

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**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'OA53 au PK
62+578.780 sur la deuxième rocade
d'Alger.**

Proposée par :

*Melle MALEK Nadia
ENGOA*

Présenté par :

*AHMIM Aissa
CHALOUCHE Yacine*

Promotion 2012

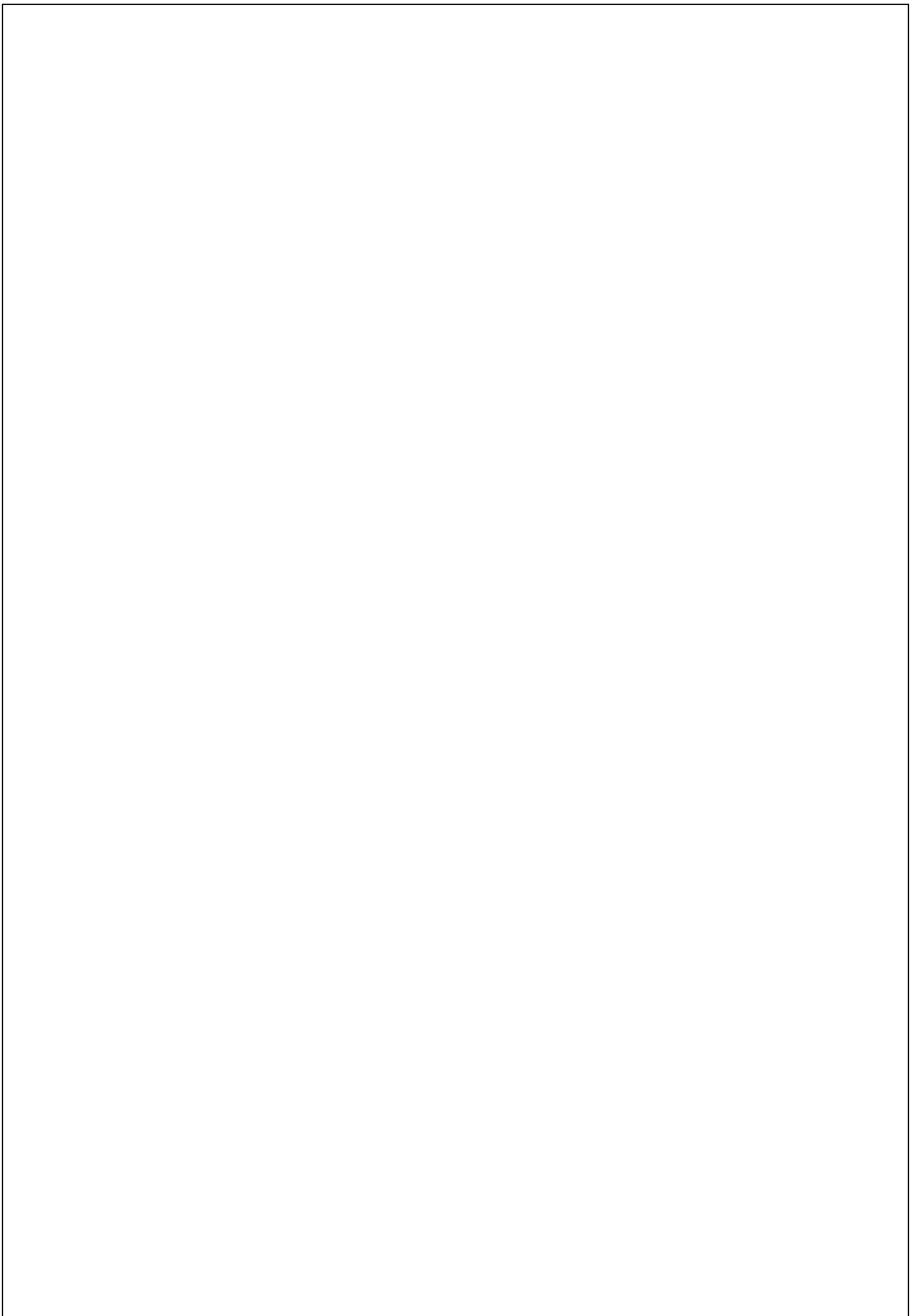
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et nos remerciement à **Allah** le plus puissant, clément et Miséricordieux qui nous a donné la force le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*

*Nous remercions chaleureusement notre encadreur **M^{elle} MALEK NADIA**, ainsi que pour leur précieux conseils et motivations qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce travail.*

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet.



Nous dédions ce modeste travail :

A nos chers parents que dieu les gardes en bonne santé.

A nos frères et sœurs.

A nos amis du parcours scolaires et universitaires.

A tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, afin de mener à bien ce travail.

A tous ceux qui battent pour les causes justes

AS-YAC



SOMMAIRE

Introduction général

Chapitre I :

Présentation du projet01_07

Chapitre II:

Conception générale08_25

Chapitre III :

Caractéristique des matériaux26_29

Chapitre IV :

Caractéristique du tablier30_38

Chapitre V :

Calculs charges et surcharges39_49

Chapitre VI :

Répartition longitudinal49_61

Chapitre VII :

Répartition transversale62_80

Chapitre VIII :

Etude de l'hourdis81_99

Chapitre IX:

Etude de la précontrainte100_121

Chapitre X :

Calcul justificatif des poutres121_137

Chapitre XI :

Calcul des déformations137_142

Chapitre XII :

Calcul des équipements143_153

Chapitre XIII

Etude de la pile154_174

Chapitre XIV

Etude de la culée175_208

CONCLUSION

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

Introduction générale :

On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (oued, rivière ...) ou une autre voie de circulation (route, rail...).

Il n'existe aucun type de pont qui ne soit parfait dans sa conception et qui puisse être construit n'importe où. C'est pour cela qu'il y'a différents types de ponts de part le monde. On choisit le type de pont selon les avantages qu'il présente par rapport à l'endroit où il doit être construit.

Plusieurs facteurs influencent le choix du type de pont qui sera construit à un endroit voulu. Notamment la distance sur laquelle il doit s'étendre ainsi que celle qu'il doit y avoir en dessous du pont. On doit aussi prendre en ligne de compte les matériaux nécessaires et la main d'œuvres disponible. De plus on doit calculer le type de circulation qu'il doit y avoir sur ce pont, les coûts liés à sa construction et finalement l'apparence du pont en relation avec son entourage.

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (la sécurité des usagers, l'économie, les délais de réalisation et l'esthétique de l'ouvrage) tout en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées et analysées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante.

Tout d'abord, toute étude d'un ouvrage exige qu'il doit être prédimensionner en effectuant des vérifications sommaires et des calculs partiels du comportement de l'ensemble de l'ouvrage prédimensionné, à l'aide des méthodes approchées.

Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance intuitive du comportement de l'ouvrage, pour la détermination de la variante la plus convenable, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

Une fois la variante retenue est déterminée, elle doit être dimensionnée en tenant compte du prédimensionnement établi au stade précédent, mais cette fois-ci on effectue des calculs plus affinés, et en utilisant des méthodes de calculs précises et des modèles plus concrets.

1.1\ Présentation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour la réalisation du projet est situé dans la localité d'**Ouled Moussa** à environ **40 Km** à l'Est d'Alger. Il permet de relier la ville de Ziralda a celle de Boudouaou en franchissant un oued sur une longueur de 167 m.

En présence de 2×4 voies, le pont est en fait double (jumelé), ainsi les deux ponts ont les mêmes caractéristiques géométriques ce qui nous mène a l'étude d'un seul pont de 15.95 m de largeur.

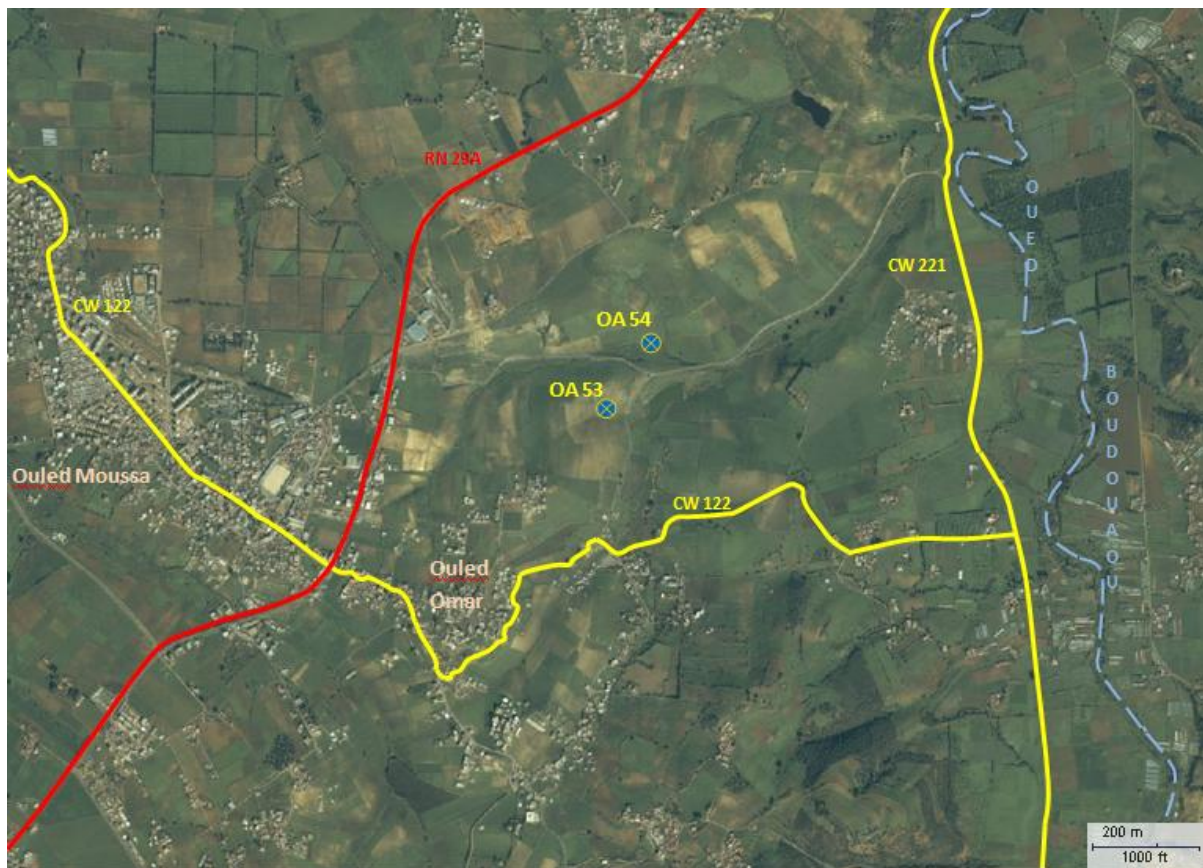


Fig.1.1. Lieu d'implantation de l'ouvrage OA53.

