
Donc on prend : L=5 m. pour les deux dalles
Dans les cas courants : l'épaisseur de la dalle est de 3cm
Largeur : l = 8.20 m

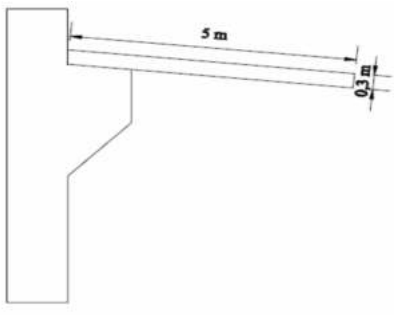


Figure.11-3 dalle de transition

4- Mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent
être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.
- longueur L=8.7.
-Largeur l =1.20m.
-Hauteur h= 6.00 m

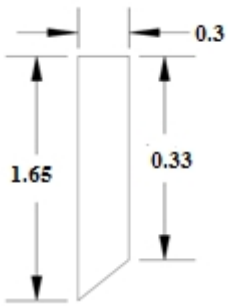
5-La semelle de liaison

-L'épaisseur : E=1.50 m
-La largeur : La= 9.6 m
-La longueur : L=9.2 m
-Béton de propriété : Bp = 0.10 m.

Le choix de fondation utilisé semelle sur pieux forés de diamètre Ø=1,2 m (fondations profondes)

6: le corbeau :

-Hauteur H1 =1.65 m
-Hauteur H2=0.33 m



-Epaisseur E=0.30 m
-Largeur L= 8.7-0.30×2=8.1m

Figure.11-4 le corbeau.

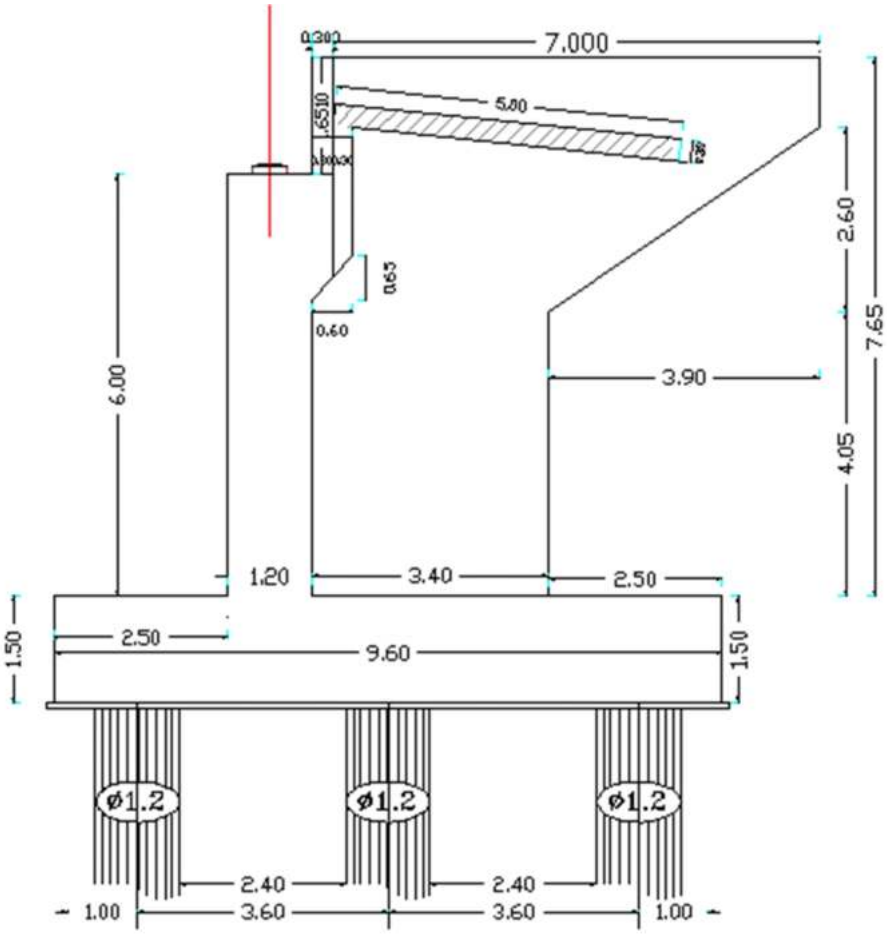


Figure.11-5 Coupe longitudinale d'une culée remblayée.

XI-2-2) Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée :

*Selon: RPOA ver-2008 :

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv

Telles que : kv = 0.3 kh

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paro (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

déterminations des paramètres kah , K et θ :

$$\text{kah} = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha-\theta)}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta).\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos(\delta-\alpha+\theta).\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2.\cos^2\alpha}.K.\frac{\cos(\delta-\alpha)}{\cos(\delta-\alpha+\theta)}$$

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

$K = \sqrt{\text{kh}^2 + (1 \pm \text{kv})^2}$ Avec :

$$\theta = arctg(\frac{k_H}{1 \pm k_V})$$

La zone sismique IIa

Coefficient d'accélération de zone A=0.25

k_h : Coefficient sismique horizontal.

k_V : Coefficient sismique vertical.

$$\begin{cases} k_H = A \\ k_V = 0.3k_H \end{cases} selon \text{ RPOA}$$

On a fait les calculs sur 4quatre cas favorables de séismes correspondant à :

1ére cas : cas normale sans séisme « kh=kv=0 »

2éme cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le bas » « kh=0.25 ; kv=0.075»

3éme cas : cas de séisme « horizontal » « kh=0.25 ; kv=0 »

4éme cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le haut » « kh=0.25 ; kv=-0.075 »

Quand on a appliqué les formules sur notre cas on trouve que :

Tableau 1:les coefficients de pondérations aux deux cas "sismique et normale''

Action du séisme	Notation	kH	kV	K	θ°	Kad
Condition normale (pas de séisme)	Cas N°1	0	0	1,000	0	0,334
Vertical+horizontal	Cas N°2	0,25	0,075	1,104	13,09189	0,540
Horizontal	Cas N°3	0,25	0	1,031	14,03624	0,518
Vertical+horizontal	Cas N°4	0,25	-0,075	0,958	15,12401	0,498

Tableau. 11-2-L'ensemble des actions sismique

XI-3-1) Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas existants

Désignation	Cotes	P(t)	εh×P	(1±εv)×P	H	V	Mr	Ms
poids propre du tablier	CN: 204	204	0	204	-1,7	8,4	0	-346,8
	H + V+	204	51	219,3	-1,7	8,4	428,4	-372,81
	H	204	51	204	-1,7	8,4	428,4	-346,8
	H+V-	204	51	188,7	-1,7	8,4	428,4	-320,79
Mur garde-grève	CN: 0,3 x 8,7 x 1,65 x 2,5	10,76	0	10,76	-0,95	8,3255	0	-10,222
	H + V+	10,76	2,69	11,567	-0,95	8,3255	22,395595	-10,98865
	H	10,76	2,69	10,76	-0,95	8,3255	22,395595	-10,222
	H+V-	10,76	2,69	9,953	-0,95	8,3255	22,395595	-9,45535
Corbeau	CN:0.589 x 8,1 x 2,5	11,93	0	11,93	-0,6541	7,167	0	-7,803413
	H + V+	11,93	2,9825	12,82475	-0,6541	7,167	21,375578	-8,388669
	H	11,93	2,9825	11,93	-0,6541	7,167	21,375578	-7,803413
	H+V-	11,93	2,9825	11,03525	-0,6541	7,167	21,375578	-7,218157
Mur frontal	CN: 7,69 x 8,7 x 2,5	167,26	0	167,26	-1,6524	4,6388	0	-276,38042
	H + V+	167,26	41,815	179,8045	-1,6524	4,6388	193,97142	-297,10896
	H	167,26	41,815	167,26	-1,6524	4,6388	193,97142	-276,38042
	H+V-	167,26	41,815	154,7155	-1,6524	4,6388	193,97142	-255,65189
mur en retour1	CN: 10,5	10,5	0,0000	10,50000	2,7000	8,651	0	28,3500000
	H + V+	10,5	2,625	11,28750	2,7000	8,651	22,708875	30,4762500
	H	10,5	2,625	10,50000	2,7000	8,651	22,708875	28,3500000
	H+V-	10,5	2,625	9,712500	2,7000	8,651	22,708875	26,2237500
mur en retour2	CN: 18,53	18,53	0,0000	18,53000	2,0084	7,0289	0	37,2156520
	H + V+	18,53	4,6325	19,91975	2,0084	7,0289	32,561379	40,0068260
	H	18,53	4,6325	18,53000	2,0084	7,0289	32,561379	37,2156520
	H+V-	18,53	4,6325	17,14025	2,0084	7,0289	32,561379	34,4244780
mur en retour3	CN: 17,02	17,02	0,0000	17,02000	0,9000	3,5252	0	15,3180000
	H + V+	17,02	4,255	18,29650	0,9000	3,5252	14,999726	16,4668500
	H	17,02	4,255	17,02000	0,9000	3,5252	14,999726	15,3180000
	H+V-	17,02	4,255	15,74350	0,9000	3,5252	14,999726	14,1691500
mur en retour4	CN: 4,08	4,08	0,0000	4,080000	-0,7927	3,7659	0	-3,2342160
	H + V+	4,08	1,02	4,386000	-0,7927	3,7659	3,841218	-3,4767822
	H	4,08	1,02	4,080000	-0,7927	3,7659	3,841218	-3,2342160
	H+V-	4,08	1,02	3,774000	-0,7927	3,7659	3,841218	-2,9916498
Semelle	CN: 9,2 x 9,6 x 1,5 x 2,5	331,2	0,0000	331,2000	0,0000	0,7500	0	0
	H + V+	331,2	82,8	356,0400	0,0000	0,7500	62,1	0
	H	331,2	82,8	331,2000	0,0000	0,7500	62,1	0
	H+V-	331,2	82,8	306,3600	0,0000	0,7500	62,1	0

Dalle de transition	CN: 0,3 x 8,1 x 5 x 2,5	30,38	0	30,38000	1,7	8,301	0	51,646000
	H + V+	30,38	7,595	32,65850	1,7	8,301	63,046095	55,519450
	H	30,38	7,595	30,38000	1,7	8,301	63,046095	51,646000
	H+V-	30,38	7,595	28,10150	1,7	8,301	63,046095	47,772550
Dés d'appui	CN: 0,5x0,5x0,11x6x2,5	0,4125	0	0,412500	-1,7	7,560	0,0000000	-0,7012500
	H + V+	0,4125	0,103125	0,443438	-1,7	7,560	0,7796250	-0,7538438
	H	0,4125	0,103125	0,412500	-1,7	7,560	0,7796250	-0,7012500
	H+V-	0,4125	0,103125	0,381563	-1,7	7,560	0,7796250	-0,6486563

La semelle [poids et poussée]								
Poids sur talon	CN: 5,9 x 7,65 x 8,7 x 1,8	706,8141	0	706,8141	1,85	5,325	0	1307,6061
	H + V+	706,8141	176,70353	759,8252	1,85	5,325	940,94627	1405,6765
	H	706,8141	176,70353	706,8141	1,85	5,325	940,94627	1307,6061
	H+V-	706,8141	176,70353	653,803	1,85	5,325	940,94627	1209,5356

Surcharges sur remblai 1 t/n								
Poids	CN:1,2 x 5 x 8,7	52,2	0	52,2	1,85	5,325	0	96,570000
	H + V+	52,2	13,05	56,115	1,85	5,325	69,49125	103,81275
	H	52,2	13,05	52,2	1,85	5,325	69,49125	96,570000
	H+V-	52,2	13,05	48,285	1,85	5,325	69,49125	89,327250

Dalle de transition [Poids des remblais]								
Au-dessus	CN:0,6 x 5 x 8,1 x 1,8	43,74	0	43,7400	1,7	8,801	0	74,35800
	H + V+	43,74	10,935	47,0205	1,7	8,801	96,238935	79,93485
	H	43,74	10,935	43,7400	1,7	8,801	96,238935	74,35800
	H+V-	43,74	10,935	40,4595	1,7	8,801	96,238935	68,78115

Surcharges roulantes								
Freinage	CN:18	18	0	18	-1,7	9,15	0	-30,6
	H + V+	18	4,5	19,35	-1,7	9,15	41,175	-32,895
	H	18	4,5	18	-1,7	9,15	41,175	-30,6
	H+V-	18	4,5	16,65	-1,7	9,15	41,175	-28,305

Tableau.11-3.Calcul des sollicitations

X-3-2) Calculs des poussées dues aux terres :

Désignation	Fad (t)	εh× Fad	V	MR
Mur GG+Mur frontal	$0,5\times(7,65)^2\times8,7\times1,8\times0,334$	153,0492125	4,05	619,8493104
	$0,5\times(7,65)^2\times8,7\times1,8\times0,54$	247,4448345	4,05	1002,15158
	$0,5\times(7,65)^2\times8,7\times1,8\times0,518$	237,3637487	4,05	961,323182
	$0,5\times(7,65)^2\times8,7\times1,8\times0,498$	228,1991252	4,05	924,2064569
Semelle	$0,5\times1,5^2\times9,2\times1,8\times0,334$	6,22242	0,5	3,11121
	$0,5\times1,5^2\times9,2\times1,8\times0,54$	10,0602	0,5	5,0301
	$0,5\times1,5^2\times9,2\times1,8\times0.518$	9,65034	0,5	4,82517
	$0,5\times1,5^2\times9,2\times1,8\times0,498$	9,27774	0,5	4,63887

Tableau.11-4. Calculs des poussées dues aux terres

X-3-3) Calculs des poussées dues aux Surcharges :

β = 0 : angle de talus avec l'horizontale.

Désignation	Fad (q) (t)	εh× Fad	V	MR
Mur GG+Mur frontal	1,2×7,65 ×8,7×0,334	26,675244	5,325	142,0456743
	1,2×7,65 ×8,7×0,54	43,12764	5,325	229,654683
	1,2×7,65 ×8,7×0,518	41,370588	5,325	220,2983811
	1,2×7,65 ×8,7×0,498	39,773268	5,325	211,7926521
Semelle	1,2×1,5×9,2×0,334	5,53104	0,75	4,14828
	1,2×1,5×9,2×0,54	8,9424	0,75	6,7068
	1,2×1,5×9,2×0,518	8,57808	0,75	6,43356
	1,2×1,5×9,2×0,498	8,24688	0,75	6,18516

Tableau.11-5. Calculs des poussées dues aux Surcharges

Tableau récapitulatif donnant les moments et les efforts globaux :

Désignation	Condition	εh×P	(1±εv)×P	MR	MS
Total	CN	191,47792	1626,8266	769,15447	935,32243
	H + V+	481,41042	1748,8386	2324,9168	1355,4716
	H	480,94734	1608,2966	2312,251	935,32243
	H+V-	478,0809	1504,8146	2300,7368	865,17325

Tableau.11-6. récapitulatif des moments et les efforts globaux

XI-4) Etude et ferraillage de la culée :

XI-4-1) Mur garde grève :

- Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➢ Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➢ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

a. Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante:

$P_t = \frac{1}{2} K_a . \gamma . h^2$

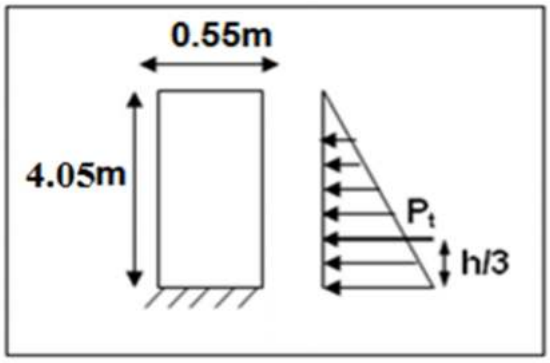
Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$M_t = \frac{1}{3} P_t . h = \frac{1}{6} K_a . \gamma . h^3$

Avec Ka: Coefficient de poussée des terres.

$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi\varphi}{2}\right) = 0{,}334$

$\gamma\gamma$ = 1.8 t/ m^3: Poids volumique des terres.



h = 1,65 m : Hauteur du mur garde grève

$\varphi\varphi$ = 30° : Angle de frottement interne du sol.

D'où : Mt = 0,45 t.m/ml.

Figure.11-6 : poussé de terre

b. 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 BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

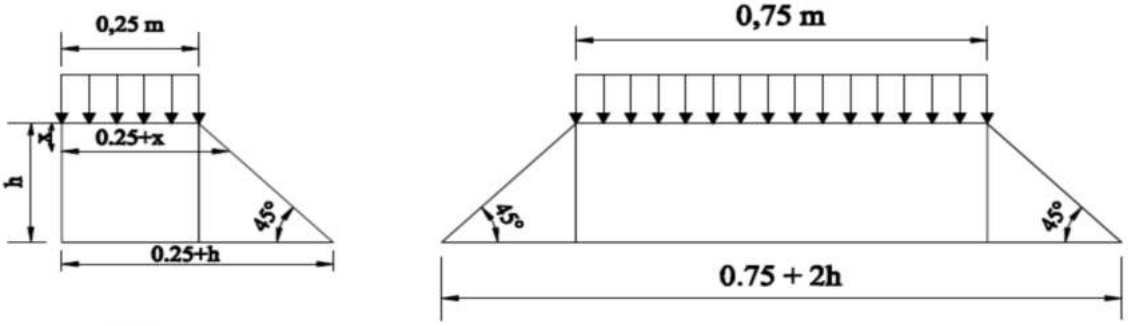


Figure.11-7 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$M_p = \frac{12.K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx$

Avec : $k = K_a . b_c . \delta . \gamma$

Coefficient de pondération. γ =1,6 à ELU et 1,2 à ELS. .

bc= 1.1 : coefficient de pondération du système Bc.

$\boldsymbol{\delta}$ = 1 : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

Ka = 0,334.

h = 1, 65 m.

KELS = 0,334x 1, 1 x 1x 1, 2 = 0,441

KELU = 0,334 x 1, 1 x 1x 1, 6 = 0, 59

$$M_p = \frac{12.K}{0.75 + 2h}[1,153983112]$$

ELU: Mp = 2,017 t.m/ml.

ELS: Mp = 1,508 t.m/ml.

c. Moment du à la force de freinage :

$$M_f = \frac{\times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération

μ = 1.6 à l'E.L.U

μ = 1.2 à l'E.L.S

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue .Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

ELU: Mf =4,46 t.m/ml.

ELS: Mf =3,35 t.m/ml.

Le moment total à l'encastrement:

MELU = 1,35 Mt + 1,6(Mp + Mf) = 10,97 t.m/ml.

MELS = Mt + 1,2(Mp + Mf) = 6,28 t.m/ml.

Ferraillage de MGG :

- Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm.

Le mur garde grève est sollicité par flexion simple.

- Le ferraillage vertical :

Supposent a une section rectangulaire b=1.65m, h= 0.3 m.

Mu = 10, 97 t.m/ml

Mser = 6, 28 t.m/ml

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.S :

fc28 = 25 MPa ; b = 1m ; d=0.27m

$$\overline{\sigma_{st}} \le \min(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{n f_{tj}})) = 201,64 MPa \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$X = \frac{15.\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}.d = 0.142 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.223$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z \times x = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.223 \times 0.142 = 0.237\, MN.m$$

Alors comme on a $M_{ser} = 0.237\ MN.m \le \overline{M_1} = 0.391\ MN.m$

Donc : **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 0.17\,m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = 18.32 cm^2$$ On prend 6HA20 A s =18.85 cm²

Condition de non fragilité :

$$18.85\ cm^2 \ge 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.26\ cm^2$$ C'est vérifier

Pour des raisons constructives on prend A's =As / 3 = 6.28 cm² soit 6HA12 A's = 6.79 cm²

- Le ferraillage transversal :

un cadre +1 trier

Ø ≤ min (h/35 ; b0/10 ; ØL)=min (8.57 ; 100 ; 20)

D'où : Ø=8 mm

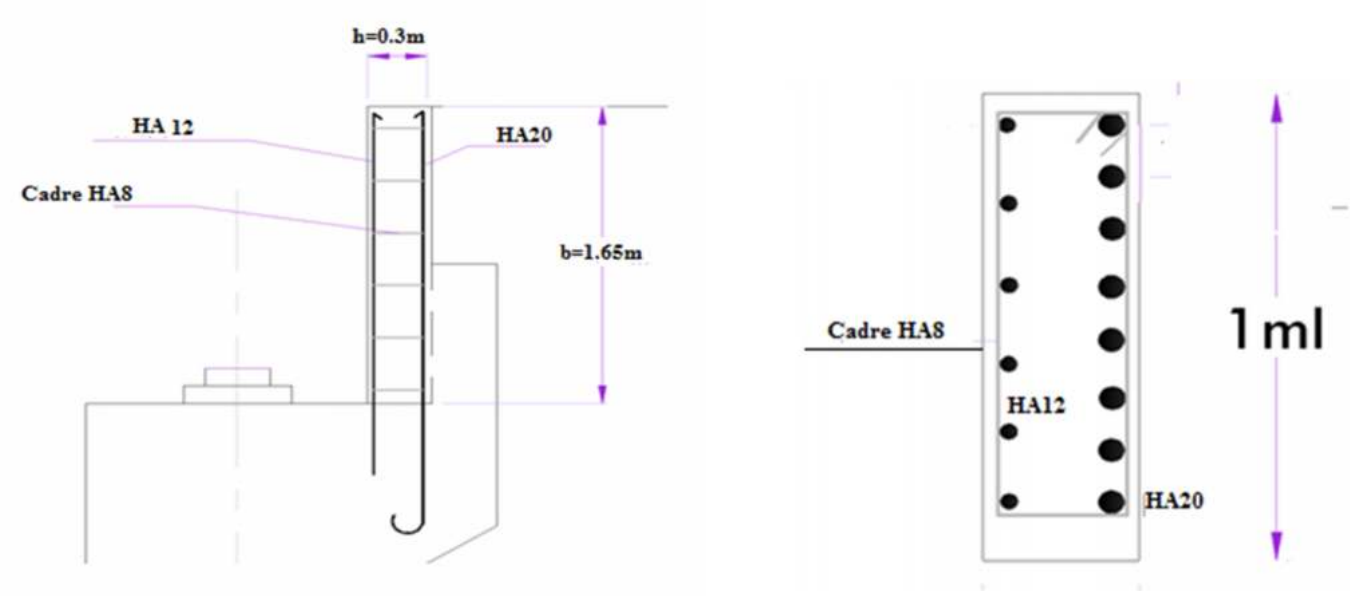


Figure .11-8 : ferraillage de mur garde grève

XI-4-2) Dalle de transition :

- Evaluation des efforts :

Remblai : $\gamma r \times 0.7 \times 1 = 1.26\ t/m^2$

Poids propre de la dalle : $0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75\ t/m^2$

Revêtement : $2.2 \times 0.08 = 0.176\ t/m^2$

Surcharges : $1 \times 1.2 = 1.2\ t/m^2$ (surcharges sur remblai)

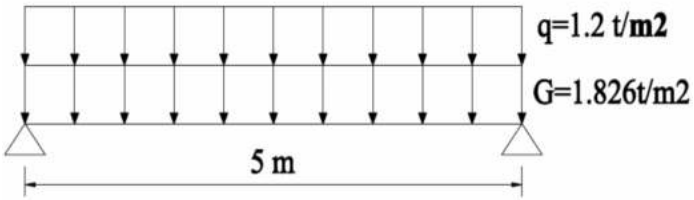


Fig. 11-9 Dalle de transition.

Type de charge	Q (t/ml)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t)
Poids propre	0.750	2.34	1.875
Revêtement	0.176	0.55	0.44
Remblai	1.260	3.94	3.15
Surcharges	1.200	3.75	3

Tableau.11-7: Efforts agissant sur la dalle de transition

A l'ELS:

M ser = MG + 1.2 MQ = (2.34+0.55+3.94) + 1.2 × (3.75) = 11.33 t.m/ml

V ser = VG + 1.2 VQ = (1.875+0.44+3.15) + 1.2 × (3) = 9.065 t /ml

À l'ELU :

M u = 1.35MG + 1.6 MQ = 1.35 × (2.34+0.55+3.94) + 1.6 × (3.75) = 15.22 t.m/ml

V u = 1.35 VG + 1.6 VQ = 1.35 ×(1.875+0.44+3.15) + 1.6 × (3) = 12.17 t /ml

Ferraillage :

Cas de fissuration jugé préjudiciable alors le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, fc_{28} = 15\, Mpa$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.64\, Mpa$$

$$X = \frac{15.\overline{\sigma_{bc}} \times d}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15. \times 15 \times 0.27}{15 \times 15 + 201.64} = 0.142\, m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.223$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z \times x = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.223 \times 0.142 = 0.237\, MN.m$$

Alors comme on a $M_{ser} = 0.1133\, MN.m \le \overline{M_1} = 0.237\, MN.m$

Donc : **Section Sans Armature Comprimée**

$$\overline{Z} = 0.17\, m$$

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{11.33 \times 10^{-2}}{0.17 \times 201.64} = 33.05 cm^2$ On prend 7HA25 As =34.36 Cm²

Condition de non fragilité :

$A_{S\,min} = 34.36\,cm^2 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.26 cm^2$ C'est vérifier

Pour des raisons constructive on prend : A's =As / 4 = 8.59 cm² soit 6HA14

A' s =9.42 cm²

- Le ferraillage transversal :

Ø ≤ min (h/35 ; b_0/10 ; ØL)=min (8.57 ; 100 ; 25)

D'où : Ø=8 mm

- Vérification à l'effort tranchant :

$\tau u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.1217}{1 \times 0.27} = 0.45$ MPa

τu pour fc28 = 25 MPa et $\overline{\tau}_u$ ≤min (0.15 fcj/γb ; 4 MPa)=2.5 MPa

τu < $\overline{\tau}_u$ vérifiée

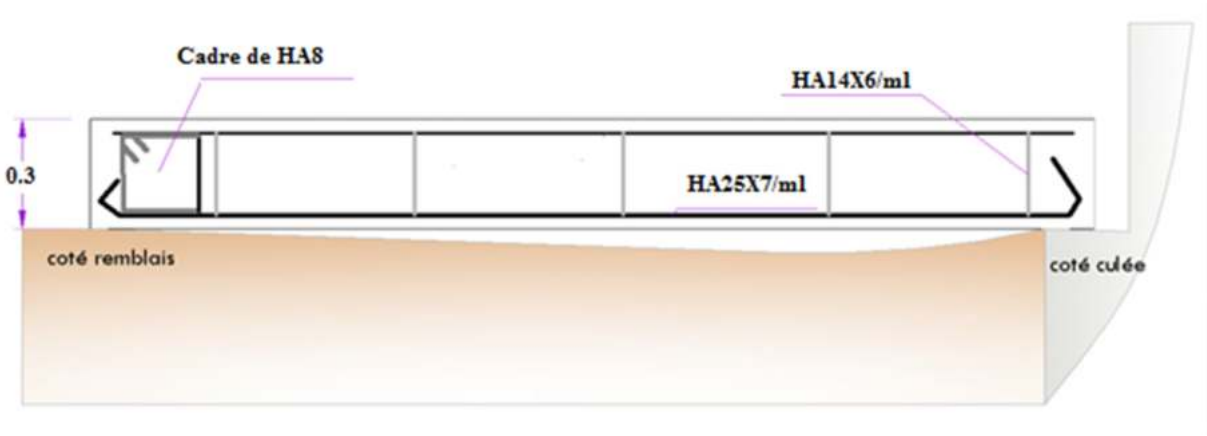


Figure 11-10 : ferraillage de la dalle de transition sur 1 ml

XI-4-3) Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle ci :

Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition : R1 = qL / 2 = 0,3 x 5 x 2,5 x 1/ 2 = 1.875 t/ml
- Réaction des poids des terres : R2 = qL / 2 = 0,7 x 5 x 1,8 x 1 / 2 = 3.15 t/ml
- Réaction due au revêtement : R3 = qL / 2 = 0,08 x 5 x 2,2 x 1 / 2 = 0.44 t/ml
- Réaction due au poids propre du corbeau : R4 = qL/2 = 0.5891m2 x 2,5 x 1/2= 0.7364 t/ml
- Réaction due aux surcharges sur remblai : R5 = qL / 2 = 1,2 x 5 x 1 / 2 = 3 t/ml

Réactions : RELU = 1,35 (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = 13.17 t/ml.

RELS = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5 = 9.8 t/ml.

Moments : MELU = [1,35(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,6 M5] = 1.9755 t/ml.

MELS = [(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,2 M5] = 1.47 t/ml.

Ferraillage :

Cas de fissuration jugée préjudiciable alors le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S

A E.L.S par mètre linière :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, fc_{28} = 15 Mpa$

$\overline{\sigma_{st}} = 201.64\, Mpa$

$$X = \frac{15.\overline{\sigma_{bc}} \times d}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 \times 15 \times 1.917}{15 \times 15 + 201.64} = 1.011\, m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.58\, m$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z \times x = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 1.58 \times 1.011 = 11.98\, MN.m$$

Alors comme on a $M_{ser} = 1.47 \times 10^{-2}\, MN.m \leq \overline{M_1} = 11.98\, MN.m$

Donc : **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 1.207\, m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{1.47 \times 10^{-2}}{1.207 \times 201.64} = 0.604\, cm^2$$ On prend 3HA6 As =0.85 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{S\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 1.917}{400} = 23.15 cm^2$$

N'est pas vérifier donc la section d'acier calculé insuffisante donc on doit rajouter une autre quantité d'acier.