1.2\ Données relatifs à l'ouvrage :

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

- ❖ Les données naturelles
- ❖ Les données fonctionnelles

1.2.1\ Les données naturelles :

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type d'ouvrage correspondant, proposer les fondations envisagées pour les appuis, ainsi de choisir leur bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

1.2.1.1\ Données géologiques

1.2.1.1. a\ Géologie régionale :

Les formations géologiques de la région d'Alger se résument en un ensemble de terrains sédimentaires, d'âge tertiaire ou quaternaire, qui recouvre des roches métamorphiques et des roches magmatiques paléozoïques et tertiaires.

Ce système stratigraphique du Néogène est représenté par les dépôts sédimentaires post-nappes du Miocène et du Pliocène, séparés par une discordance stratigraphique. Les dépôts du Miocène post-nappes, argileux et marneux, sont liés à la transgression de la mer au Burdigalien

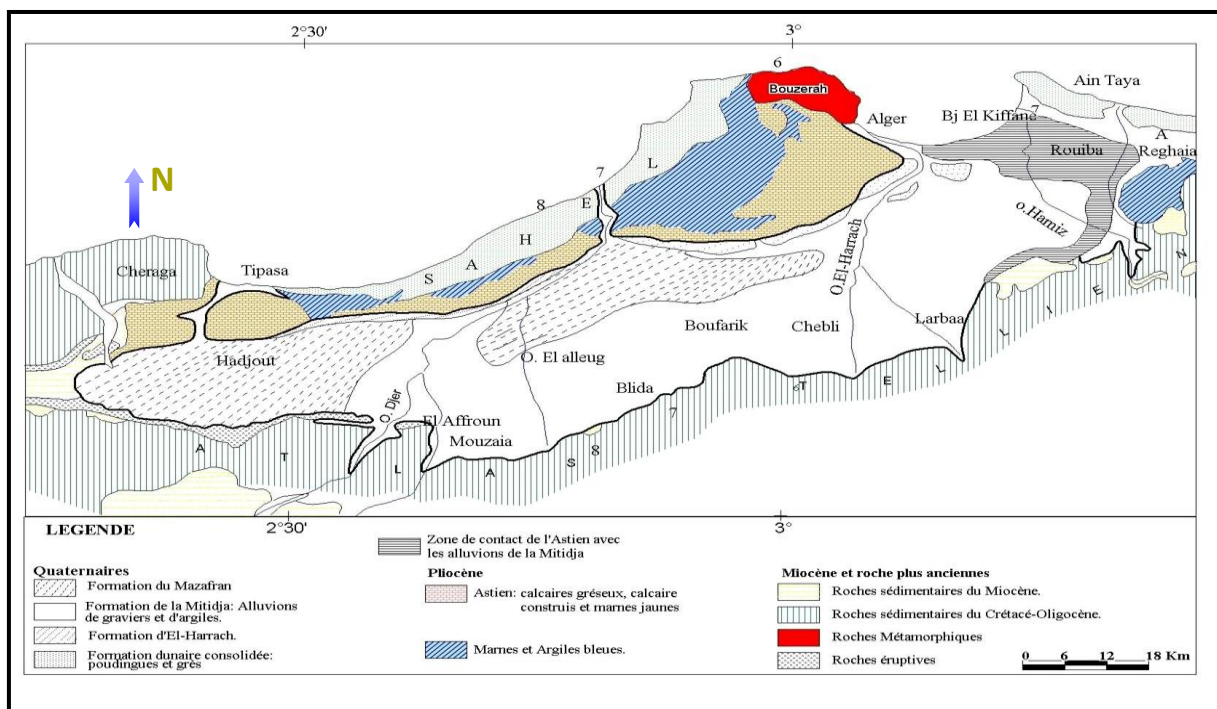


Fig.1.2. Carte géologique d'Alger

1.2.1.1.b) Géologie locale :

D'après la carte géologique de la région de Boudouaou, la formation géologique reconnue dans la zone d'étude est la **marne jaune de Pliocène**.

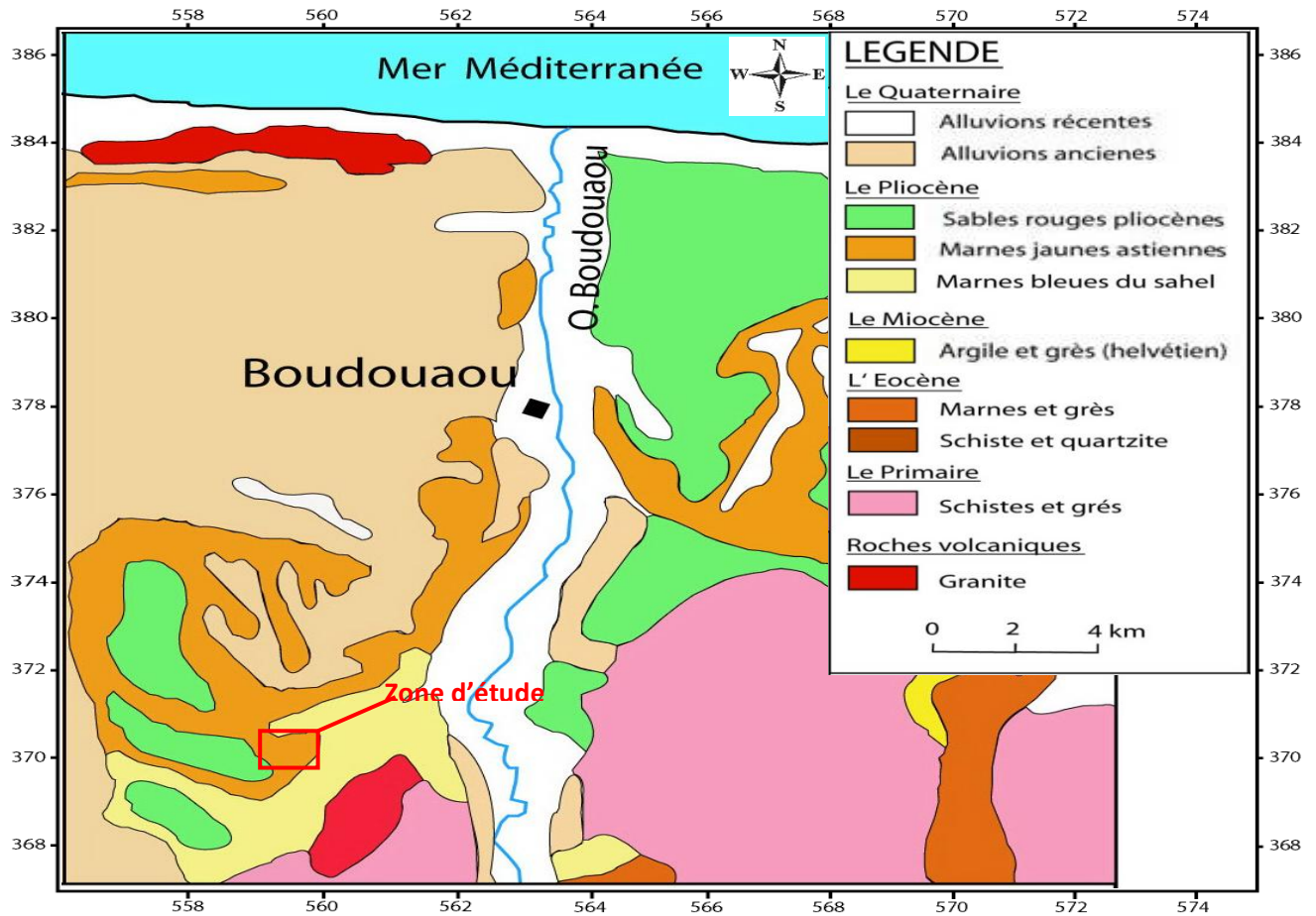


Fig 1.3. Carte géologique de la région de Boudouaou

1.2.1.2) données géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Elles doivent être forcément respectées et elles ne sont jamais connues de façon parfaite et complète.

En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis. Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose que l'on ait déjà une idée des conditions de fondation.

Le terrain prévu pour la construction de notre ouvrage présente une structure géologique irrégulière.

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de la rive gauche (vers ZERALDA) présentent la structure suivante :

<i>Profondeur (m)</i>	<i>Description visuelle</i>
<i>0 - 1.4</i>	Ancien lit de l'oued (gravier+limon hétérogène)
<i>1.4 - 5.5</i>	Marne beige d'interface
<i>5.5 - 5.7</i>	Argile limoneuse marron
<i>5.7 - 20</i>	Marne gris sombre

Tab.1.1. Les résultats des essais de pénétration statique de la rive gauche.

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au niveau de la rive droite (Vers BOUDOUAOU) présentent la structure suivante :

<i>Profondeur (m)</i>	<i>Description visuelle</i>
<i>0 - 2.9</i>	Sable fin limoneux marron avec racines (terre végétale)
<i>2.9 - 5</i>	Sable fin à moyen marron très clair
<i>5 - 5.8</i>	Gravelette avec une mince couche de galets à 5.80 m
<i>5.8 - 6.2</i>	Galets
<i>6.2 - 10.5</i>	Gravelette avec une mince couche de galets à 8.80 m
<i>10.5 - 11.5</i>	Galets
<i>11.5 - 13.2</i>	Argile et marne grise consistante
<i>13.2 - 20</i>	Argile et marne grise ferme

Tab.1.2. Les résultats des essais de pénétration statique de la rive droite.

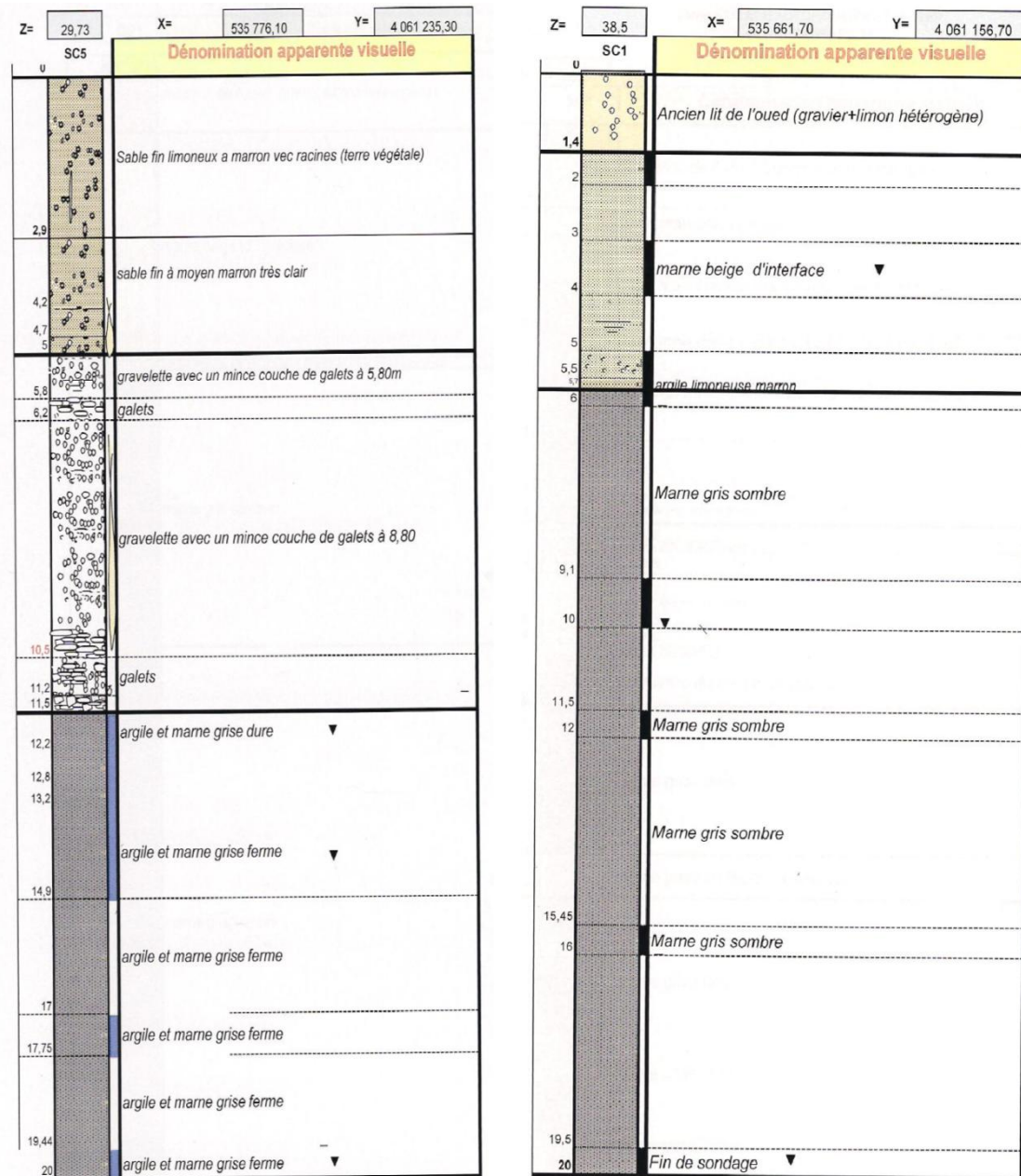


Fig.1.4.Coupes géologiques

1.2.1.3\ 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.

1.2.1.4\ Les données hydrauliques :

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires.

En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux d'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont :

- Les P.H.E (Plus Hautes Eaux).
- Les P.B.E (Plus Basses Eaux).
- Le lit majeur.
- Le lit mineur.

1.2.1.5\données sismologiques :

La wilaya d'Alger est circonscrite dans une des régions de sismicité élevée en Algérie. En se basant sur la sismicité historique, l'Algérie a été subdivisée en quatre zones macrosismiques (R.P.A.2003) :

- Zone III : sismicité élevée ;
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone 0 : sismicité négligeable.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques algériennes RPA99/2003, la région d'Alger est classée en Zone III (sismicité élevée)(fig1.3). L'ouvrage d'art OA 53.1 de la deuxième rocade d'Alger situé à Ouled Moussa est considéré comme un ouvrage de grande importance, l'accélération à prendre en compte est « **A=0.3 g** ».

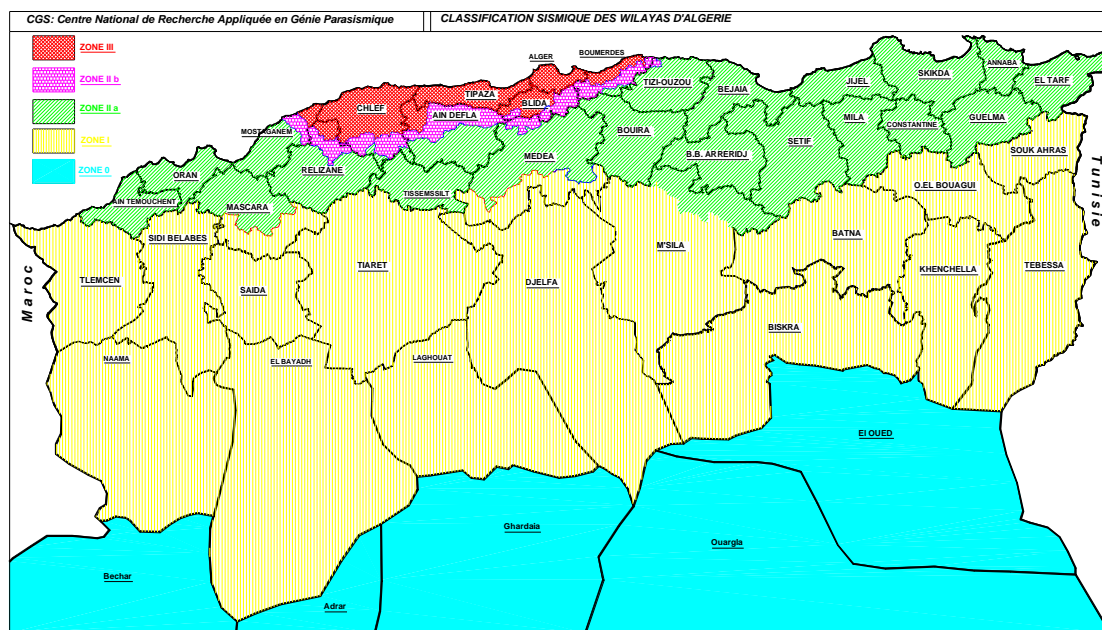


Fig1.5. Nouvelle carte de zonage ; règles parasismiques algériennes RPA 99/2003 (après séisme de Boumerdes)

1.2.2\ Données fonctionnelles :

Ce sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement, on cite :

1.2.2.1\ Le tracé en plan :

En plan, l'ouvrage s'inscrit dans un rayon de 1200m, il est constitué de deux ponts jumelés, ayant une longueur de 167 m.

1.2.2.2\ Le profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant, en élévation le tracé en plan, c'est en fonction de ces paramètres liés au contraintes fonctionnelles et aux obstacles naturels que l'on définit, l'ouvrage présente une longueur de 167m avec une pente de 4,2%.

1.2.2.3\ Le profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Chaque tablier est constitués d'une chaussée de trois voies et d'une largeur de 15.95 m avec un dévers de 2,5%, et deux trottoirs de 2,1 m menés de dispositifs de sécurité et de retenus.

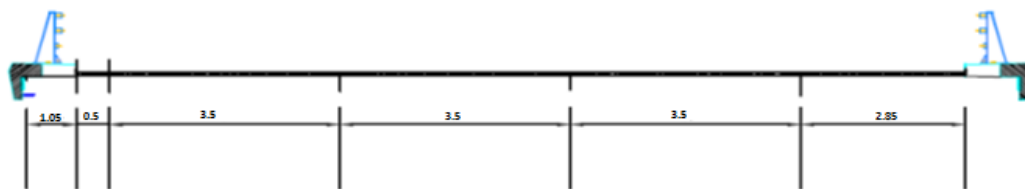


Fig1.6. Profil en travers

2.1\démarche de conception

Après avoir recensé l'ensemble des données relatifs a un projet, on recherche à définir les solutions de franchissement de la brèche qui satisfassent l'ensemble de ces données et contraintes.

Pour cela il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui permet de mettre en évidence les contraintes principales qui ressortent de cette analyse.

La définition de la solution résulte de critères plus ou moins techniques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures de tablier à la brèche, le mode de construction, la partie architecturale ou des dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

L'estimation du cout et de délai des ouvrages est nécessaire pour permettre en plus d'autres critères d'arrêter un choix pour la solution qui respecte mieux les différentes contraintes du projet.

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.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

2.3\Critères de choix du type d'ouvrage

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon l'obstacle à franchir.
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Selon leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire

Pour notre cas on a opté ces trois variantes :

- Variante N°1 : pont mixte.
- Variante N°2 : pont en béton précontraint construit par encorbellement successif.
- Variante N°3 : pont à poutre multiples en béton précontraint par post-tension

2.4\analyse des variantes :

2.4.1\variante n°1 :

PONT MIXTE

Le pont mixte alliant l'acier et le béton sont constitués d'une ossature métallique porteuse et d'une dalle en béton armé de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un ouvrage monolithe.

En effet les poutres métallique ne peuvent pas assurer toutes seules la résistance de l'ouvrage à la flexion générale, et comme le béton présente une bonne résistance à la compression, il est nécessaire de l'associe a la table de compression des poutres.

La gamme usuelle des poutres métallique est de 25 à 90 m environ pour les travées indépendantes.

On a opté pour des poutres de 31 m de longueur à mi-travée et de 21,5 m pour les travées de rives ce qui nous donne six travées.

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car elles résistent mieux à la flexion et leur fabrication est relativement simple.

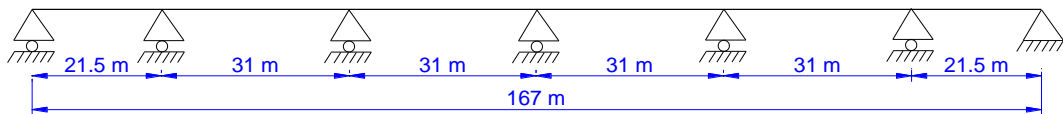


Fig 2.1. Implantation des appuis et culées

2.4.1.1\Prédimensionnement des poutres :

❖ Nombre de poutre :

Le nombre de poutre est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier ($L_u=13m$) et l'entre axe ($\lambda=4m$)

$$n = L_u / \lambda = 13 / 4 = 3,25 \approx 4$$

$$N = n + 1 = 5 \text{ poutres}$$

❖ Elancement de poutre :

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ ce qui nous donne :

$h=1,24$ m pour les poutres a mi-travée.

$h=0,86$ m pour les poutres de rives.

❖ Epaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maitresse doit répondre aux conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion
- Résistance au cisaillement
- Flambement
- Fatigue
- Voilement

En considérant ces critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui, sachant que l'épaisseur en travée varie entre 8 et 14 mm et ne dépasse pas 20 mm sur appui donc en prend :

- Une épaisseur de **10mm** à mi travée.
- Une épaisseur de **15mm** sur appui.

❖ Semelle :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance
- De stabilité.

❖ Semelle supérieure en travée :

La largeur de la semelle est de 200 à 500 mm, et l'épaisseur de la semelle varie entre 12 à 40 mm donc en prend :

- Une largeur de **200mm**.
- Une épaisseur de **15mm**.

❖ Semelle supérieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 400 et 900 mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm on prendra donc :

- Une largeur de **400mm**
- Une épaisseur de **20mm**

❖ Semelle inférieure en travée :

La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600 mm et l'épaisseur entre 20 et 40 mm, on prend :

- Une largeur de **300mm**
- Une épaisseur de **30mm**.

❖ Semelle inférieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 600 et 1000mm et l'épaisseur entre 30 et 60mm, on prend donc :

- Une largeur de **600mm**
- Une épaisseur de **30mm**.