Donc : 5 barres de HA25 (5HA25) As=24.54 cm²

Pour des raisons constructive On prend A 's =As / 3 = 8.18 cm² soit 6HA14 A's =9.24 cm²

- Le ferraillage transversal :

Ø ≤ min (h/35 ; b_0/10 ; ØL)=min (8.57 ; 100 ; 25)

D'où : Ø=8 mm

- Vérification à l'effort tranchant :

$\tau u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.1317}{1.00 \times 1.917} = 0.069$ MPa

τu pour fc28 = 25MPa et $\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa

τu < $\overline{\tau_u}$ vérifiée

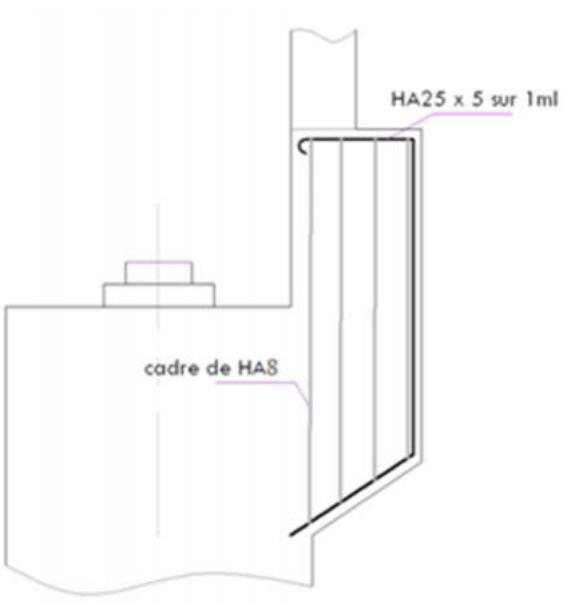


Figure.11-11 : ferraillage de corbeau sur 1 ml

XI-4-4) Mur frontal :

- Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Son poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	P (t)	εh×P	(1±εv)×P	H	V	MR	MS
Mur de garde grève	CN: 0,3 x 8,7 x 1,65 x 2,5	0	10,76	-0,95	8,3255	0	-10,222
	H + V+	2,69	11,567	-0,95	8,3255	22,395595	-10,98865
Corbeau	CN:0.589 x 8,1 x 2,5	0	11,93	-0,6541	7,167	0	-7,803413
	horizontal +Vertical	2,9825	12,82475	-0,6541	7,167	21,375578	-8,388669
Mur frontal	CN: 7,69 x 8,7 x 2,5	0	167,26	-1,6524	4,6388	0	-276,3804
	horizontal +Vertical	41,815	179,8045	-1,6524	4,6388	193,97142	-297,109
Mur en retour	CN: 33,4096 x 0,3x2, 5	0	25,0572	1,5493	5,9139	0	38,82112
	horizontal +Vertical	6,2643	26,93649	1,5493	5,9139	37,046444	41,732704
Dalle de transition	CN: 0,3 x 8,1·5 x 2,5	0	30,38	1,7	8,301	0	51,646
	horizontal +Vertical	7,595	32,6585	1,7	8,301	63,046095	55,51945
Poids des terres sur DDT	CN:0,6 x 5 x 8,1 x 1,8	0	43,74	1,7	8,801	0	74,358
	horizontal +Vertical	10,935	47,0205	1,7	8,801	96,238935	79,93485
Poussée sur MGG+MF	$0,5\times(7,65)^2\times8,7\times1,8\times0,334$	153,0492	/	/	4,05	619,84931	/
	$0,5\times(7,65)^2\times8,7\times1,8\times0,54$	247,4448	/	/	4,05	1002,1516	/
Poids des surcharges	CN:1,2 x 5 x 8,7	0	52,2	1,85	5,325	0	96,57
	horizontal +Vertical	13,05	56,115	1,85	5,325	69,49125	103,81275
Réaction du tablier	CN: 204	0	204	-1,7	8,4	0	-346,8
	horizontal +Vertical	51	219,3	-1,7	8,4	428,4	-372,81
Effort de freinage	CN:18	0	18	-1,7	9,15	0	-30,6
	horizontal +Vertical	4,5	19,35	-1,7	9,15	41,175	-32,895
Total	CN	153,0492	563,3272	0,1428	70,0722	619,8493	-410,411
	horizontal +Vertical	88,2766	605,5767	0,1428	70,0722	1975,292	-441,192

Tableau.11-8: moments et efforts agissants sur le mur frontal

- Condition normale :

Effort normal : $\sum(1+\varepsilon_v)P = 563,3272$ t

ELS : N = 64.75 t/ m. / N = $\frac{563,3272}{8.7}$.

ELU : N = 87.41 t / ml. / N = ELS × 1.35

Moment: M= ∑ M_S- ∑ M_R=1030.26 t.m

ELS : M = 118.42 t. m / ml.

ELU: M = 159.87 t. m / ml.

- Condition sismique:

Effort normal : ∑(1+ε_v) P =605.5767 t.

ELS : N = 69.61 t / ml. / N = 605.5767 / 8.7

ELU : N = 93.97 t / ml. / N = ELS × 1.35

Moment: M= ∑ M_R- ∑ M_S=2416.48 t.m.

ELS : M = 277.76 t. m / ml.

ELU: M = 374.97 t. m / ml.

La condition plus défavorable est condition sismique.

Nu = 93.97 t/ml

Mu = 374.97 t.m

- Verticalement :

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELU avec : fc28 = 25 MPa; b = 1m; h= 2.00 m.

A l'aide de logiciel ROBOT expert v-2011 on a trouvé la section de :

As = 20 cm². Soit : 7HA20/ml pour As = 21.99 cm²

- Vérification de l'effort tranchant :

τ_u = Vu / bd = 0,9397/ 1x1.8 = 0,522 MPa.

τ'_s = 2,5 MPa.

Pour les fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables.

Telles que $\tau'_u > \tau_u$ Vérifie.

$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_U b}{0.8 f_e}$ = 0,522 x 1 / 0,8 x 400 = 0,163 cm.

St ≤ Min [0,9d; 40cm] = 40 cm. Soit St = 30 cm.

At ≤ 30 x 0.159 = 4.89 cm²

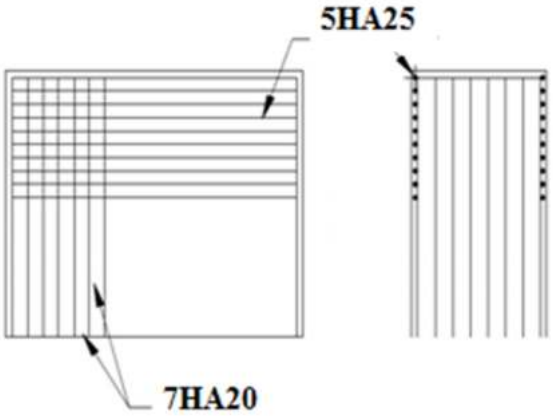


Figure.11-12 : ferraillage mur frontal

- Pourcentage minimal :

$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e}$ = 0,4 x 100 / 400 = 0,10 cm. Avec St = 30 cm et At ≤ 0.3 cm².

Soit 2 cadre de HA12/ml pour As = 4.52 cm²

- Horizontalement:

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS avec : fc28 = 25 MPa; b0 = 1m; h= 2.00 m.

Ns = 69.61 t/ml

Ms = 277.76 t.ml

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 fc_{28} = 15 Mpa$

$\overline{\sigma_{st}} = 201.64 Mpa$

$$X = \frac{15.\overline{\sigma_{bc}} \times d}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15 \times 15 \times 1.8}{15 \times 15 + 201.64} = 0.949\,m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.48\,m$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z \times x = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 1.48 \times 0.949 = 10.53\,MN.m$$

Alors comme on a $M_{ser} = 2.77 \times 10^{-2}\,MN.m \leq \overline{M_1} = 10.53\,MN.m$

Donc : **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 1.13\,m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{2.77 \times 10^{-2}}{1.13 \times 201.64} = 1.22\,cm^2$$ On prend 3HA8 As =1.51 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{S\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 1.8}{400} = 21.74cm^2$$

N'est pas vérifier donc la section d'acier calculé insuffisante donc on doit rajouter une autre quantité d'acier. Donc 5 barres de HA25 (5HA25) As=24.54 cm²

Pour des raisons constructive On prend A 's =As / 3 = 8.18 cm² soit 6HA14 A's =9.24 cm²

- Le ferraillage transversal :

Ø ≤ min (h/35 ; b0/10 ; ØL)=min (57.14 ; 100 ; 25)

D'où : Ø=14 mm

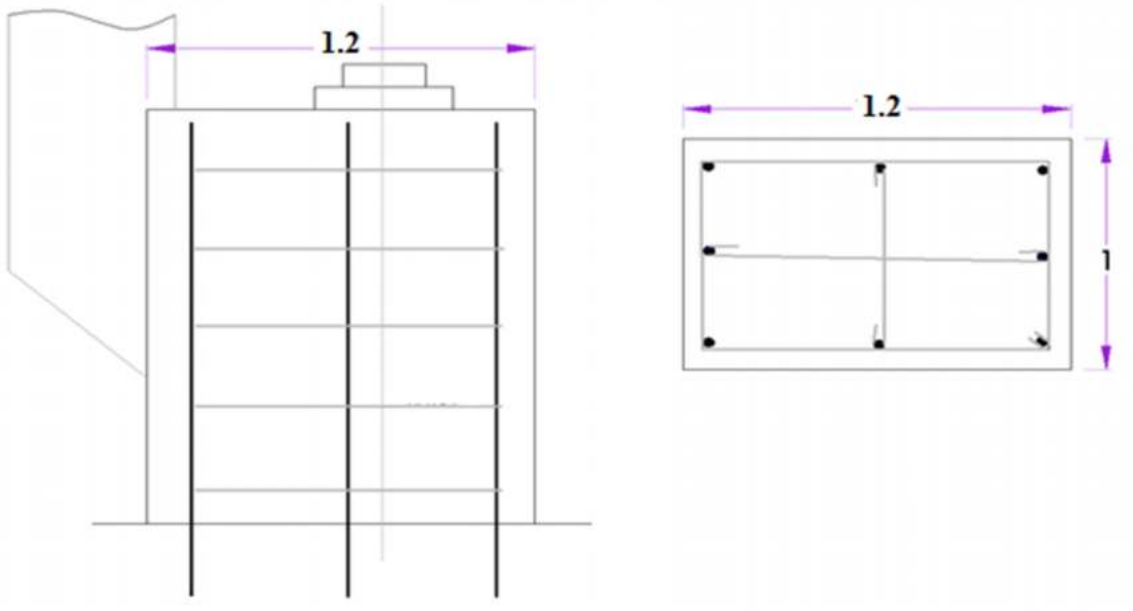


Figure 11-13 : ferraillage du mur frontal sur 1 ml

XI-4-5) Mur en retour :

- Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis Selon document SETRA PP73 (1.3.2) 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.

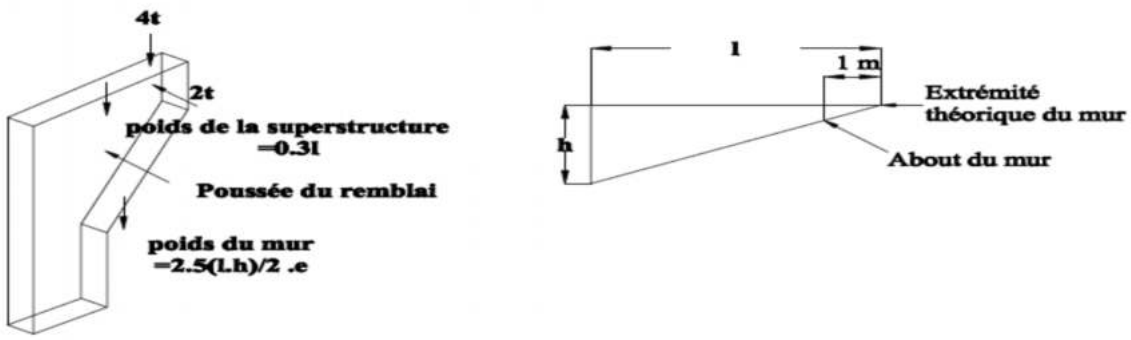


Fig.11-14. Evaluation des efforts sur le mur en retour.

Efforts horizontaux:

- Poussée des terres : $Pt = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} 0.333x1.8x7.65^2 x1 = 17.54$ t /ml
- Poussée des surcharges sur remblai : Psr = 1,2 x 7.65 x 0,333 x 1 = 3.06 t /ml
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : Psc = 2 x 1,2 = 2,4 t

Les moments :

- Poussée des terres : Mt = 17.54 x (7.65) x 1/3 = 44.73 t.m/ml
- Poussée des surcharges sur remblai : Msr = 3.06 x 2,55 = 7,803 t.m/ml
- Poussée de la surcharge concentrée : Msc = 2,4 x 7.65= 18.36 t.m/ml

Les combinaisons :

ELU : MELU = 1.35 Mt +1.6 (Msr +Msc) = 102.246 t.m/ml

ELS: MELS = Mt +1.2 (Msr +Msc) = 76.126 t.m/ml

Efforts verticaux:

- Poids propre du mur : PG = 0.3 x 7.65 x 1 x 2.5 = 5.738 t/ml.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : Psc = 4 x 1,2 = 4,8 t.
- Poids propre de la superstructure: Psu =0.3t/ml.

Les moments :

- Poids propre du mur : MG = 5.738x7.65 /2= 21.947 t.m/ml
- Poids propre de la superstructure: Msu = 0.3 x 0,5 = 0.15 t.m/ml
- Poussée de la surcharge concentrée : Msc = 4,8 x 7.65 = 36.72 t.m/ml

Les combinaisons :

ELU: MELU = 1.35 (MG + Msu) +1.6 Msc = 88.58 t.m/ml

ELS: MELS = (MG + Msu) +1.2 Msc = 66.161 t.m

Le ferraillage:

- Horizontalement :

MELU = 102.246/7.65=13.365 t.m.

MELS =76.126/7.65=9.951 t.m.

fc28 = 25 MPa; b0 = 1m; d = 0, 27 m.

On a : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 fc_{28} = 0.6x25 = 15Mpa$

Fissuration jugée préjudiciable $\sigma_{st} = 201.64\ Mpa$

$$X = \frac{15.\overline{\sigma_{bc}} \times d}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15.\times 15 \times 0.27}{15 \times 15 + 201.64} = 0.142m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.223$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z \times x = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.223 \times 0.142 = 0.237\ MN.m$$

Alors comme on a $M_{ser} = 0.0995\ MN.m \leq \overline{M_1} = 0.237\ MN.m$

Donc : **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 0.17\,m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = 29.02cm^2$$ On prend 6HA25 A s =29.45 cm²

Condition de non fragilité :

$$39.27\ cm^2 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.26\ cm^2$$ C'est vérifier

Pour des raisons constructives on prend A's =As /3 = 9.81 cm² soit 2HA25

A's = 9.82 cm²

- Verticalement

As=29.45/4 =7.36 cm² soit 4HA16 (As=8.04cm²)

- Ferraillage de suspension :

Horizontalement :

MELU = 88.58/3.6=24.6 t.m.