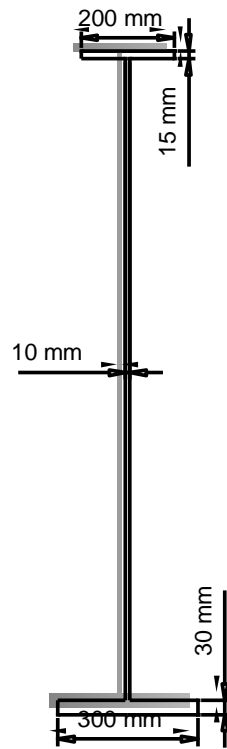


Fig 2.2. Coupe transversale de la poutre à mi travée

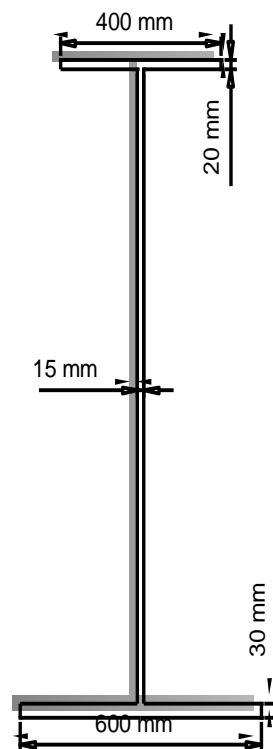


Fig 2.3. Coupe transversale de la poutre sur appui

2.4.1.2) les avantages et les inconvénients :

- **Les avantages :**

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté
- La rapidité d'exécution globale
- La précision dimensionnelle des structures

- **Les inconvénients :**

- L'entretien coûteux contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- 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 une main d'œuvre qualifiée.
- Des poutres en I sont sensibles au déversement.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodique.

2.4.2) variante n°2 :

Pont en voussoirs préfabriqués

La construction par encorbellement consiste à exécuter un ouvrage élément par élément sans contact avec le sol. Dans le domaine du béton précontraint, la construction par encorbellement s'applique majoritairement à des ponts dont les tabliers peuvent être assimilés à des ponts droits ou courbes en plan et sont construits à partir de leur appuis avec des voussoirs coulés en place ou préfabriqués.

On a opté à concevoir le pont à une longueur de 51.5m pour les travées intermédiaires et 33m pour les travées de rives, ce qui nous donne quatre travées.

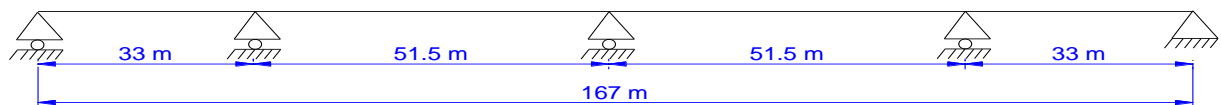


Fig. 2.4. Implantation des appuis et culées

2.4.2.1\pré dimensionnement des voussoirs :

❖ Elancement usuels pour les tabliers de hauteur constante :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65m, le tablier le plus économique est en générale de hauteur constante. Dans ce cas la hauteur de tablier est comprise entre $L/25$ et $L/20$.

$$L/25 \leq h \leq L/20$$

- A mi travée ($L=51.5m$) : $2.06 \leq h \leq 2.57m$ on prend **$h = 2.3m$**
- Pour les travées de rives ($L=33$) : $1.32 \leq h \leq 1.65m$ on prend **$h = 1.6m$**

❖ Hourdis supérieur :

Dans un caisson simple, les âmes sont toujours implanter au quart de la largeur du caisson ($b=B/4$).

$$b=B/4 \rightarrow b=15.95/4 \text{ ce qui nous donne : } b= 3.987 \text{ m, } a=7.975 \text{ m.}$$

$$b/7 \leq e' \leq b/5 \rightarrow 0.48 \leq e' \leq 0.67 \text{ on prend } e'= 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

$$e_s = a/25 \rightarrow e_s = 0.319 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

❖ Hourdis inférieur :

Dans la partie centrale des travées, l'hourdi doit être aussi mince que possible (18 à 22 cm) pour limité le poids propre du caisson.

C'est la limitation de compression en fibre qui détermine l'épaisseur de l'hourdis inférieur sur pile, et elle varie entre 35 et 80cm voire plus.

On prend une valeur de 20cm au centre des travées $\rightarrow e_i = 20\text{cm}$

et une valeur de 50cm de l'épaisseur sur pile $\rightarrow e_i = 50\text{cm}$.

❖ Epaisseur des âmes :

L'épaisseur de l'âme est conditionné à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

$$e_a (\text{cm}) = 26 + L/5 = 36.3 \text{ cm}$$

Avec : L est la portée principale exprimée en mètre.

On prend **$e_a = 37 \text{ cm}$**

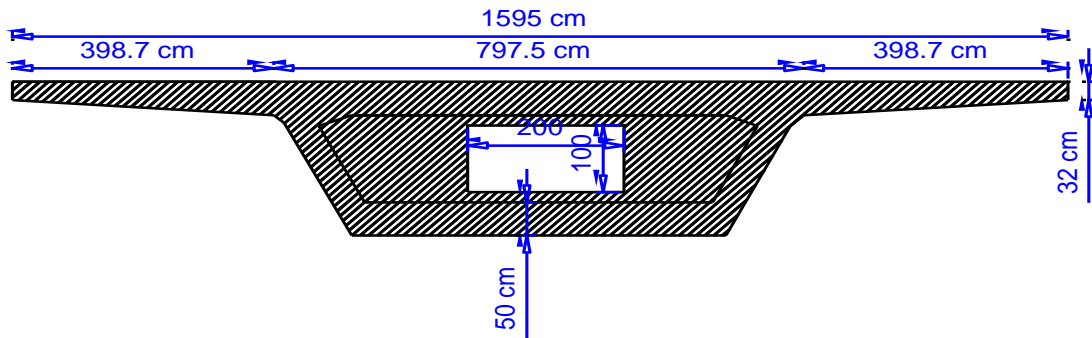


Fig. 2.5. Description du voussoir sur pile

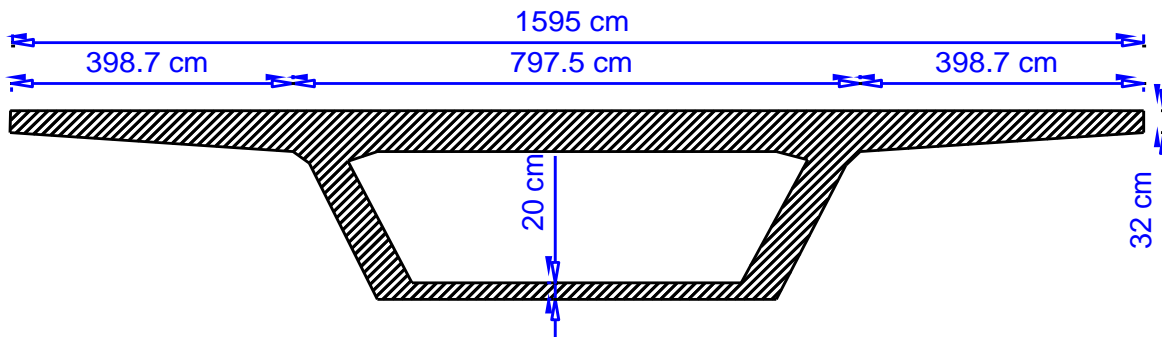


Fig. 2.6. Description du voussoir en travée

2.4.2.2/ Les avantages et les inconvénients :

- **Les avantages :**

- Possibilité de construire des tabliers sans aucun contact avec le sol.
- Exécution des ouvrages de géométrie très diverses.
- Ce type d'ouvrage est esthétique.
- Suppression des cintres et réduction de coffrage
- Rapidité d'exécution et réduction de la main d'œuvre.

- **Les inconvénients :**

- ce type d'ouvrage est plus lourd que les ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et des fondations très importantes.
- Importance des tâches à effectuer in-situ, le coulage du tablier et l'aménagement des accès au chantier.
- Tablier assez épais ce qui pose des problèmes dans les sites où les gabarits sont petits.

2.4. 3\variante n°3 :

Pont à poutre en béton précontraint par post tension

Les ponts à poutres en béton précontraint (poutres préfabriquées, précontrainte par post tension ou pré tension) ou le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme de portées moyennes.

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau avant sa mise en service, des contraintes opposées à celle produites par les charges qui le solliciteront.

En béton précontraint, le traitement consiste à pré-comprimer certaines zones du béton afin de le rendre capable de résister aux charges extérieures.

On a conçu le pont en cinq travées identiques de 33.4m de longueur pour chacune, l'implantation des appuis est représentée comme suit :

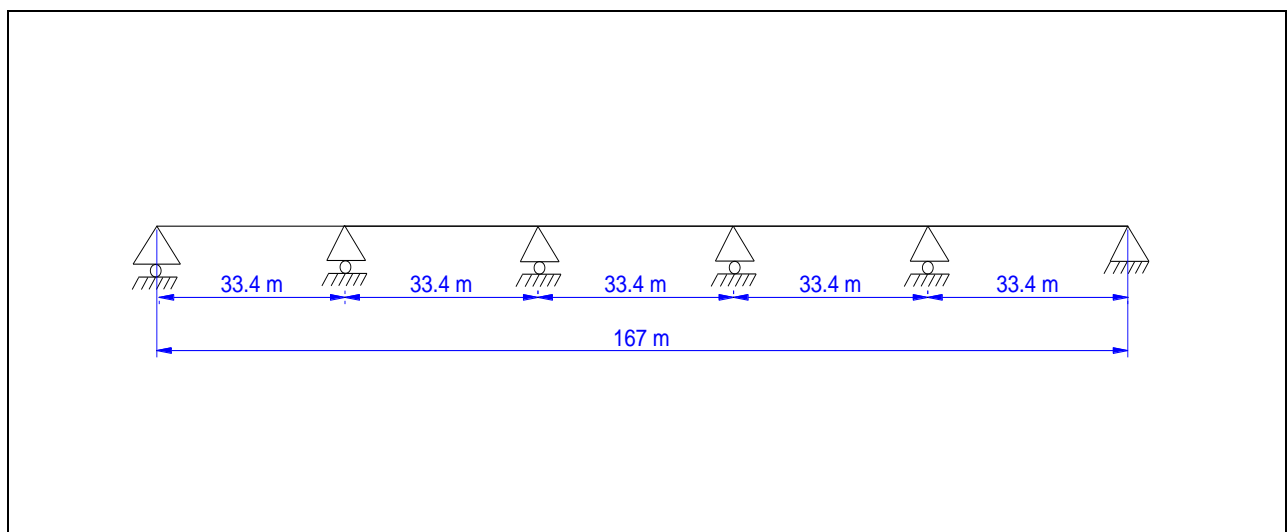


Fig. 2.7. Implantation des appuis et culées

2.4.3.1\ Pré dimensionnement de la poutre : le pré dimensionnement est fait selon le document « SETRA ».

❖ **Nombre de poutres (N):**

Le nombre de poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. Il est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement $N = (L_a/\lambda) + 1$, tel que $L_a = 15.95 - 2 \cdot 0.515 = 14.92\text{m}$

L_a : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure et égale à 14.92m

λ : est l'entraxe des poutres, il varie dans la pratique entre 1.5 à 2.5m $\rightarrow 1.5 \leq \lambda \leq 2.5$

On prend $\lambda = 1.52\text{m}$ ce qui nous donne **N = 10 poutres.**

❖ **Elancement de la poutre (h_t) :** $L/22 < h_t < L/18 \rightarrow 1.47 < h_t < 1.80\text{ m}$ on fixe **$h_t = 1.5\text{m}$**

❖ **La largeur de la table de compression (b) :** $0.6 h_t < b < 0.7 h_t \rightarrow 0.9 < b < 1.05\text{m}$ on prend **b = 1.03 m.**

❖ **Epaisseur de la table de compression (e_c) :** $10 \leq e \leq 15$, on fixe **e = 11 cm.**

❖ **La largeur du talon (L_t) :** les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionner par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobages et d'espacement.

On a $45 < L_t < 80\text{ cm}$, on fixe **$L_t = 47\text{ cm}$.**

Cette valeur peut être modifié vu sa dépendance de la précontrainte.

❖ **Epaisseur du talon (e_t) :** on a fixé cette valeur à 15 cm ; **$e_t = 15\text{ cm}$.** en général elle est comprise entre 10 et 20cm.

❖ **Epaisseur de l'âme en travée (b_o) :** varie entre $20 < b_o < 22\text{ cm}$. On prend **$b_o = 21\text{cm}$.**

❖ **Epaisseur de l'âme aux abouts (b_o) :** on prend **$b_o = 35\text{ cm}$.**

❖ **Gousset :** c'est l'angle disposé et à jouer trois rôles :

- 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.

❖ **Gousset de la table de compression :** on à deux cas :

- ✓ En travée : **$\alpha_1 = 12^\circ$; $e_1 = 6\text{cm}$; $\alpha_2 = 45^\circ$; $e_2 = 10\text{cm}$**
- ✓ On about : **$\alpha_1 = 12^\circ$; $e_1 = 6\text{cm}$.**

❖ **Gousset du talon :** y'a deux cas qui se présente :

- ✓ En travée : **$\alpha_3 = 57^\circ$, $e_3 = 20\text{cm}$.**
- ✓ En about : **$\alpha_3 = 57^\circ$, $e_3 = 9\text{cm}$.**

❖ **Epaisseur de l'hourdis (la dalle) « h_0 » :**

$18\text{cm} \leq h_0 \leq 25\text{ cm}$; On prend: **$h_0 = 25\text{cm}$.**

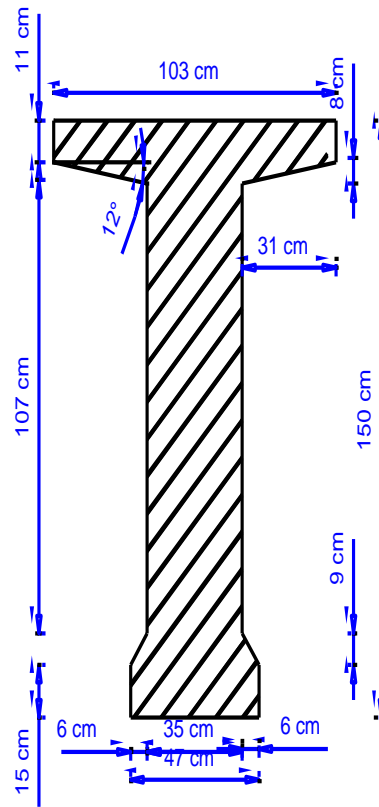


Fig.2.8. Coupe transversale de la poutre sur appui

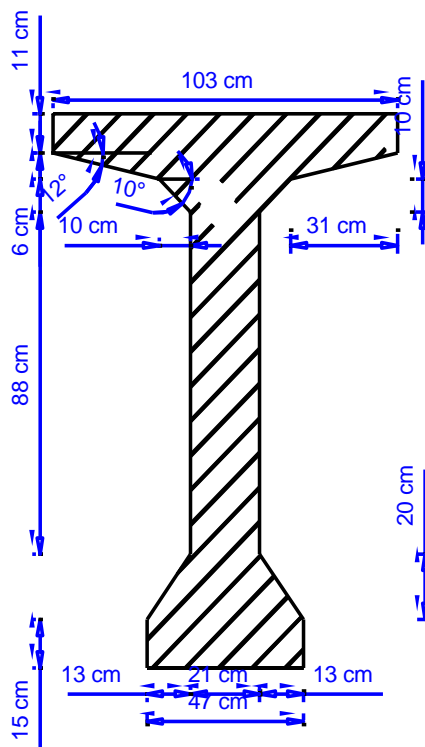


Fig. 2.9. Coupe transversale de la poutre à mi-travée

2.4. 3.2) les avantages et les inconvénients :

- **Les avantages :**

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec de béton armé.
- Durée de fabrication réduit.

- **Les inconvénients :**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décintrer ou décoffrer.
- La nécessité de disposer un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles, ainsi pour la mise en tension des câbles.

2.4.4/analyse multicritères :

	Pont mixte	Pont en voussoir préfabriqués	Pont à poutre en béton précontraint
Economie	chère	Très chère	Moins chère
Entretien	Très difficiles	Facile	Très facile
Esthétique	Mauvaise	Très bonne	Bonne
Exécution	Facile	Difficile	Facile
Délais du chantier	Rapide	Lent	Moyennement rapide

Tab 2.1 analyse multicritères des variantes

2.4.5/ critiques et conclusion :**2.4.5.1/ Pont mixte :**

Les points sensibles de cette variante sont : « l'économie, l'entretien et l'esthétique »

- **Pour l'économie :** ce cas demande la fabrication des poutres (soudure), et de transport.
- **Pour l'entretien :** sera un problème majeur pour ce type d'ouvrage, nécessite un entretien périodique contre la corrosion.
- **Pour l'esthétique :** mauvaise intégration par rapport au site.

2.4.5.2/ Le pont en voussoir préfabriqué :

Les points sensibles de cette variante sont : « l'économie, exécution et délai »

- **Pour l'économie** : procédure de réalisation couteuse.
- **Pour l'exécution** : nécessite des moyens importants et spéciaux et une main d'œuvre qualifiée.
- **Pour le délai** : délais important par rapport aux autres variantes.

2.4.5.3/ Pour le pont à poutre en béton précontraint :

Les cinq points de cette variante « l'économie, l'exécution, le délai, l'entretien, et l'esthétique » sont favorables.

Après les mesures des différents points des trois variantes et on tenant compte des données naturelles et économique de ce projet, le choix s'est porté sur le pont à poutre en béton précontrainte.

2.5/ Conception des culées :

2.5.1/ Généralité :

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensible a une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et couteux. C'est pourquoi on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

2.5.2/ Fonction des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

2.5.2.1/ Les fonctions mécanique

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- ✓ Une transmission des efforts au sol de fondation.
- ✓ La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- ✓ La limitation des déplacements verticaux (tassement).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, et aussi faut comprendre une répartition la plus équilibré que possible des efforts dans les diverses parties de la culées, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables son souvent faible devant les charges permanente.

2.5.2.2/ les fonctions technique

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait qu'

- ✓ Accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- ✓ On peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

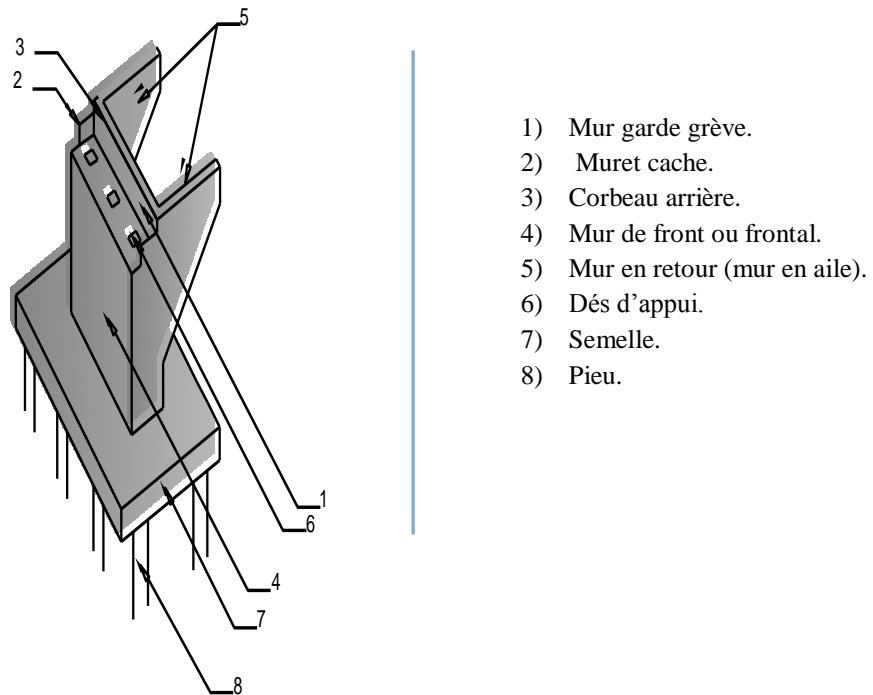
2.5.3/ Choix du type de culée :

Dès le stade des premières études, le projeteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus facile à exécuter et les sures aussi. Si au cours des retouches successives, pour une raison ou pour une autre, il est souhaitable de limiter la longueur du tablier, on pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas les 10 m.

Vue les données géotechniques de notre site, on à opté pour une culée remblayée

2.5.3.1/ Culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont des murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.



- 1) Mur garde grève.
- 2) Muret cache.
- 3) Corbeau arrière.
- 4) Mur de front ou frontal.
- 5) Mur en retour (mur en aile).
- 6) Dés d'appui.
- 7) Semelle.
- 8) Pieu.

Fig. 2.10. Vue panoramique d'une culée remblayée

2.5.3.2/ Pré dimensionnement de la culée remblayée :

❖ Le mur frontal :

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0.8 à 1.2 m selon la hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions.

Hauteur de mur frontal : **$h = 5.3\text{m}$**

❖ Le mur en retour:

Les murs en retours sont des voiles d'épaisseur constante, sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuel barrières, ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur frontal et la semelle dans sa partie arrière. La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser 7 à 8m.

Epaisseur de mur en retour varie entre 30 cm et 45 cm on prend **$e_{mr} = 40\text{ cm}$** .

La longueur de mur en retour se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai, donc on trouve une longueur de **9.45 m**

❖ Le mur garde grève :

Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter la mise en tension des câble en précontrainte) par reprise de bétonnage sur le sommier. Il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage et aux efforts transmis par la dalle de transition.

La hauteur de mur garde grève $h =$ la hauteur de la dernière poutre + la hauteur de l'appareil d'appui $\rightarrow h_{mg} = 2 + 0.3 = 2.3\text{ m}$

L'épaisseur $e = \text{MAX}(0.3\text{m} ; h/8) = \text{MAX}(0.3\text{m} ; 0.25\text{m}) \rightarrow e_{mg} = 0.3\text{m}$.