MELS =66.161/3.6=18.38 t.m.

fc28 = 25 MPa ; b_0 = 1m ; d = 0,27 m.

$$X = \frac{15.\overline{\sigma_{bc}} \times d}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = \frac{15.\times 15 \times 0.27}{15 \times 15 + 201.64} = 0.142m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.223$$

$$\overline{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z \times x = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.223 \times 0.142 = 0.237\ MN.m$$

Alors comme on a $M_{ser} = 0.1838\ MN.m \leq \overline{M_1} = 0.237\ MN.m$

Donc : **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min\left\{Z, d - \frac{h}{3}\right\} = 0.17\,m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma_{st}}} = 53.62cm^2$$ On prend 7HA32 A s =56.30 cm²

- Verticalement

A(S_t)=A(S)/3=53.62/3=17.87 donc on prend 6HA20(A(s_t)=18.85cm

Condition de non fragilité :

$$39.27\,cm^2 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.27}{400} = 3.26\,cm^2$$ C'est vérifier

Pour des raisons constructives on prend A's =As /3 = 18.87 cm² soit 7HA20

A's = 21.99 cm²

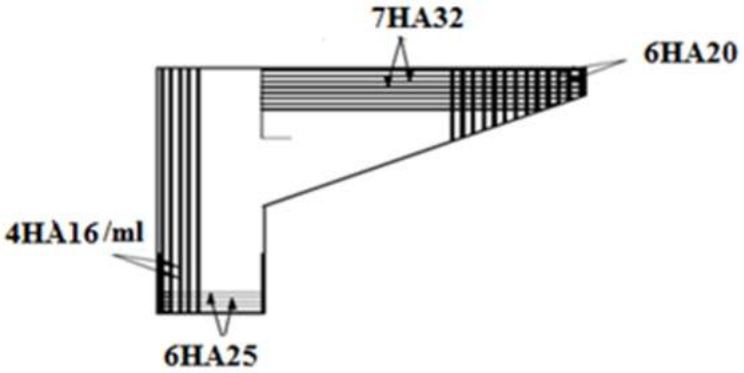


Figure.11-15 : ferraillage de mur en retour

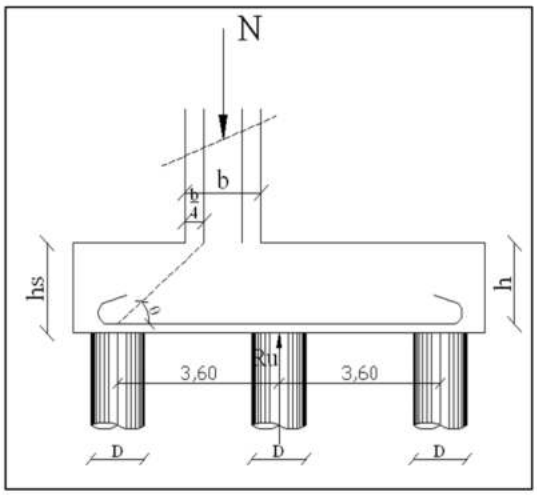
XI-4-6) La semelle :

XI-4-6-1) Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas

Désignation	Condition	efforts horizontaux (t)	efforts verticaux (t)	MR	MS
Total	CN	191,47792	1626,8266	769,15447	935,32243
	H + V+	481,41042	1748,8386	2324,9168	1355,4716
	H	480,94734	1608,2966	2312,251	935,32243
	H+V-	478,0809	1504,8146	2300,7368	865,17325

Tableau.11-9: moments et efforts agissants sur la semelle



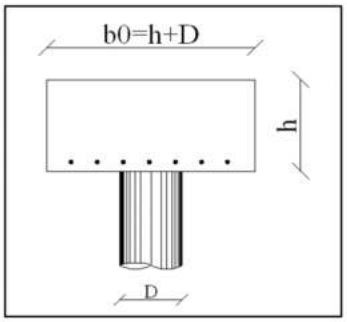


Figure11-16 : la semelle:

La Condition normale:

Nmax=1626,8266 t

Mmax=935.322-769.1544

Mmax=166.168 t. m

La Condition sismique:

Nmax=1748,8386 t

Mmax=2324.9168-1355.4716

Mmax=969.445 t. m

XI-4-6-2.) Détermination du nombre des pieux :

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{Effort maximal}}{\text{Capacité portante d'un pieu}} = \frac{1748.8386}{255} = 6.86$$

Alors ; de point de vue mécanique, on peut prendre un nombre de pieux égal à 7. Mais, vu quelques dispositions constructives dues à la largeur des deux tabliers, on est amené à utiliser 9 pieux.

XI-4.6..3) Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque pieu ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

Avec : les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Les pieux sont identiques.

Avec :

N : Somme des efforts normaux combinés

n : Nombre de pieux

M : Somme des moments combinés

La condition normale :

$$N_1 = \frac{1626.8266t}{9} + \frac{166.168 \times 1.8}{9 \times (1.8^2)} = 211.47t$$

$$N_2 = \frac{1626.8266t}{9} - \frac{166.168 \times 1.8}{9 \times (1.8^2)} = 170.50t$$

La condition sismique :

$$N_1 = \frac{1748.8386t}{9} + \frac{969.445 \times 1.8}{9 \times (1.8^2)} = 254.15t$$

$$N_2 = \frac{1748.8386t}{9} - \frac{969.445 \times 1.8}{9 \times (1.8^2)} = 134.47t$$

On constate que :

Rmax = 254.15 t < 255 t (condition de poinçonnement vérifiée)

Rmin = 134.47 > 0 (condition de soulèvement vérifiée)

Ferraillage de la semelle : (méthode des bielles)

Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$\text{Tan}\alpha \geq \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \geq \frac{1.5}{\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4}} \geq 1 \Rightarrow \alpha \geq 45° \geq 45°$ Donc la condition est vérifiée.

$H = 1.5m \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.5m$ Donc la condition est vérifiée.

a- Condition normale :

$\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3}\sigma_e = 26700 t/m^2$

$A_1 = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} = \frac{211.47}{26700} \times \frac{(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4})}{(1.5-0.1)} = 0.007920 m^2$

$A_1 = 79.2 cm^2$.

b- Cordition sismique :

$\overline{\sigma_a} = \sigma_e = 40000 t/m^2$

$A_2 = \frac{254.15}{40000} \times \frac{(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4})}{(1.5-0.1)} = 0.006353 m^2$

$A2 = 63.53 cm^2$.

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est As= 79.2 cm², on prend 17HA25 (As= 83.45cm²).

L'espacement étant :

$S_t = \frac{\Phi - 2 \times H \times d}{n - 1}$

n : Nombre de barre = 17 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$S_t = \frac{1.2 - 1.5 \times 0.05}{17 - 1} = 0.165m.$

On prend: St = 20 cm.

Les armatures transversales sont placées dans des bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$L = h + \Phi_{pieu} = 1.5 + 1.2 = 2.7m$

Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 2.7 m, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{83.45}{3} = 27.81\ cm^2$$

Soit: 4HA25/ml (A1= 19.63 cm2), St = 88cm.

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{83.45}{3} = 27.81\ cm^2$$

Soit: 6HA25/ml (A_2= 29.45 cm2), St = 53cm.

Armatures de construction :

a) Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{83.45}{10} = 8.345\ cm^2$$

Soit : 3HA16/ml (A_{ts}= 6.03 cm2), St = 132 cm.

b) Armatures longitudinales supérieures:

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{83.45}{3} = 27.81\ cm^2$$

Soit: 4HA25/ml (A_2= 19.63cm2), St = 88cm.

c) Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{83.45}{10} = 8.345\ cm^2$$

Soit : 3HA16/ml (Ats=6.03 cm2), St = 132 cm.

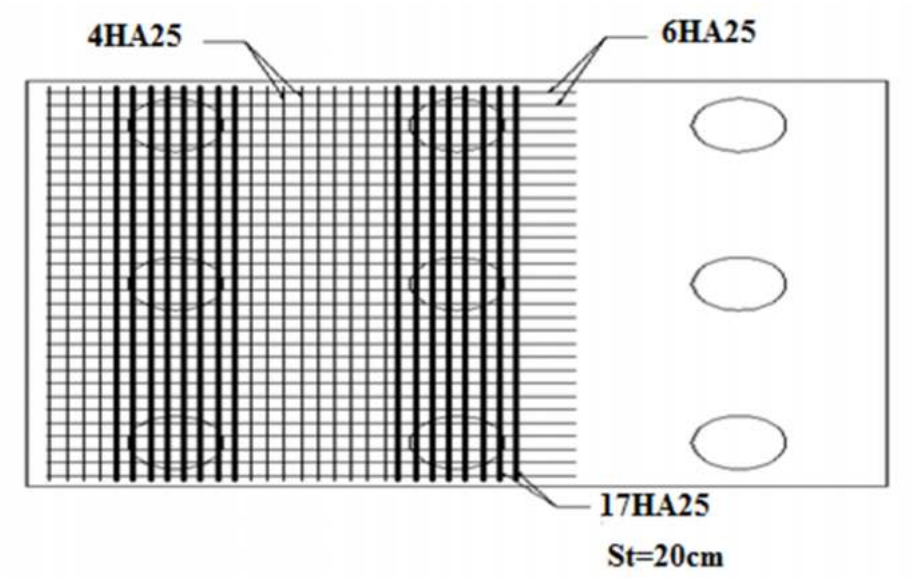


Figure11-17:ferraillage la partie inférieure de la semelle

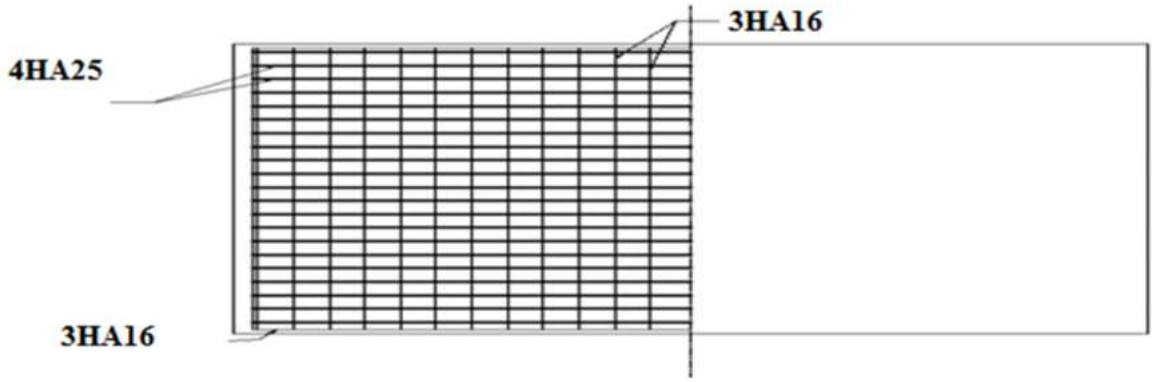


Figure11-18:ferraillage la partie supérieure de la semelle

XI-4-7) Étude et ferraillage des pieux :

XI-4.7-1) Action sur les pieux

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle et libre à la base.

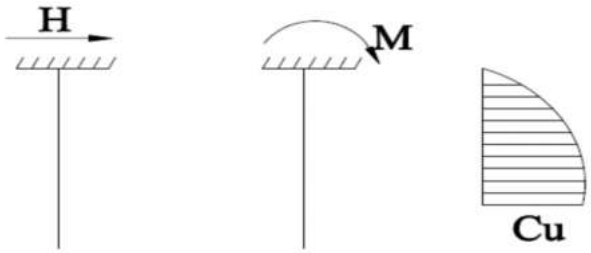
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+C_u b_y=0$$

C_u: Coefficient de réaction de sol.

y : Le déplacement en tête de pieu.

La solution de cette équation est de forme de $\alpha=\sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$



α : Longueur élastique de pieu.

D : Diamètre de pieu.

- Calcul de : λ

b= Φ_{pieu} = 120 cm.

Cu= 20 t/m^3.

E : module d'élasticité du béton.

$$E=11000\sqrt[3]{25}=32164.195\ MPa$$

I : moment d'inertie du pieu.

$$I=\frac{\pi D^4}{64}=\frac{3.14\times(1.2)^4}{64}=0.1017\ m^4$$

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}=\sqrt[4]{\left(\frac{20\times 1.2}{4\times 32164.195\times 0.1017}\right)}=0.2069\ m^{-1}$$

λ: Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Donc : $\lambda L=0.2069\times 20=4.138$ m.

XI-4-7-2) Effort tranchant en tête du pieu :

- Condition normale :

Freinage = 18 t.

Poussées des terres et des surcharges : Hp = 191.478 t.

H = 18 + 191.478 = 209.478 t.

$$\bar{P} = \frac{H}{9} = \frac{209.478}{9} = 23.27 \text{ t/pieu.}$$

- Condition sismique :

L'effort horizontal du au séisme : 82.8 t

Poussée des terres et surcharges Hp = 309.57 t.

H = 82.8 + 309.57 = 392.37 t.

D'où :

$$\bar{P} = \frac{H}{9} = \frac{392.37}{9} = 43.59 \text{ t/pieu.}$$

XI-4-7-3) Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M}\frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2}\chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M}\cdot\bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda}\chi_{\theta P}$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

λ : Coefficient d'amortissement de sol $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}; \chi_{\theta P}$: donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M}\cdot\frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2}\chi_{\theta P} = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\bar{P}}{\lambda}\cdot\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}}$$

Donc :

pour L=4.138 → $\chi_{\theta M}$=2.069 ; $\chi_{\theta p}$=2.061

- $M(Z) = EI\theta = 0 \Rightarrow \left(\chi_{\theta M}\times\frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2}\times\chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}}\times\frac{\bar{P}}{\lambda}$

- Condition normale :

$$P=23.27 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -\frac{2.061}{2.069}\times\frac{23.27}{0.2069} = -112.03 \text{ t.m}$$

- Condition sismique :

$$\bar{P}=43.59 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -\frac{2.061}{2.069}\times\frac{43.59}{0.2069} = -209.86 \text{ t.m}$$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	0.7 L	0.8 L
$\chi_{\theta M}$	0,965	0,71	0,41	0,17	0,03	-0,05	-0,02	-0,03
$\chi_{\theta P}$	0,42	0,57	0,45	0,31	0,11	0,03	0,02	0

Tableau11-10 : Valeurs des coefficients χθP et χθM.

XI-5-4) Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = \left(\chi_{\theta M} \times \overline{M}\right) + \left(\frac{\overline{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

- Condition normale :

$$M(Z) = \left(-112.03 \times \chi_{\theta M}\right) + \left(\frac{23.27}{0.2069} \times \chi_{\theta P}\right)$$

- Condition sismique :

$$M(Z) = \left(-209.86 \times \chi_{\theta M}\right) + \left(\frac{43.59}{0.2069} \times \chi_{\theta P}\right)$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des moments en fonction de Z :

Z	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L	0.6 L	0.7 L	0.8 L
CN	- 9,422	- 4,126	-1,083	0,878	0,749	1,045	0,504	0,433
CS	-53,366	-23,362	-6,127	4,979	4,248	5,919	2,855	2,455

Tableau11-11 Valeurs des moments dans le pieu en fonction de Z.

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : Mmax = - 209.86 t.m.

Ferraillage :

- Ferraillage longitudinal:

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther .Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée : Nmin = 134.47 t.

Mmax =209.86 t.m.