❖ Sommier d'appui :

Le sommier est l'élément sur lequel repose l'about du tablier. Dans le cas de culées remblayées, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appuis.

La longueur du sommier = la largeur de tablier = **15.95m**

La largeur du sommier est de **$l = 1.7\text{m}$**

❖ La semelle :

On prend **$e_s = 1.5\text{m}$**

La longueur **$L_s = 16.8\text{m}$**

Largeur de la semelle **$l_s = 9.7\text{m}$** .

❖ Dalle de transition :

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage).

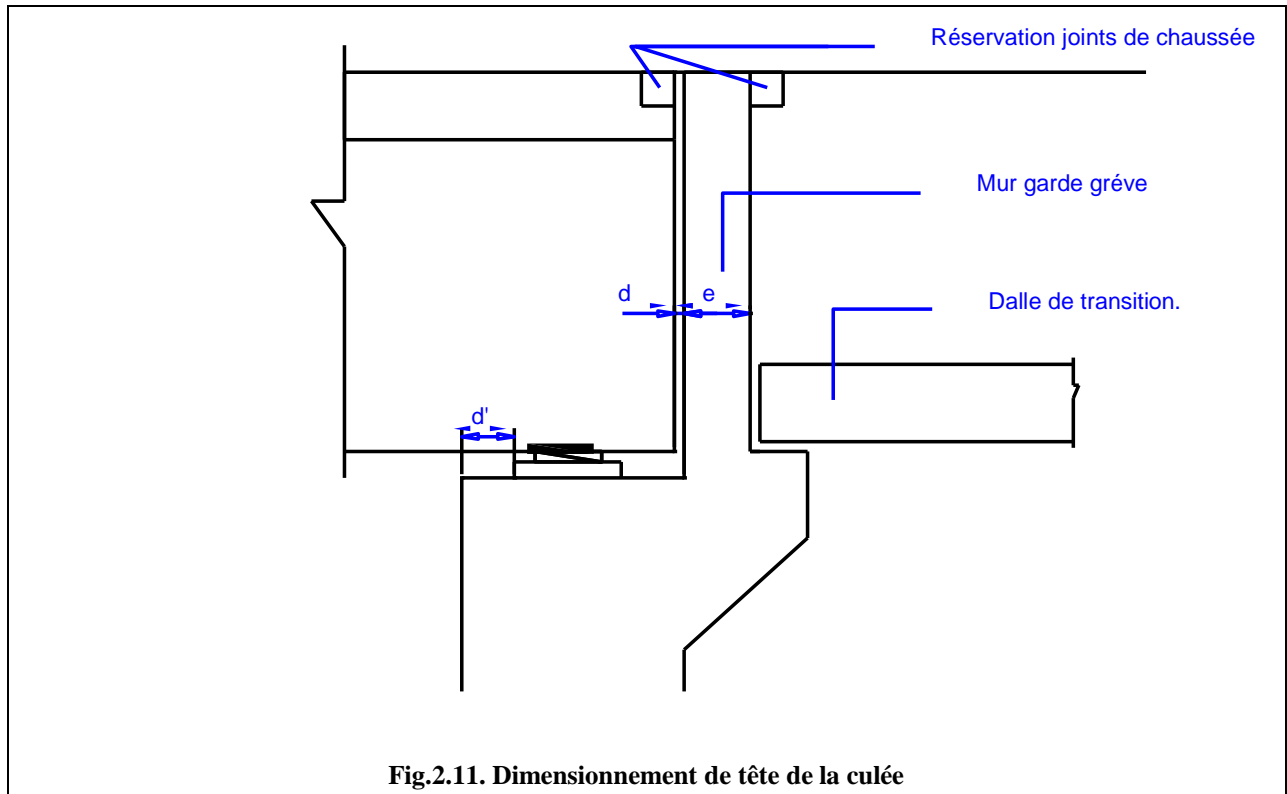
Sa longueur est calculée comme suit :

$L = \text{MIN}[6\text{m} ; \text{MAX}(5\text{m} ; 0.6*H)]$

H : est la hauteur de remblai = **6m**.

Donc : **$H = 5\text{m}$** .

Généralement elle à une épaisseur de **$e_t = 30\text{cm}$** .



$d \geq 5\text{cm}$. → On fixe : $d = 10\text{cm}$.

$e = \text{MAX}(30\text{cm} ; h/8)$ → On fixe : $e = 30\text{cm}$.

$d' \geq 35\text{cm}$ → On fixe : $d' = 35\text{cm}$.

2.6/ Conception des piles :

2.6.1/ Généralité :

Les piles sont des appuis intermédiaire qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles peuvent jouer un rôle plus au moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encastré. Elles caractérisées par le fait qu'elles soient à l'air libre sur la grande partie de leur hauteur. On peut classer à deux familles :

- ✓ Les piles constituées des éléments larges (voiles).
- ✓ Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne).

2.6.2/ critères de choix des piles :

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères :

- Critères géométriques.
- Critères mécaniques.
- Critères économiques
- Critères esthétiques

Cet ouvrage franchit un oued, donc on a opté pour une pile avec des futs qui est fréquemment utilisé pour les ouvrages courants de portés plus modestes tels que les ponts dalles ou les ponts à poutres.

2.6.3/ Pré dimensionnement de la pile :

❖ Dimension du chevêtre :

Il joue un rôle actif de transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier « freinage, séisme... », il permet de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appui, opération qui peut être rendue difficile si l'on ne dispose que de la surface offerte par les colonnes ou poteaux.

L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante :
 $hc \leq 1.25 ht$; avec ht : hauteur du tablier.

On fixe **hc = 1.20 m**.

La largeur du chevêtre est de **2.10m**.

❖ Dimension de fût :

Le dimensionnement du voile des piles fait appel à trois critères :

- Un critère de résistance mécanique.
- Un critère de solidité.
- Un critère esthétique.

❖ Hauteur de la pile :

D'après le terrain naturel et la ligne rouge la hauteur des voiles :

- **$h_{p01} = 9.44m$.**
- **$h_{p02} = 12.98m$.**
- **$h_{p03} = 10.13m$**
- **$h_{p04} = 8.02m$.**
-

❖ Diamètre de fût :

$e_v = 2m$.

2.7/ Les fondations :

2.7.1/ Introduction :

Les fondations, sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Lorsque la capacité du sol de surface est trop faible, les tassements prévus sont préjudiciable à la construction, on fait appel à des fondations profondes.

2.7.2/ Classification des fondations :

2.7.2.1/ fondation superficielle :

On appelle fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle. Elles sont mises en œuvre lorsque il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage.

2.7.2.2/ fondation profonde :

On opte généralement pour les fondations profondes lorsque le terrain sur lequel on fonde notre semelle, présente une capacité portante insuffisante pour supporter les charges de l'ouvrage. Il existe deux types de fondations profondes :

- Fondation par puits (semi profonde)
- Fondation par pieux (profonde).

2.7.3/ choix des pieux :

Le choix du type et de diamètre des pieux dépendra :

- De l'importance de l'ouvrage.
- Des charges à supporter.
- Des caractéristiques du sol sous-jacent.
- De la configuration du terrain.

D'après le rapport de l'étude géotechnique, l'ouvrage sera fondé sur des fondations profondes qui atteignent les 25m de profondeur par rapport à la surface du terrain. Avec un diamètre de 1.2m pour chaque pieu.

- **Le diamètre de pieux :**

Le choix du diamètre est déterminé en fonction de la longueur de pieux, afin de présenter une certaine rigidité, on prend un diamètre de **1.2m**.

- **L'entraxe des pieux :**

Un espacement trop grand entre pieux a une forte incidence sur le volume de la semelle de répartition. En revanche, un espacement trop faible présente des inconvénients majeurs tant à l'exécution (remontée ou rupture de pieux voisins au battage), c'est pourquoi il est communément admis que l'entraxe varie de 2.5 à 3Φ pour éviter l'effet de groupe.

On prend un entraxe de **3.6m**.

- **Nombre de pieux :**

Le nombre de pieux est déterminé d'après le rapport de sol (la portance des pieux) et la descente de la charge ramenée par l'ouvrage.

2.7.4/ semelle de liaison :

Quel que soit le système de pieux choisi, ces derniers seront toujours liés en tête par une semelle, dont le rôle est multiple, à la fois mécanique et fonctionnel.

La semelle solidarise l'ensemble des pieux, et permet de répartir uniformément les efforts provenant du tablier.

- **La longueur de la semelle :**

Elle dépend de l'appui, pour notre ouvrage on a des appuis en futs, dans ce cas la longueur de la semelle dépend de nombre de futs.

- **L'épaisseur de la semelle :**

L'épaisseur de la semelle est généralement égale à 1.2Φ
 $hs \geq 1.2\Phi = 1.44\text{m}$ on fixe : **hs = 1.5m.**

- **La largeur de la semelle :**

Elle dépend de l'arrangement géométrique du système de pieux, caractérisée par le nombre de files et la distance entre axes de files, qui dépend elle-même du diamètre des pieux.

La largeur de la semelle sera : $B \geq (3n-1) \Phi$ avec n : le nombre de files.

INTRODUCTION :

La conception et le calcul des ouvrages sont conditionnés par :

- ✓ Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux ;
- ✓ La Connaissance des propriétés de ces matériaux ;
- ✓ Le choix des techniques de mise en oeuvre ;

Le choix des méthodes d'essais.

Dans ce chapitre, nous présenteront les caractéristiques du béton et d'aciers utilisées pour cet ouvrage.

3.1/ Le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Le béton est de **classe B 20/30**, il est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**, avec un contrôle strict.

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

3.1.1/ Résistance du béton

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{28} " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

3.1.1.1/ La résistance caractéristique à la compression

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ (pour les } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa) ; avec:}$$

$$f_{c28} = \begin{cases} 30 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton du tablier.} \\ 27 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton des appuis et des fondations.} \end{cases}$$

3.1.1.2/ La résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \rightarrow f_{t28} = \begin{cases} 2.4 \text{ MPa.} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 2.22 \text{ MPa.} & \text{pour le béton des appuis et fondations.} \end{cases}$$

3.1.1.3/ Contraintes admissibles

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

3.1.1.4/ La contrainte limite de compression en service

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} \Rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 18\text{MPa.} & \text{pour le béton du tablier.} \\ 16.2\text{MPa.} & \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

3.1.1.5/ La contrainte limite de compression a l'état limite ultime

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{(\theta \cdot \gamma_b)}$$

Le coefficient θ est fixe a 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure a 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

	Béton du tablier		Béton des appuis et fondations	
	situations durables	situations accidentelles	situations durables	situations accidentelles
f_{bu} (Mpa)	17	22,17	14.16	18.47

Tab.3.1 contrainte limite de compression.

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale $\nu = 0,2$.