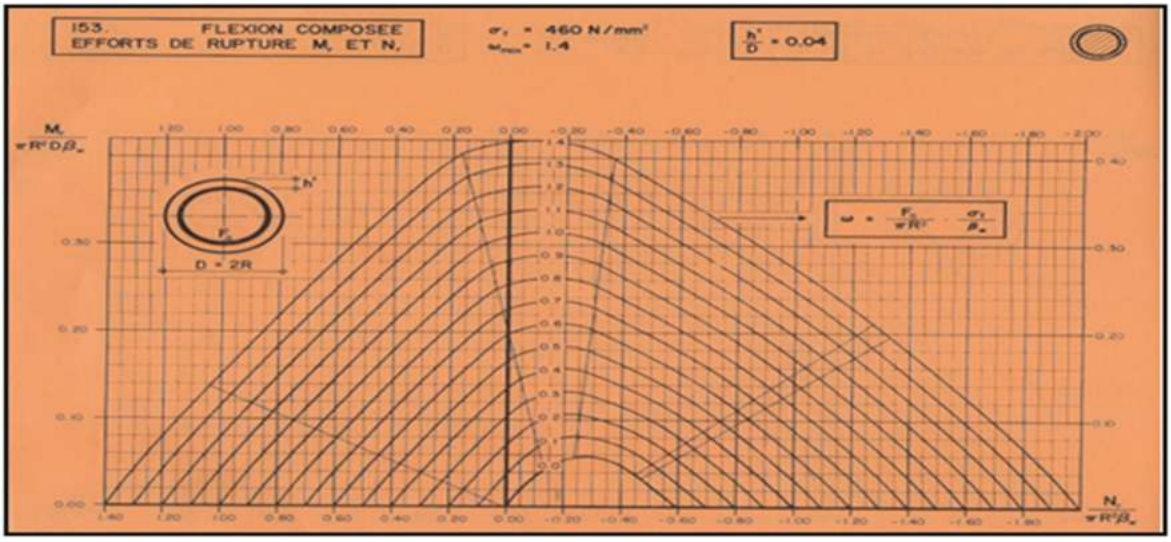


Figure11-19 : Abaque de Walther

On prend : l'enrobage h' = 5cm $\Rightarrow \frac{h'}{D} = \frac{0.85}{1.2} = 0.04$

Donc : $\begin{cases} \frac{M_r}{\tau R^2 D \beta_w} = \frac{2.0986}{\pi(1.6)^2 \times 1.2 \times 25} = 0.0618 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{1.3147}{\pi(0.6)^2 \times 25} = 0.01475 \end{cases}$

$\beta_w = \beta_{w28}$ =25 Mpa : résistance du béton sur cube à 28 jours.

ω : degré mécanique d'armature totale ; $\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w}$; σ_f=400 Mpa.

On a d'après l'abaque : $\omega = 0,18$

Donc : As = 127.17 cm^2

Asmin=$0.005\sqrt{\frac{1}{d}}.\pi.R^2$=51.6$cm^2$ soit 11HA25

Soit : 16HA32 (128.68 cm^2).

- Ferraillage transversal:

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée ($b_0 \times b_0$):

$b_0 = \sqrt{2}R$= 84,85 cm.

d = $0,9b_0$=76,37 cm.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\overline{\tau_u}$; $\overline{\tau_U}$ = 2.7 MPa

$\tau_u = \frac{0.4095}{0849 \times 0764}$ =0,63 MPa < 2.7 MPa

- Calcul de At :

On fixe : St =20 cm

$\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \gamma_s \frac{\tau - 0.3 K}{0.9 f_e}$; $K = 1 + 3(\frac{\sigma_m}{f_{c28}}) = 1 + 3(\frac{1.527}{27}) = 1.17$ (cas de flexion composée avec N_{comp})

$\Rightarrow A_t \geq b_0 S_t \gamma_s \frac{\tau - 0.3 K}{0.9 f_e} = 0.8485 \times 0.2 \times 1.15 \frac{0.6 - 0.3(1.17)}{0.9 \times 400} = 1.51 cm^2$

- Calcul At minimal:

$At \geq \frac{S_t b_0 0.4}{f_e}$ At min = 1.7 cm^2

Donc : pour At on prend 1 Cercle de HA 16 (2.01 cm^2).

Les armatures transversales seront disposées comme suit :

On partage le pieu en 5 zone avec des espacements adéquats tel que :

- En zone 1 et 5 on prend : St/2
- En zone 2 et 4 on prend : 2/3St
- En zone 3 on prend : St

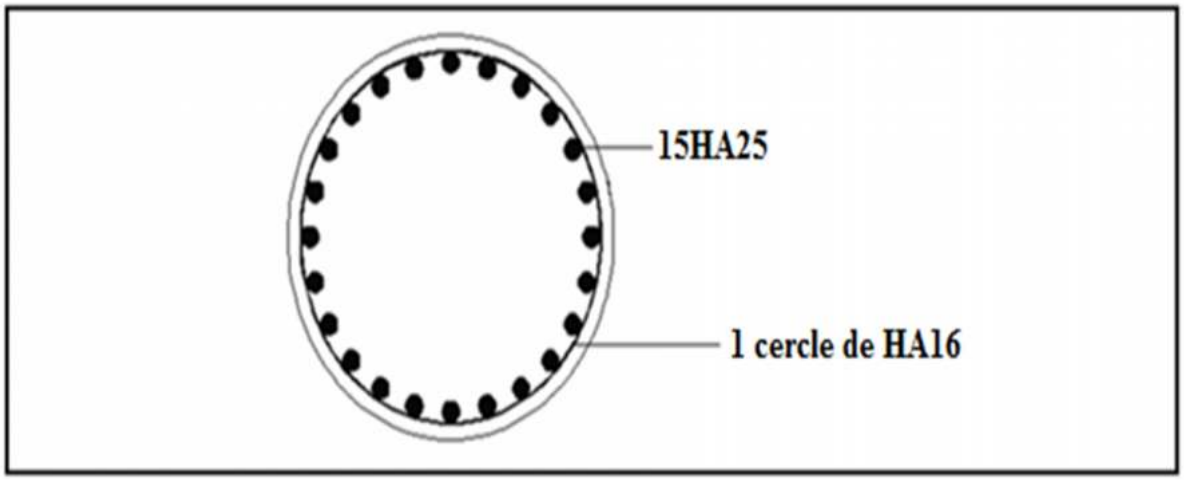


Figure.11-20 : Ferraillage des Pieux.

CHAPITRE XII : ETUDE DE LA PILE

XI-1-INTRODUCION :

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage, elle se compose, dans notre cas, d'un chevêtre en béton arme sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de trois futs de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations et d'une semelle superficielle, vue le rapport du sol.

XII-2-PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :

XII-2-1-Chevêtre :

Le Chevêtre à une forme de rectangulaire

Hauteur hc

hc= 0,4(e-Φ) à 0,5(e-Φ)

e=3,9m : espacement des futs.

Φ =1,2m : diamètre du fut.

hc= 0,4(3,9-1,2) =1,2m

Longueur du chevêtre Lc

Elle est égale à la largeur totale du tablier.

Lc =8,7m

Largeur du chevêtre lc

lc=2× (c1+ c2+ c3+ c4)

c1=0,55m , c2=0,175m

c3=0,075m , c4 > 0,2m , c4=0,3m

lc1=2,2m , lc2=3,7m

La largeur varie entre (2,2 ; 3,7) sur la longueur de chaussé

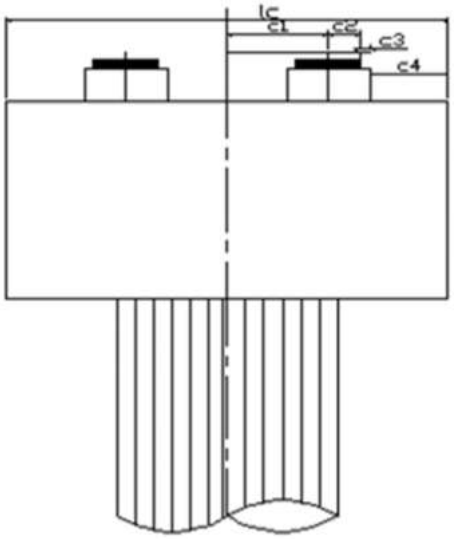


FIGURE 12-1: Pré dimensionnement du chevêtre

XII-2-2-Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Un diamètre fixe à 1,2 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

désignation	pile
Côte de la fondation (m)	20
Hauteur de la pile (m)	6,5
Hauteur du Fût (m)	5,3

Tableau 12 -1

XII-2-3-Semelle :

Longueur de la semelle : L=9,2

Hauteur de la semelle : h=1,5m

Largeur de la semelle : B = 5,6 m

Ancrage de la semelle : 0,7756m
Béton de propreté : 0,10 m.

XII-2-4-pieu :

On utilisé des pieux de diamètre Φ =1,2 m (Fondation profonde).

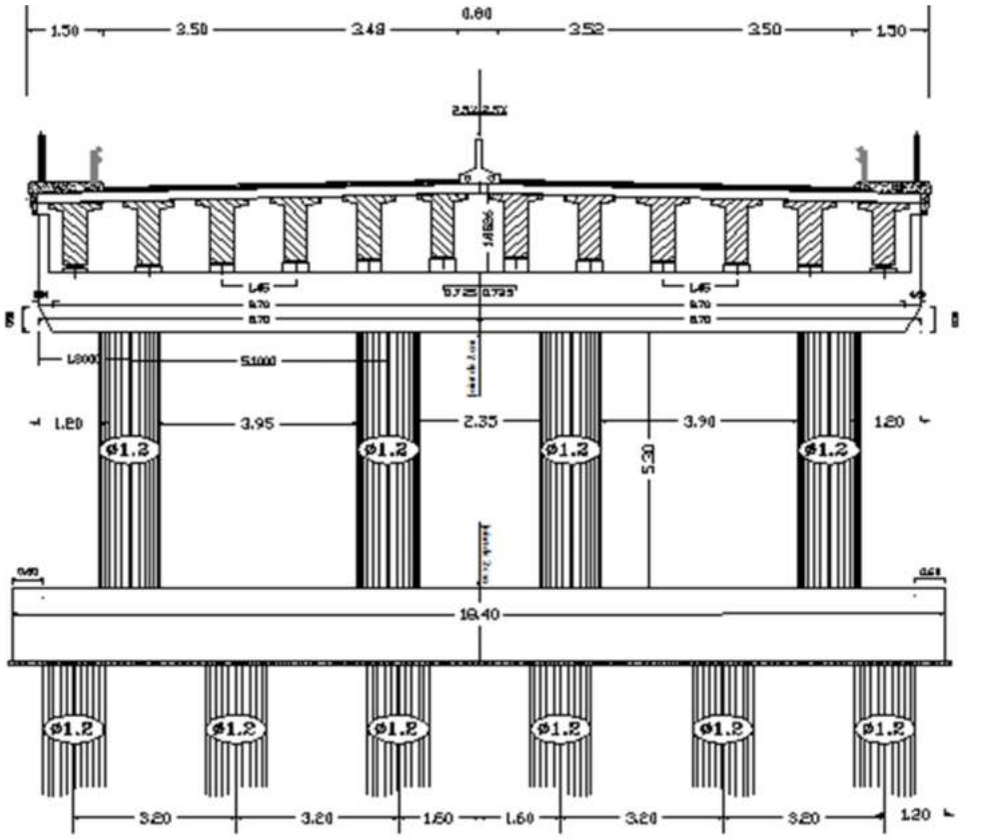
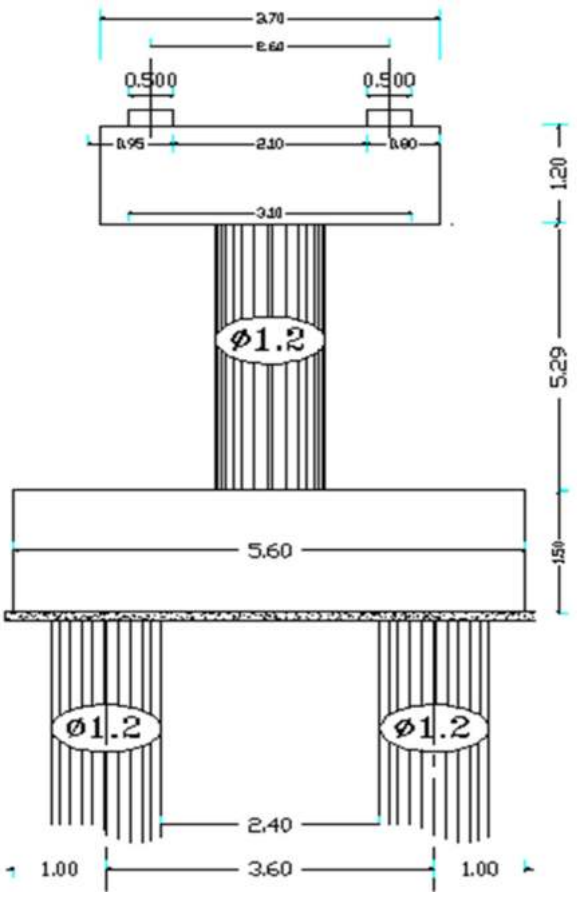


FIGURE 12-2: chevêtre Coupe transversale



Coupe longitudinale

XII -3.Répartition des charges et surcharges sur la pile :

XII -3-1.Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

Le poids propre du tablier = 407,997t.

Le poids propre des dés d'appuis = 0,4125 t

La charge reprise par chaque pile : RCP = G = 408,4095.

XII -4-1.Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) :

A. La surcharge A (l) :

- Une travée chargée :

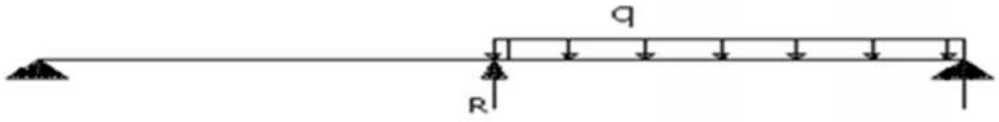


FIGURE 12-3: Schéma statique

$A(l)=0,23+\frac{36}{12+27}$ =1,153t/m2 A(L) ×a1 ×a2 =1,153 t/m²

RT1 = 1,153x27x27 / 2= 108,958 t

➢ Deux travées chargées :

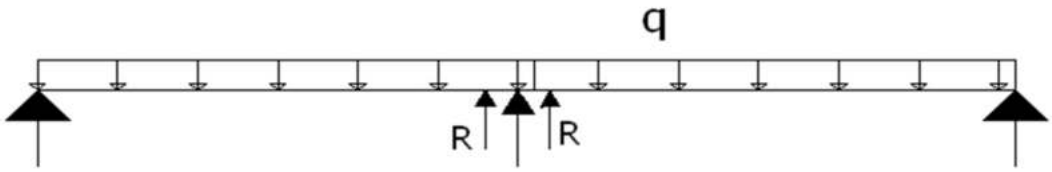


FIGURE 12-4: Schéma statique

$A(2l)=0,23+\frac{36}{12+54}=0,545 t/m^2$ $A(2l)=0,775 t/m^2$

Rmax =0,775 x7 x54 /2 = 146,475 t

B. Chargement Bc :

➢ Chargement 1 : deux voies chargées sur 1 seul e travée.

S = 120 t , bC =1,1 , G =407,997t. δ =1,1094

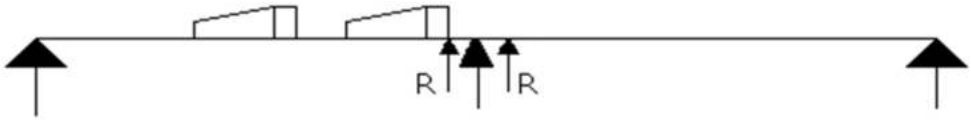


FIGURE 12-5: Schéma statique

R = [24 x (26+24,5+15,5+14) + 12 x (20 + 9,5)] / 26 = 87,46 t

Rmax = R x1,1 x1,1094 = 106,733 t

➢ Chargement 2 : deux voies chargées sur les deux travées.

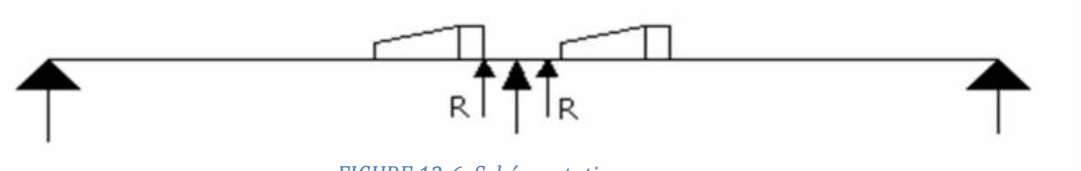


FIGURE 12-6: Schéma statique

R1 = [24 x (26 + 24,5) + 12 x20] / 26 = 55,846 t

R2 = [24 x (24,5 + 20) + 12 x26)] / 30 = 53,077 t

Rmax = (55,846 + 53,077) x1.1 x1, 057 = 126,645 t

C. Charge Mc120 :

➢ Chargement 1 :

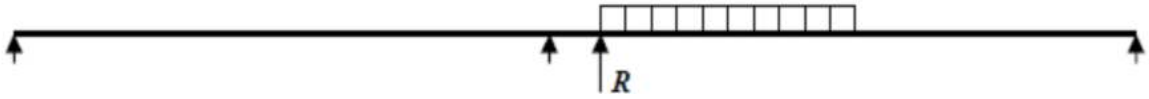


FIGURE 12-7: Schéma statique

$R\ T1=\frac{110}{26}\times 22,95 = 97,097$ t ; δ =1,1024

R max = 97,097×1,1024 = 107,039 t

➢ Chargement 2 :

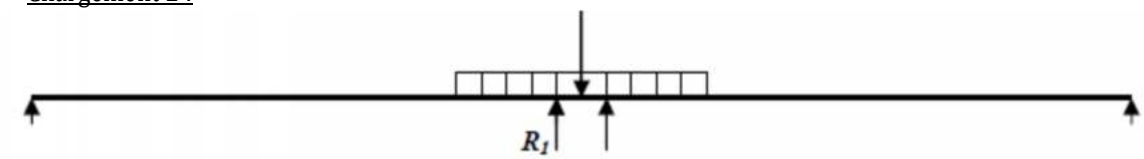


FIGURE 12-8: Schéma statique

R T2 = $\frac{110}{26}$ ×25,025 = 105,875 t ; δ =1,05

R max = 105,875×1,05 = 111,169 t

D. Chargement D240 :

➢ Chargement 1 :

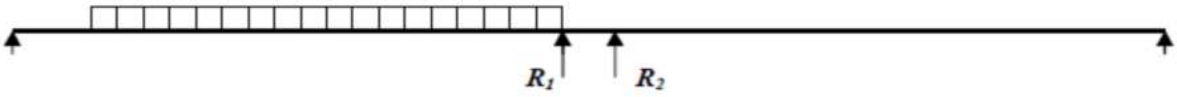


FIGURE 12-9: Schéma statique

R max = (240 / 26) x16,7 = 154,154 t

➢ Chargement 2 :

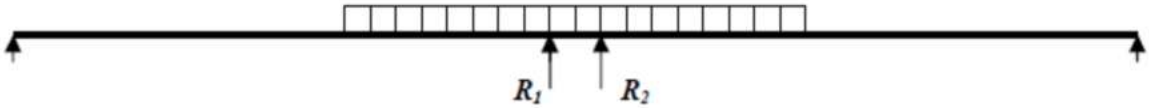


FIGURE 12-10: Schéma statique

R max = (240 / 26x21, 625 = 199,615 t

E. Surcharge trottoirs : 150kg/m2

➢ Chargement 1 :

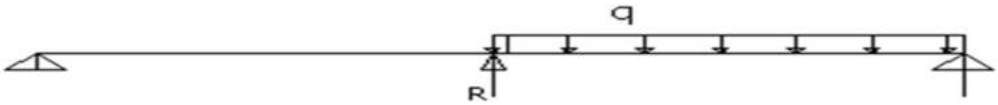


FIGURE 12-11: Schéma statique

R1 = 0,225 x (27 / 2) = 3,0375 t

➢ Chargement 2 :

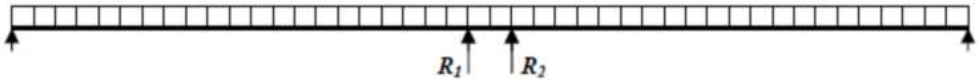


FIGURE 12-12: Schéma statique

R max = 0,225 × 54 / 2 = 6,075t

XII -4-2-Combinaison d'action:

A L'ELS :

R1 = Rcp + 1,2 (RA(L) + RST) = 408,4095 + 1,2 (146,475 + 6,075) =591,4695 t

R2 = Rcp + RD240 = 408,4095+199,615 = 608,0245 t

A L'ELU :

R1 = 1,35 R cp+ 1,6 (RA(L) + RST)

R1=1,35×408,4095+ 1,6 (146,475 + 6,075) = 795,4328 t .

R2 =1,35 R cp + 1,35 RD240

R2=1,35×408,4095+ 1,35×199,615 = 820,833t.

La réaction la plus défavorable est celle du convoi D240 à l'ELU : R2=820,833t

XII-4-3-SOLLICITATION HORIZONTALES SUR LA PILE :

A. Freinage dû à A(L) :

A(L)=146,475 t

$$H = \frac{146,475}{20+0,0035\times 6\times 54} = 6,9308 \text{ t}$$

B. Freinage dû à Bc (camion de 30t) :

$$H = \frac{30}{2}\times 1,2 = 18 \text{ t}$$

- Vérification de Contraintes :

Condition normale:

$$\sigma_{max} = \frac{1666,36}{6\times 12} + \frac{105,41\times 6}{12\times 6^2} = 24,60 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{1666,36}{6\times 12} - \frac{105,41\times 6}{12\times 6^2} = 21,67 \text{ t/m}^2$$

XII -5-ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE :

XII -5-1-CHEVETRE :

Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile, à savoir les futs et la semelle. Il est conçu de manière à résister à son poids propre ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier.

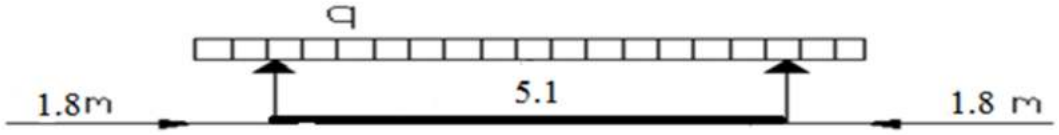


FIGURE 12-13: coupe longitudinale de la semelle.

- Poids de (Tablier + Surcharge):

$$P1 = \frac{408,4095 + 1,2\times (146,475 + 6,075)}{8,7} = 67,985 \text{ t/ml}$$

- Poids de chevêtre2 :

P2= ((2,95+3,7)/2) x1, 2x2, 5=9,975t/ml

- Poids totale sur le chevêtre1 :

PT1= 77,96t/ml.

XII -5-1-1-Moments fléchissant et effort tranchant à L'E.L.S :

- Moment Sur appui :

P_{ser} = 77,96 t/ml

$$M_0 = M_2 = -77,96\times \frac{1,8^2}{2} = -126,295 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{1}{4\times 5,1}\left[-77,96\times \frac{5,1^3}{4} + 5,1\times 126,295\right] = -94,996 \text{ t.m}$$

- Moment en travée :

$$M(x) = Pl\frac{x}{2} - p\frac{x^2}{2} - M_0\left(1-\frac{x}{l}\right) - M_1\frac{x}{l}$$

$M'(x) = P\frac{l}{2} - px - \frac{M0}{l} - \frac{M1}{l} = 0$, donc : $x = \frac{5,1}{2} + \frac{(126,295 - 94,996)}{77,96 \times 5,1} = 2,36$ m

$M(x) = 77,96 \times 5,1\frac{2,63^2}{2} - 77,96\frac{2,63^2}{2} - 126,295\,(1-\frac{2,63}{5,1}) - 94,996\frac{2,63}{5,1} = 143,079$ t.m

- Effort tranchant :

$T_{0G} = 77,96 \times 1,8 = 140,328$ t

$T_{0D} = 77,96 \times \frac{5,1}{2} + \frac{126,295 - 94,996}{5,1} = 204,935$ t

$T_{1G} = 77,96 \times \frac{5,1}{2} - \frac{126,295 - 94,996}{5,1} = 192,661$ t

XII -5-1-2-Moments fléchissant et effort tranchant à L'E.L.U :

- Moment Sur appui :

Pu=1,35 ×77,96 =105,246 t/ml

$M_0 = M_2 = -105,246 \times \frac{1.8^2}{2} = -170,498$ tm

$M1 = \frac{1}{4 \times 5,1}\left[-105,246 \times \frac{5,1^3}{4} + 5,1 \times 170,498\right] = -299,557$ t.m $\frac{1}{4 \times 5,1}$

- Moment en travée :

$x = \frac{5,1}{2} + \frac{(170,498 - 299,557)}{105,246 \times 5,1} = 2,32$m

$M(x) = 105,246 \times 5,1\frac{2,32}{2} - 105,246\frac{2,32^2}{2} - 170,498\,(1-\frac{2,32}{5,1}) - 299,557\frac{2,32}{5,1} = 110,200$ t.m

- Effort tranchant :

$T_{0G} = 105,246 \times 1,8 = 189,443$t

$T_{0D} = 105,246 \times \frac{5,1}{2} + \frac{170,498 - 299557}{5,1} = 211,699$ **t**

$T_{1G} = 105,246 \times \frac{5,1}{2} - \frac{170,498 - 299,557}{5,1} = 325,05$ t

Ferraillage du chevêtre à la flexion :

fc28=25 MPa

Acier FeE40 A (Fe=400MPa)

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

A. Ferraillage longitudinale :

A l'ELS :

Ferraillage supérieur :

Section d'armature supérieure (sur appui)

On a :

M+max = 143,079 t.m ; M-max = - 94,996t.m; Tmax =171,887t

On a une fissuration préjudiciable alors on fait le ferraillage selon BAEL a L'ELS

$Aser = \frac{M\,ser}{Z\sigma_{st}}$

$Z = \min(z; d - h/3) = 0,68$m

A_{ser}=9,31 cm^2

Condition de non fragilité :

A ser ≥ $\frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$. Aser ≥ 13,04 cm²

Conclusion :

A(s)=13,04cm² on prend 5HA32 (40,21cm²)

Ferraillage inferieur :

Section d'armature inférieure (en travée)

On a:

M+max = 143,079 t.m

Aser = $\frac{M\,ser}{Z\sigma_{st}}$ $\acute{Z} = min(z ; d - h/3) = 0{,}68m$

Aser=14,079 cm²

Condition de non fragilité :

A ser ≥ $\frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$. Aser ≥ 13,04 cm²

Conclusion :

A(s)=13,04cm2 on prend 5HA32 (40,21cm2)

Conclusion générale:

On utilise les armatures de construction soit le ferraillage inferieur ou supérieur

Et on repartie sur tous la longueur de chevêtre

B. Armatures transversales :

$\tau_S = \frac{V_S}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}$; $\bar{\tau} = \min\left[\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right]$

Avec : τ_S : contrainte tangentielle dans le béton.

V_S : effort tranchant maximum à l'appui à l'E.L.S

$\tau_u = \frac{2{,}04}{1 \times 1{,}08} = 1{,}89$ MPa ; $\bar{\tau} = 2{,}5$ MPa

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres droits.

L'espacement St des nappes d'armatures, ne doit pas excéder le minimum de 0,9d et 40cm

Stmax=min(0,9d ;40cm)=min(0,9x1,2 ;40cm)=40cm

Soit : e=15cm

At/(b0xSt) ≥ ($\gamma_s(\tau_u - 0{,}3F_{tj} \times K)$)/(0,9x$F_e$ (cosα+sinα))

Avec : α = 90° K=1 par reprise de bétonnage

γ_s =1,15(cas générale)

At≥ ($b_0 . e . \gamma_s(\tau_u$-0,3Ftjxk))/(0,9Fe)

At≥ 5, 75cm2, donc on prend At=6,28cm²⟹6HA10

Section d'armature minimale :

At=0,4eb0/Fe=1,5cm²

Donc : Ae ≥ Amin (condition vérifiée)

XII -5-1-3- Etude du chevêtre à la torsion :

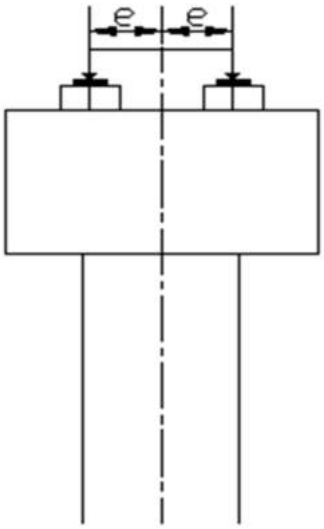


FIGURE 12-18 : calcul du moment de torsion

➢ Moment de torsion a l'E.L.U :

Mt=R1×d

Une travée chargée par D240 + charge de trottoir

M_{t1} = (154,154×1,35 +1,6×3,075) ×1,3 =276,936 t.m

➢ Moment de torsion du aux efforts de freinage :

R max = 15 t.

M_{t2} = 15 x 1,5= 22,5 t.m

Mmax =max (Mt1, Mt2) = Mt1 =276,936 t.m

$M_{torsion}$ /ml = $\frac{276,936}{6}$ = 46,156.m /ml

On doit vérifier que :

$\tau u\ (V) + \tau u\ (M) < \tau u_{adm}$

τu(V) : contrainte de cisaillement due a l'effort tranchant.

τu(Mt) : contrainte de cisaillement due a la torsion.

tu : contrainte de cisaillement limite

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles BAEL est égale à →

e = a/12

a : diamètre du plus grand cercle inscriptible dans la section du chevêtre.et la Largueur du chevêtre lt telle que :

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \le x + h \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

⇒ lt=2,4m

On a

bn = h / 6 = 1,2/6 = 0,20 m

Ω : Air de contour

Ω= (3,7 −0,4) (1,2 − 0,4) =2,64m^2.

τu adm = min (0,1 fc28 ; 3 MPa) = 2,5 MPa

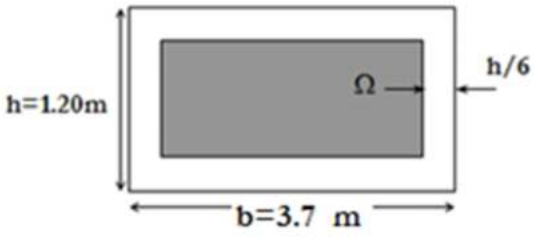


FIGURE 12-19 : Section de torsion.

➢ La contrainte tangentielle :

$\tau_U = \frac{M_{T\max}}{2\Omega b_n} = \frac{46,156}{2x2,64x0.2}$ = 0,437MPa.

Donc : τu=0,437 < 2,5 MPa donc vérifier.

-Ferraillage du chevêtre à la torsion :

A. Armatures longitudinales :

$A_t \ge \frac{M_{tmax} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$ = 24,63 cm^2

Avec U : périmètre extérieur : U =2× (3,7+1,2)= 9,8 m.