3.1.2/ Déformation longitudinale du béton**❖ Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures)**

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charges routière), le module de déformation instantané du béton est :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

3.2/ L'acier :

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

- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

3.2.1/ Les aciers actifs :

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions. À l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exigent un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classées par :

Catégorie : fils, barres, torons.

Classe de résistance.

3.2.1.1/ Caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles:

Nous choisirons des câbles 12T15 ayant les caractéristiques suivantes :

Section pour 1T15 (unité) = 139 mm².

Diamètre de la gaine $\varnothing=8$ mm.

Contrainte limite élastique garantie $\sigma_{peg}=1674$ MPA.

Contrainte limite de rupture garantie $\sigma_{prg}=1860$ MPA.

Coefficient de frottement angulaire $f=0.2$ rad-1.

Coefficient de frottement linéaire $\varphi=2.10^{-3}$ m-1.

Recul d'ancrage $g=6$ mm.

Relaxation à 1000 heures $\rho=2.5\%$ TBR « très basse relaxation ».

Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p=190000$ MPA.

3.2.2/ Acier de béton

Les armatures utilisées pour le béton sont des barres à haute adhérence du type FeE40, avec une limite d'élasticité de 400MPa, et ont pour contrainte admissible les valeurs suivantes :

D'où $\sigma_a = \sigma'_a = 2800$ Kg/cm² pour $\Phi \leq 20$ mm

$\sigma_a = \sigma'_a = 2670$ Kg/cm² pour $\Phi > 20$ mm

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est de $E=210000$ Mpa

❖ Caractéristiques de calcul :

Etat considéré	ELS	ELU
fissuration peu nuisible	Rien à vérifier	
fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \inf (2/3 Fe ; 110 - \sqrt{nFtj})$ ou $n=1$ pour RL $n=1.6$ pour HA	$F_{su}=Fe/\delta_s$ Ou $\delta_s=1.15$
fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \inf (Fe / 2 ; 90\sqrt{nFtj})$	

3.2.3/ Aciers de construction « PRS » (profilés reconstitués soudés) :

L'acier utilisé pour les poutres est l'acier de nuance S355 ayant une limite élastique $f_y=355$ Mpa.

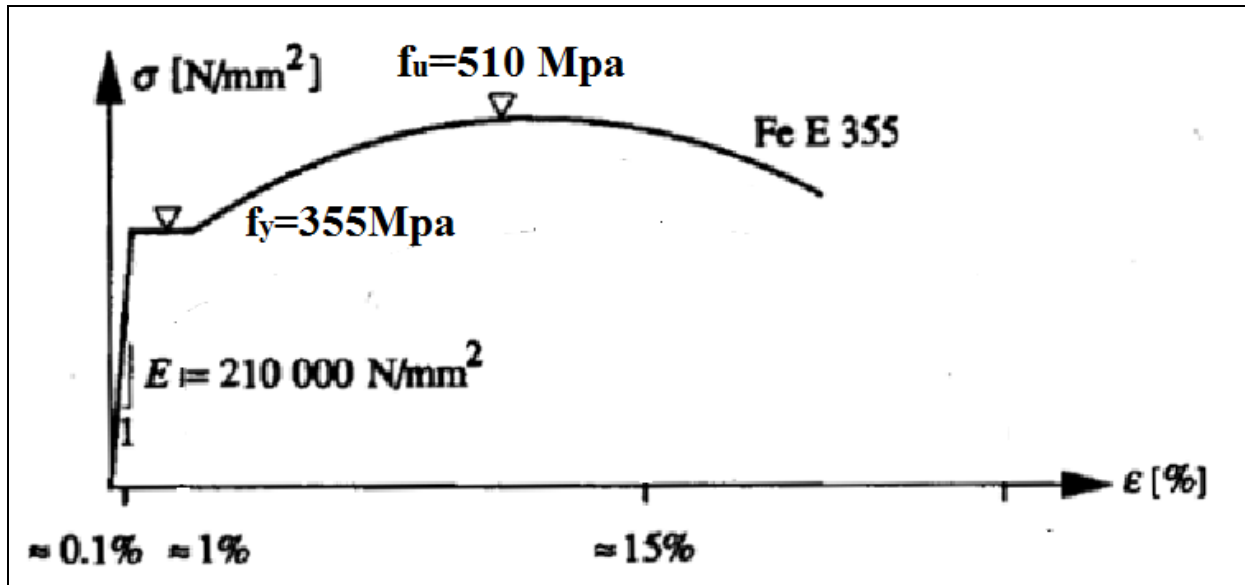


Fig.3.1 Diagramme contrainte déformation spécifiques de Fe E355.

❖ Caractéristiques mécaniques

➤ La contrainte admissible en compression simple est :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} f_e = 236.66 \text{ MPa.}$$

➤ La contrainte admissible en traction simple est :

$$\sigma_a = \frac{3}{4} f_e = 266.25 \text{ MPa.}$$

➤ Module d'élasticité : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$.

➤ Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 87500 \text{ N/mm}^2$.

3.3/ Qualités attendues d'un béton pour les ouvrages d'arts :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en oeuvre aussi bonne que possible.

Introduction :

La préfabrication des poutres en béton précontraint par post tension est très bénéfique, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutre à réaliser est plus grand, en effet notre pont est constitué de cinq travées identiques de longueur égale à 33.4m chacune, ce qui justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés. Les poutres sont solidarisiées par la dalle sous chaussée.

L'objet du présent chapitre est de déterminer les éléments du tablier et aussi ses équipements (trottoirs, corniches, glissières de sécurité et garde-corps).

4.1. / dimensionnement des éléments du tablier :**4.1.1. / les poutres :**

En partie courante, la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptation géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent les épaisissements 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 précontraintes.

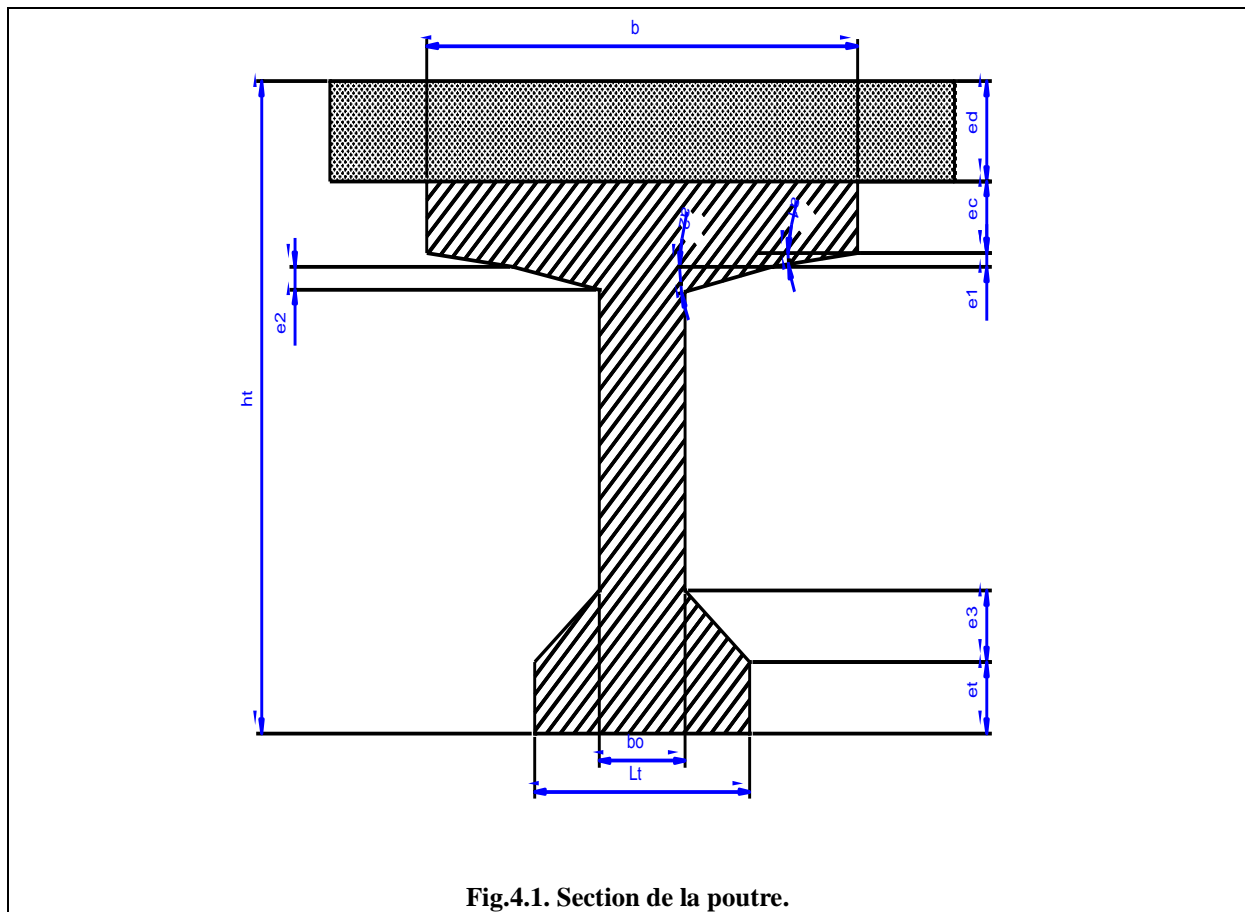
4.1.1.1. / Pré dimensionnement des poutres :

Fig.4.1. Section de la poutre.

❖ **Nombre de poutre :**

Nombre de poutre est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement
 $N = (L_a/\lambda) + 1$, tel que $L_a = 15.95 - 2 \cdot 0.515 = 14.92\text{m}$

L_a : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure et égale à 14.92m.

λ : est l'entraxe des poutres $\rightarrow 1.5 \leq \lambda \leq 2.5\text{m}$ donc on prend : $\lambda = 1.52\text{m}$

Donc **N = 10 poutres.**

❖ **Hauteur de la poutre (h) :**

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car elle influe directement sur le comportement du tablier pendant le service surtout en présence du vent.

La réduction de la hauteur des poutres conduit à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte. C'est pourquoi on considère généralement un élancement optimal.

$$L/22 \leq h_t \leq L/18 \leftrightarrow 1.47 \leq h_t \leq 1.8\text{m} \quad ; \quad \text{d'où : } \mathbf{h_t = 1.50\text{m.}}$$

$L = 32.4\text{ m}$ c'est la portée d'une travée.

h_t : la hauteur totale de la poutre.

❖ **Talon :**

Le talon des poutres constituant la fibre inférieure de la structure, est dimensionné dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

❖ **Largeur du talon (l_t) :**

$45 \leq l_t \leq 80\text{cm}$ on prend **$l_t = 47\text{cm}$** .

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

❖ **Epaisseur du talon (e_t) :**

$10 \leq e_t \leq 20c$; on prend **$e_t = 15\text{cm}$** .

❖ **La table de compression :**❖ **Largeur de la table de compression (b) :**

$0.6h_t \leq b \leq 0.7h_t \leftrightarrow 0.90 \leq b \leq 1.05\text{m}$; on prend **$b = 1.03\text{ m}$** .