Donc : on prend 8HA20 At(25,13)

B. Armatures transversaux :

Les armatures transversales peuvent être déterminées en sachant qu'elles ont un volume relatif égal au volume des armatures longitudinales de torsion.

Elles sont constituées par des cadres avec dont les plans sont normaux à la ligne moyenne.

$At\ 2 \geq \frac{M_{t\,max} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,38\ cm^2$ avec: St = 15 cm.

At = At 1 +At 2 (d'après SETRA).

D'ou : At = At 1 +At 2 =4, 6+0, 38 =4,98 cm^2

Soit: At1 = 4,98cm^2 ⇒ 5 cadres HA10

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de HA10 avec t = 15 cm sur appui et t = 20 cm en travée.

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$\tau_c + \tau_V \leq \tau_{uadm}$

Avec :

τ_c : Contrainte de cisaillement due a la torsion.

τ_V : Contrainte de cisaillement due a l'effort tranchant.

τ_{uadm} : Contrainte limite de cisaillement.

$\tau_V = \frac{V_u}{p \times d} = \frac{2,04}{3,7 \times 1,2} = 45,94\ t/m^2$

$\tau_c = \frac{C_{max}}{2\Omega b} = \frac{276,936}{2 \times 3,5 \times 0,2} = 197,811 t/m^2$

$\tau_u = 45,94 + 197,811 = 243,751\ t/m^2 = 2,4 MPa$

$\tau_{uadm} = \min(0,1 f_{c28} ; 3\ MPa) = 2,5 MPa$

Donc : $\tau_u \leq \tau_{uadm} \Rightarrow vérifiée$

Note : Pour les armatures transversal la section des cadres variable selon la longueur du chevêtre pour le premier chevêtre S= (2,2 ; 2,95) m et pour le deuxième chevêtre S= (2,95 ; 3,7) m

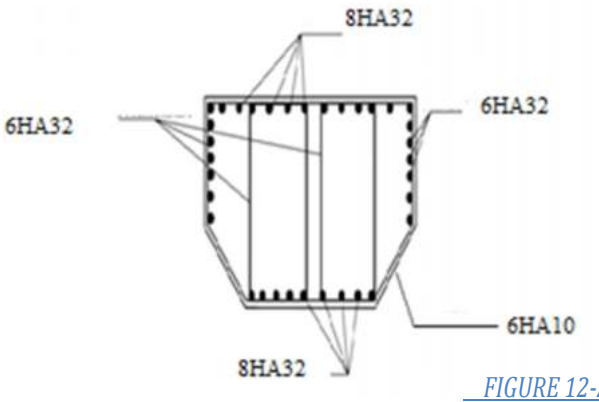


FIGURE 12-20 : Ferraillage du chevêtre

XII -5-2-CALCUL DE FUT :

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont Encastrés sur la semelle et le chevêtre.

a) Caractéristique de fût :

Hauteur de fût : h= 5,3 m

Diamètre de fût : φ = 1,2 m

Nombre du fût : n= 2 fûts

b) Evaluation des charges et surcharges dans les conditions normales :

b-1- Charge verticale :

Charge permanent

Poids propres du tablier = 407,997 t

Poids propres du chevêtre = 75,71 t

Poids propres de fût = 22,619 t

Le poids propre des dés d'appuis = 0,4125t

Donc : le poids totale = 506,738 t

Les surcharges :

A(l) +trottoir :

NA(l) =146,475 t

N St =6,075 t

N (A(l) + St) =152,55 t

L'effet par fût : $\frac{152,55}{2}$ =76,275t

D240 : N D240=154,154 t

L'effet par fût : $\frac{154,154}{2}$ =77,077 t

b-2-Charge horizontale :

L'effet de freinage dû à A (L) :

L'effort de freinage revenant à la pile : $\frac{6,038}{2}$ = 3,019 t

L'effet par fût : $\frac{3,019}{2}$ = 1,509 t

Freinage dû au BC :

L'effort de freinage revenant à la pile : $\frac{30}{2}\mathbf{x}1,2$ = 18 t

L'effet par fût : $\frac{18}{2}$ = 9 t

Effet du au vent :

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité q = 0,25 t/m2. Tablier :

Fûts + chevêtre = 0,25(2x 1,2 x 5,3 + 2,2 x 1,2) = 3,84

L'effet par fût : $\frac{3,84}{2}$ = 1,92 t

Variation linéaire :

Seul l'effort du à la température agit dans un seul sens. Pour le retrait et le fluage, ils s'agissent dans deux sens, donnants un effort nul.

$H = G \times a \times b \times \frac{\varepsilon}{T}$.

$H = 8 \times 25 \times 26 \times 0,45 \times \frac{10^{-3}}{5,2} = 0,605$ t

On a 6 appareils d'appuis

H1 = 0,605×6 = 6,05 t

L'effet par fût : $\frac{3,63}{2} = 1,815$

Tableau récapitulatif Sollicitations dans les futs :

Désignation	Efforts horizontal (MN)	Efforts verticaux (MN)	Bras de levier (m)	Moment a la base (MN.m)
Poids propre du tablier	/	2,039	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	0,378	/	/
Poids propre du fut	/	0,113	/	/
A(L) +ST	/	0,763	0,55	0,419
D240	/	0,771	0,55	0,424
Freinage sous A(L)	0,03019	/	6,5	0,196
Freinage sous B(c)	0,09	/	6,5	0,585
Température	0,01815	/	6,5	0,118
Séisme du tablier	0,509	/	6 ,5	3,3085
Séisme du chevêtre	0,0945	/	5,9	0,557
Séisme du fut	0,02825	/	2,65	0,0748

TABLEAU 12 -3

Combinaison des efforts a Condition normales.

A E.L.U

1,35G+kQ $k = \begin{cases} 1,35 \text{ pour D240} \\ 1,6 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$

A E.L.S

G+kQ $k = \begin{cases} 1 \text{ pour D240} \\ 1,2 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$

A E.L.A:

G+ F séisme

On obtient les résultats suivants.

Conditions	H(MN)	N (MN)	M(MNm)
E.L.U	0,151	4,46	0,982
E.L.S	0,113	3,31	0,735
E.L.A	0,623	2,53	4,0495

TABLEAU 12-4

Vérification de flambement du fit:

Il faut vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

λ : élancement de la pièce : $\lambda = \frac{l_f}{I}$

l_f : longueur de flambement.

I : rayon de giration.

lf =0,7 l =0,7×5,3 =3,71 m

$I = \frac{\emptyset}{4}$ =0,3 m, Ø : diamètre de fut.

$\lambda = \frac{3,71}{0,3}$ =12,367 ; Donc : $\bar{\lambda}$ =50

On a : $\lambda < \bar{\lambda}$ donc le fut ne risque pas de flamber.

c) Ferraillage du fût :

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en Flexion composée .on fait seulement le ferraillage du fût le plus sollicité n°II avec Sollicitation D240 prise en compte.

C-1-Ferraillage longitudinale :

Selon l'abaque de Walther on a :

h : l'enrobage. h=3cm

D : diamètre de pile.D=120cm

$\frac{h}{D} = \frac{0,03}{1,2}$ =0,025

N_r=4.46 MN

M_r=4, 0495 MN.m

$$\begin{cases} K_a = \dfrac{Mr}{\pi R^2 D f_{c28}} = 0.119 \\ K_b = \dfrac{Nr}{\pi R^2 f_{c28}} = 0.158 \end{cases}$$

Nr : effort normal

ß : résistance du béton en fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω.

ω=0,3 (tirés par l'abaque de WALTHER)

$$\omega = \frac{A_f}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{f_{c28}} \Rightarrow A_f = \frac{\omega \pi R^2 f_{c28}}{\sigma_f}$$

ω : degré mécanique d'armature.

Fa : aire totale de l'armature passive

D'où : Fa =212,057 cm².

Fa =217,14 cm², soit 27HA32.

C-2-Armatures transversales :

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA12 espacés de 20cm en zones courantes.

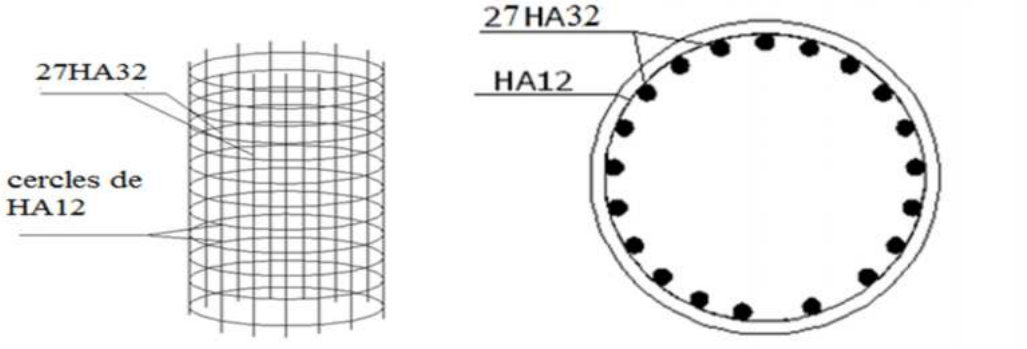


FIGURE 12-21 : Ferraillage du fût

XII -5-3-ETUDE DE LA SEMELLE :

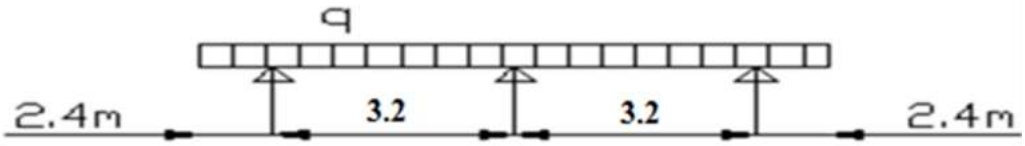


FIGURE 12-22: Schéma statique

A. Evaluation des efforts a la base de la semelle :

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propre de la semelle et des terres.

Désignation	Efforts horizontal (MN)	Efforts verticaux (MN)	Bras de levier (m)	Moment a la base (MN.m)
Poids propre du tablier	/	4,079	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	0,7571	/	/
Poids propre du fut	/	0,226	/	/
Poids propre de la semelle	/	1,932	/	/
Poids de terre	/	0,719	/	/
A(L) +ST	/	1,46	0,55	0,803
D240	/	1,54	0,55	0,847
Freinage sous A(L)	0,0417	/	8	0,3336
Freinage sous B(c)	0,18	/	8	1,44
Température	0,0363	/	8	0,2904
Séisme du tablier	1,01975	/	8	8,158
Séisme du chevêtre	0,189	/	7,4	1,398
Séisme du fut	0,0565	/	4,15	0,234
Séisme du semelle	0,483	/	0,75	0,362

TABLEAU 12-5

Combinaison des efforts a Condition normale.

A E.L.U

1,35G+kQ $k = \begin{cases} 1,35 \text{ pour D240} \\ ,6 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$

A E.L.S

G+kQ $k = \begin{cases} 1 \text{ pour D240} \\ ,2 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$

A E.L.A:

G+ F séisme

On obtient les résultats suivants.

	H(MN)	N (MN)	M(MNm)
E.L.U	0,269	12,515	2,152
E.L.S	0,199	9,27	1,592
E.L.A	1,748	7,713	13,984

TABLEAU 12 -6

B. Etude de la stabilité et de la résistance de la fondation :

Longueur de la semelle L =9,2m

C. Largeur de la semelle l =B =5,6m

Diamètre du fut D =1,2 m

B-1-Condition de stabilité :

$e_0 = \frac{M}{N}$ { Aucun soulèvement n'est toléré : $e_0 \leq \frac{B}{6}$; Léger soulèvement est toléré : $\frac{B}{6} \leq e_0 \leq \frac{B}{4}$

B-2- Condition de résistance au sol :

Aucun soulèvement n'est toléré : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Léger soulèvement est toléré : $\sigma_3 = \frac{2N}{3L\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec:

$\sigma_1 = \frac{N}{L \cdot B}\left(1 + \frac{6e_0}{B}\right)$ et $\sigma_2 = \frac{N}{L \cdot B}\left(1 - \frac{6e_0}{B}\right)$

	e_0 (m)	B/6(m)	B/4(m)	σ_1MPa	σ_2 MPa	σ_m MPa	σ_{sol} MPa
E.L.U	0,172	0 ,933	1,4	0,288	0,198	0,266	0,300
E.L.S	0,172	0,933	1,4	0,213	0,147	0,197	0,300

TABLEAU 12 -7

B-3-Stabilité de la fondation et résistance au sol.

Condition de non renversement :

$B' = 3\left[\frac{B}{2} - e_0\right] \geq \frac{1}{10}B.$

On a :

E.L.U : e_0=0,172 m donc : B' =7,884 m > $\frac{1}{10}$ B Vérifier.

Conclusion :

La semelle de la fondation est stable au renversement et résiste bien a la réaction du sol.

C. Ferraillage de la semelle :

Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \, y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \, x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale :

ELU :

$$N\ max = \frac{12,515}{6} + \frac{2,152 \times 3,6}{6 \times 3,2^2} = 2,185\ MN$$

$$N\ min = \frac{12,515}{6} - \frac{2,152 \times 3,6}{6 \times 3,2^2} = 1,986\ MN$$

ELS :

$$N\ max = \frac{9,27}{6} + \frac{1,592 \times 3,6}{6 \times 3,2^2} = 1,618 MN$$

$$N\ min = \frac{9,27}{6} - \frac{1,592 \times 3,6}{6 \times 3,2^2} = 1,471\ MN$$

Condition sismique:

ELA :

$$N\ max = \frac{7,713}{6} + \frac{13,984 \times 3,6}{6 \times 3,2^2} = 1,915\ MN$$

$$N\ min = \frac{7,713}{6} - \frac{13,984 \times 3,6}{6 \times 3,2^2} = 0,638\ MN$$

Condition		R max(MN)	R min(MN)
Normale	E.L.U	2,185	1,986
	E.L.S	1,618	1,471
Sismique	E.L.A	1,915	0,638

TABLEAU 12 -8

C-1-Ferraillage de la semelle (méthode des bielles) :

C-1-1- Armatures transversales inférieures :

La Conditon de la méthode est :

$$h \geq \begin{cases} \alpha \geq 45 \\ \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

On a: $tg\alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} = 1$ donc : $\alpha = 45$ c'est vérifier.

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5\ m = h$ c'est vérifier.

$$A = \frac{N_{max}}{\sigma_{sa}} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{d}$$

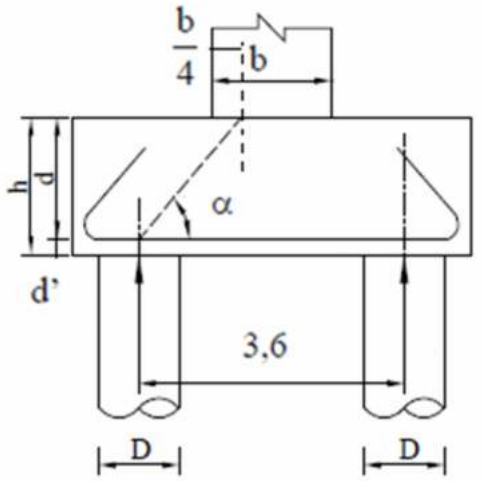


FIGURE 12-23:Schéma représenter coupe transversale sur la semelle

Condition		N(MN)	AS (cm2)
Normale	E.L.U	2,185	122,9
	E.L.S	1,618	91,01
Sismique	E.L.A	1,915	107,72

TABLEAU 12 -9

On a: A_S =122, 9 cm², on prend 26 HA25 (As1= 127, 63 cm².)

L'espacement est de St = $\frac{\ell+H-d}{n-1} = \frac{120+150-10}{26-1}$ =10,4cm

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : L= h + Øpieux=2,8 m

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

A1 ≥ $\frac{As}{3} = \frac{122,9}{3}$ =40,97 cm², soit 9HA25 Ainf1 = 44,18 cm².

C-1-2- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

Ali ≥ $\frac{As}{3} = \frac{122,9}{3}$ =40,97 cm², soit 14HA20 Ainf1 = 43,98 cm².

L'espacement est de St = $\frac{\ell+H-d}{n-1} = \frac{120+150-10}{14-1}$ =20 cm

C-1-3- Armatures transversales supérieures :

Ats = $\frac{A}{14} = \frac{122,9}{14}$ =8,78 cm², Soit 6 HA14. Asup= 9,24 cm².

L'espacenent est de St = $\frac{\ell+H-d}{n-1} = \frac{120+150-10}{6-1}$ =43,33=52 cm

C-1-4- Armatures longitudinales supérieures :

Als = $\frac{As}{3} = \frac{122,9}{3}$ =40,97 cm², soit 14HA20 Ainf1 = 43,98 cm².

C-1-5- Armatures latérales :

Ala = $\frac{A}{14} = \frac{122,9}{14}$ =8,78 cm², Soit : 6 HA14. Ala= 9,24 cm².

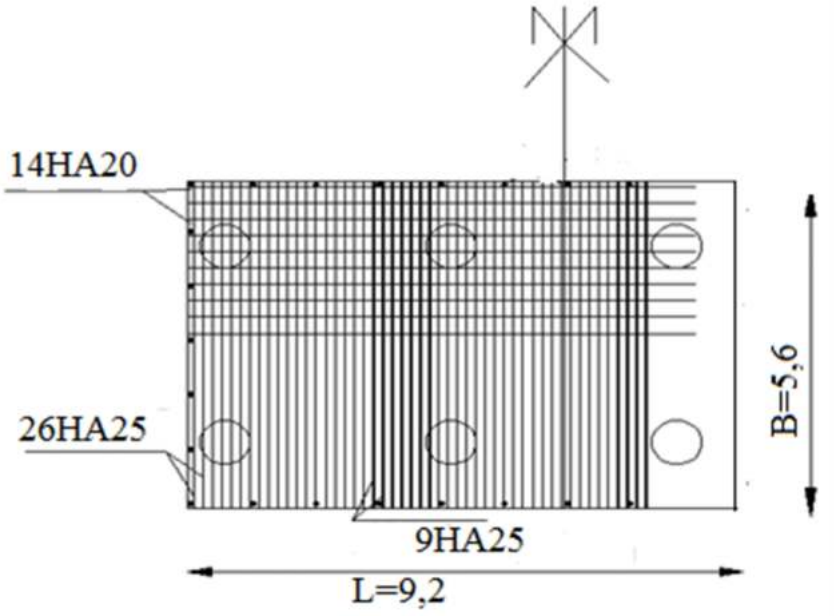


FIGURE 12-25 : Ferraillage de la semelle (nappe inférieure)

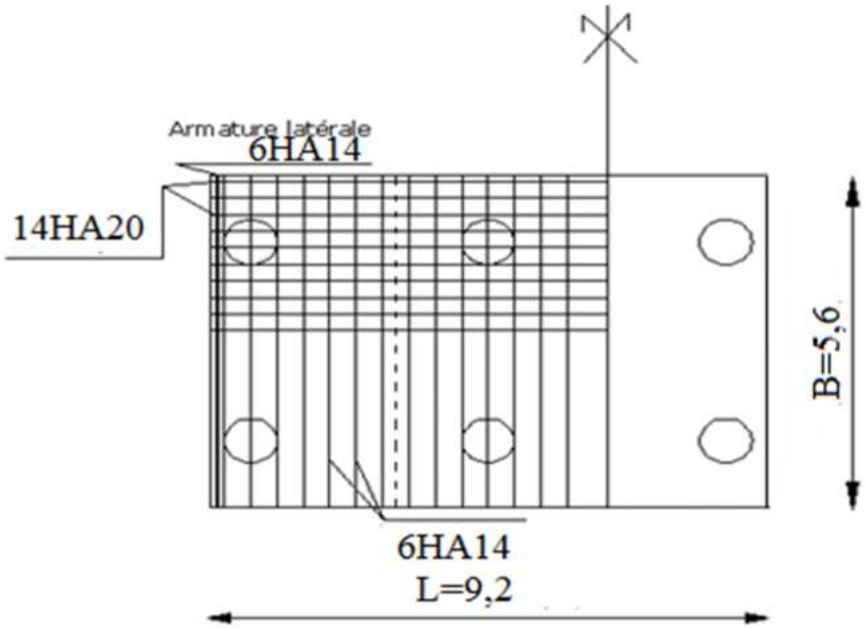


FIGURE 12-25 : Ferraillage de la semelle (nappe supérieur)

XI -5-4-LES PIEUX :

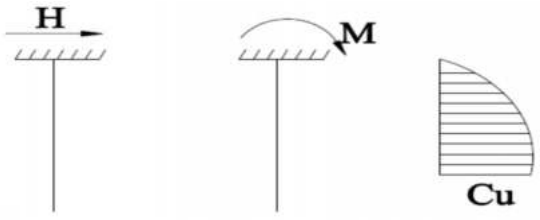
Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants :

Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, Centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

D. Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :



$$EI \times \frac{d^4y}{dx^2} + C_U b_y = 0$$

b : Diamètre du pieu.

CU : Module de réaction du sol.

y : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

b = ϕ_{pieu} = 1,2 m

CU =20 t/m3

E : module d'élasticité du béton = $11000\sqrt[3]{25}$ = 32164,195MPa

I : moment d'inertie du pieu $I = \frac{\lambda D^4}{64} = \frac{\lambda 1{,}2^4}{64} = 0{,}1017\ m^4$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{kC_U}{4EI}} = 0{,}279\ m^{-1}$

l : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

D'où : $\lambda L = 0{,}279 \times 20 = 5{,}59$, avec L = 20 m.

E. Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale :

Freinage = 18 t.

H = 18 t =0,18 MN, d'où : $\bar{P} = \frac{H}{6} = 3$ t/pieux

Condition sismique :

Séisme =101,975 t. $\bar{P} = \frac{101{,}975}{6} = 16{,}996$ t/ pieu.

a-Calcul des moments par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la fornule suivante.

$EI\theta_0 = x_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} x_{\theta P}$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$M(z) = x_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} x_{\theta P}$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu

λ : Coeficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$x_{\theta P}$; $x_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λ L.

H : effort tranchant en tête de pieux.

$M(z) = EI\theta = x_{\ell M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} x_{\theta P} = 0$

Donc : $\bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

F. a-1-Détermination des coefficients : $x_{\ell M}$, $x_{\theta P}$

$\lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1.68$ $X_{\ell M} = 1.26$

$\lambda L = 6 \rightarrow X_{\ell P} = 2.09$ $X_{\ell M} = 2.13$

On a : $\lambda L = 5{,}59 \Rightarrow x_{\theta P} = 2{,}005$; $x_{\theta M} = 1{,}95$

Condition normale : $\bar{P} = 3$ t/ pieu. $\rightarrow \bar{M} = -\frac{2.005}{1.95} \times \frac{3}{0.279} = -11{,}056$ t.m.

Condition sismique : $\bar{P} = 16{,}996$ t/ pieu. $\rightarrow \bar{M} = -\frac{2.005}{1.95} \times \frac{16{,}996}{0279} = -62{,}636$ t.m

Valeurs des coefficients $x_{\epsilon P}$, $x_{\epsilon N}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

		Profondeur (Z)							
		0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
x_{MP}	$x_{\theta M}$	0,965	0,71	0,41	0,17	0,03	-0,05	-0,02	-0,03
	$x_{\theta P}$	0,42	0,57	0,45	0,31	0,11	0,03	0,02	0

TABLEAU 12 -10

G. a-2-Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(z) = x_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} x_{\theta P}$$

c- Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

Condition normale :

		Profondeur (Z)							
		0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L
M(z)	CN	-6,153	-1,721	0,306	1,454	0,851	0,875	0,436	0,332
	CS	-34,853	- 9,741	1,738	8,240	4,823	4,960	2,471	1,879

TABLEAU 12 -11

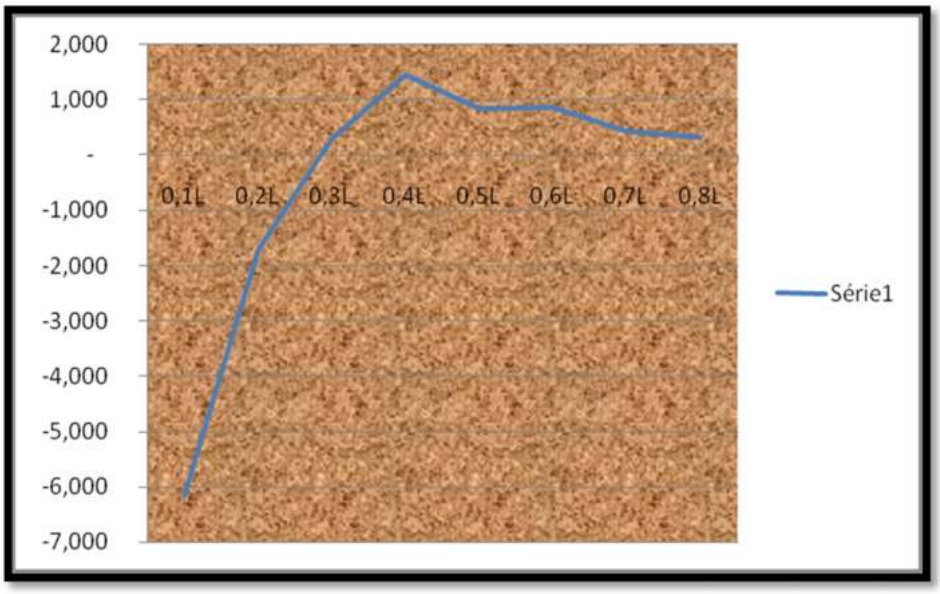


FIGURE 12-27:Schéma représenter le diagramme de moment en fonction de la profondeur Z

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les Sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables,

M max = 14,88 t.m.

b-Ferraillage du pieu :

- Ferraillage longitudinale :

L e ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est Considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

N min = 218,5 t.

M max = 62,636 t.m.

h= 3 cm; D=120 cm

$\frac{h}{D} = \frac{0,03}{1,2} = 0,025$

$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0,077$

$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0,0185$

$\omega = 0,12$ (tirés par l'abaque de WALTHER)

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

Donc : $\omega \approx 0,12$, Fa = 84,82 cm². On prend 18 HA25 pour A_S = 88,36 cm².

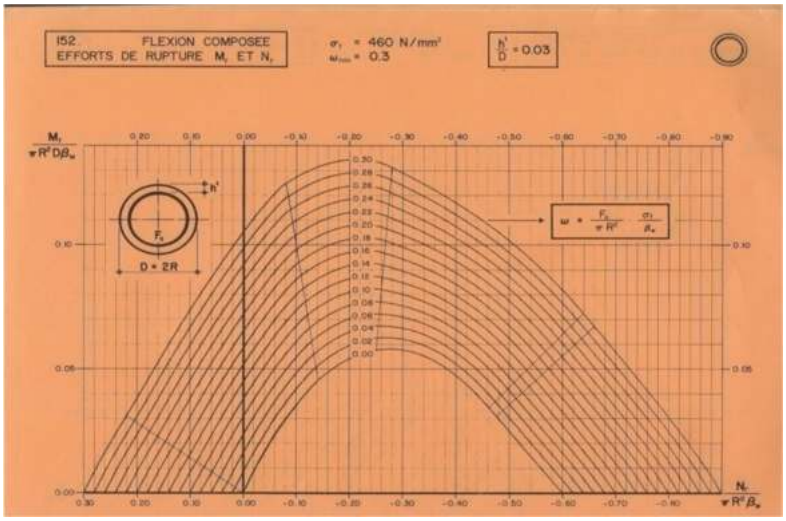
- Ferraillage transversales :

On prendra des cerces hélicoïdales avec deHA12 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

Vérification des contraintes :

σ_{bc}=0,7 MPa<16,2 MPa (la condition est vérifie).

σ_s =19,39 MPa<347,83 MPA (la condition est vérifie).



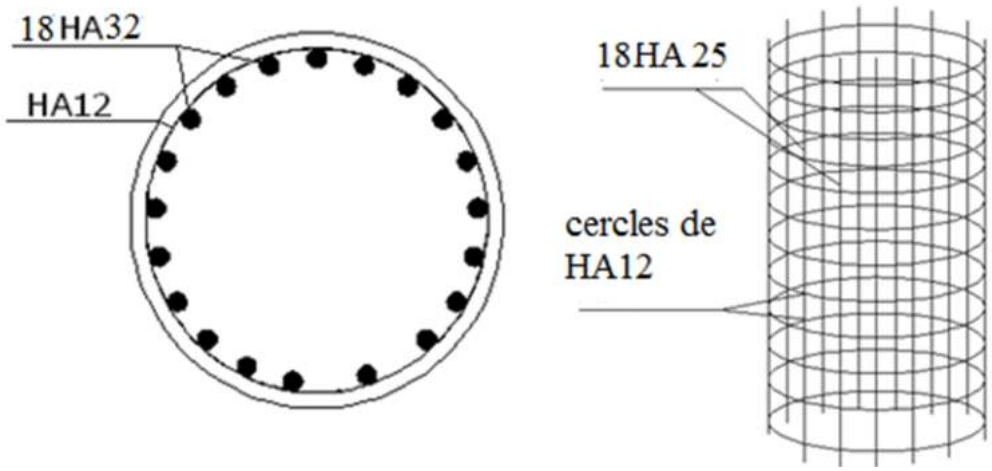


FIGURE 12-28:Schéma représenter le ferraillage du pieu.

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage :

- J.A. Calgaro, M. Virlogeux. Projet et construction des ponts. presses de l'école nationale des ponts et chaussée.
- Henry. Thonier. le béton précontraint aux états limites. Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris.
- J.A. Calgaro, Anne Bernard-Gély. Conception des ponts
- BAEL91mod99.
- Le BPEL91.
- Documents SETRA.

Cours:

- Cours 4ème année d'O.A. Mr. FEDGHOUCHE, E.N.S.T.P.
- Cours mécaniques des sols 4ème année, Mr BEN.ABDELOUAHAB, E.N.S.T.P.
- Cours 4ème année béton armé Mr.BENRADOUANE.

Thèses :

- Thèses d'option ouvrage d'art (ENSTP).
- Thèse d'option ouvrage d'art(USTHB).

Norme :

- Norme algérienne (fascicule 61).

Logiciels :

- Microsoft office 2010.
- Autocad 2008 : logiciel de dessin.
- Robot Structural Analysis 2011**.**