❖ **Epaisseur de la table de compression (e_c) :**

$10 \leq e_c \leq 15\text{cm}$; on prend **$e_c = 11\text{cm}$** .

❖ **L'âme :**❖ **Epaisseur de l'âme en travée (b_0) :**

L'épaisseur minimale des âmes est à la fois déterminée par la condition de bétonnage et par prescription réglementaires :

$20 < b_0 < 22\text{ cm}$. On prend **$b_0 = 21\text{cm}$** .

❖ **Epaisseur de l'âme à l'about d'appui (b_0):**

On augmente cette épaisseur pour faire face à la concentration des efforts tranchants dans la zone d'about et aussi permettre l'encrage des câbles de précontrainte.

$25 \leq b_0 \leq 35\text{ cm}$ on fixe **$b_0 = 35\text{ cm}$**

- ❖ **Gousset de la table de compression** : on à deux cas :
 - ✓ En travée : $\alpha_1 = 11^\circ$; $e_1 = 6\text{cm}$; $\alpha_2 = 45^\circ$; $e_2 = 15\text{cm}$
 - ✓ On about : $\alpha_1 = 11^\circ$; $e_1 = 6\text{cm}$; $\alpha_2 = 45^\circ$; $e_2 = 7.5\text{cm}$
- ❖ **Gousset du talon** : y'a deux cas qui se présente :
 - ✓ En travée : $\alpha_3 = 56^\circ$, $e_3 = 20\text{cm}$.
 - ✓ En about : $\alpha_3 = 56^\circ$, $e_3 = 9\text{cm}$.

4.1.2. / L'hourdis :

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui maintien les poutres et sert de couverture pour le pont. En effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement.

4.1.2.1/ pré dimensionnement de la dalle :

❖ La largeur de la dalle :

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable y compris les trottoirs. Donc $L_d = 15.95\text{m}$

❖ Epaisseur de la dalle :

La dalle doit reprendre aux efforts de flexion transversale transmis par le chargement ; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 18 et 25cm. On fixe $e_d = 25\text{cm}$

4.1.3. / Entretoises :

Les entretoises, faisant fonction de poutraisons transversales, sont en générale réalisées en deux phases :

La première partie, réalisée de part et d'autre des poutres elle est bétonnée en même temps que les poutres et est donc préfabriqué (amorce d'entretoise).

La seconde partie relie les amorces des poutres adjacentes et constitue la partie coulée en place.

L'épaisseur des entretoises est de l'ordre de 25 à 30cm ce qui suffit dans la plupart des cas du point de vue de la résistance.

4.1. 4. / Les équipements du tablier :

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont l'un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

4.1. 4.1. / Les revêtement du tablier :

Ils comprennent essentiellement une couche d'étanchéité de 0.02m et une couche de roulement de 0.06m.

4.1. 4.2. / Trottoirs:

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons on les isolants. La largeur des trottoirs y compris la corniche est de 1.05m pour chaque coté.

4.1. 4.3. / Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique, situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc la ligne de l'ouvrage. On plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement des eaux de pluie sur les parements de la structure porteuse. En Algérie on utilise les corniches en béton armé préfabriqué.

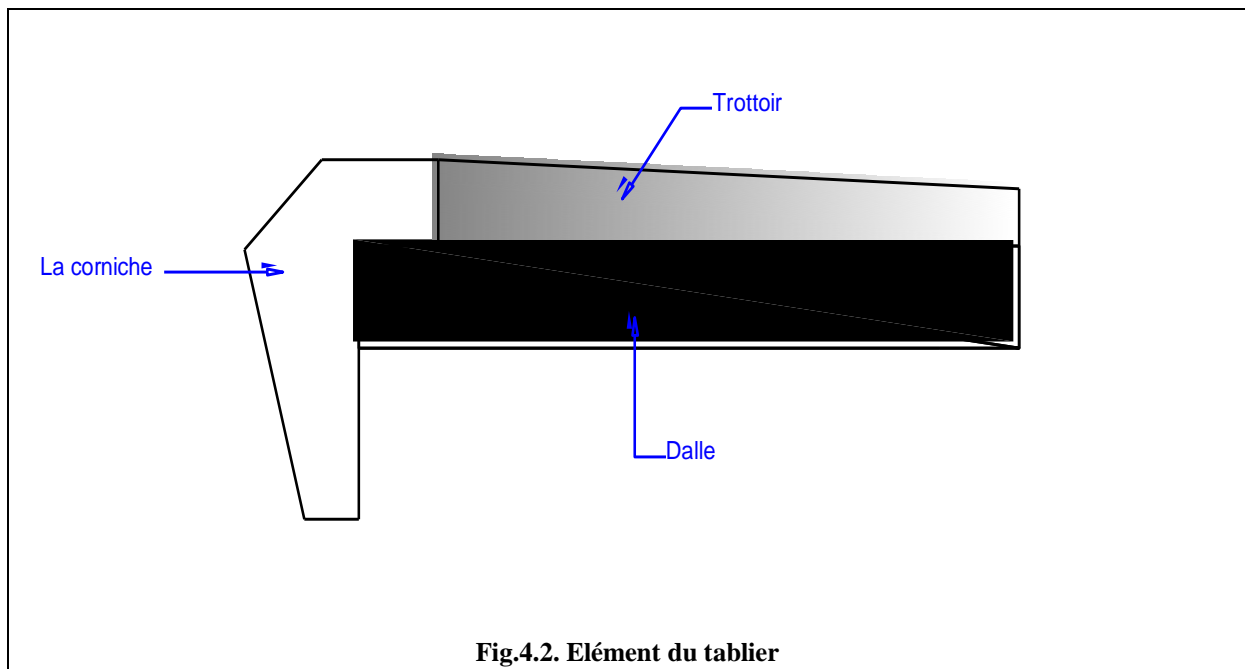


Fig.4.2. Elément du tablier

4.1. 4.4. / Dispositifs de retenue :❖ **Garde-corps :**

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique, leur conception doit respecter les prescriptions du fascicule 61 titre 2.

$H = 1.10\text{m}$ c'est la hauteur des garde-corps.

❖ **Glissières de sécurité (glissières souples) :**

Elle comporte un élément de glissement, des dispositifs d'encastrement et des supports espacés de 4m, et fixés au tablier.

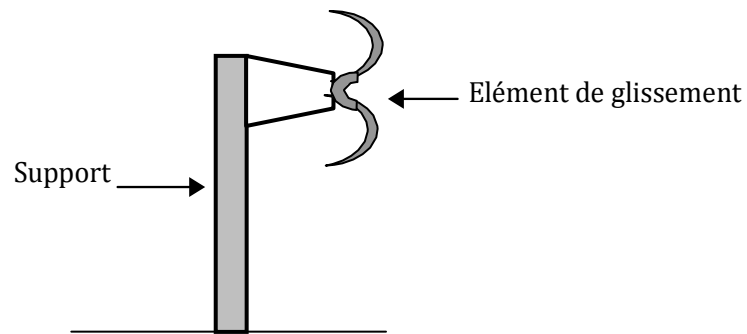


Fig.4.3. Glissière souple

4.2. / détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

❖ Notations :

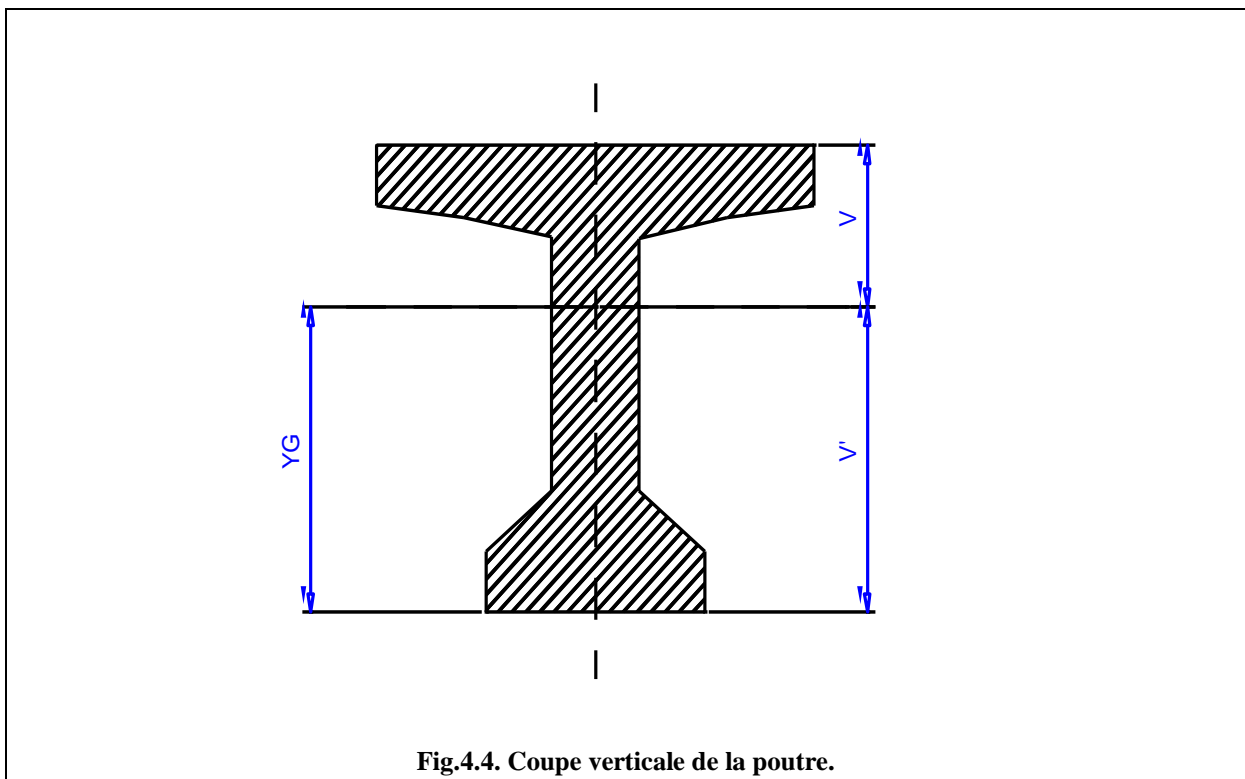


Fig.4.4. Coupe verticale de la poutre.

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

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ

S/Δ : Moment statique

$V = S/\Delta / B$: distance du centre de gravité de la fibre inférieure

I_0 : Moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section triangulaire $I_0 = bh^3/36$
 Pour une section rectangulaire $I_0 = bh^3/12$

I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité : $I_G = \sum (I_{i0} + B_i (Y_i - Y_G)^2)$

A_i : aire de la section (i)

Y_i : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe.

La position du centre de gravité (c.d.g) de la poutre est donnée par : $Y_G = \sum A_i Y_i / \sum A_i$

B : c'est la section de la poutre

B (nette) = B (brute) - 5% B (brute)

S/Δ (nette) = S/Δ (brute) - 5% S/Δ (brute)

I/Δ (nette) = I/Δ (brute) - 10% I/Δ (brute)

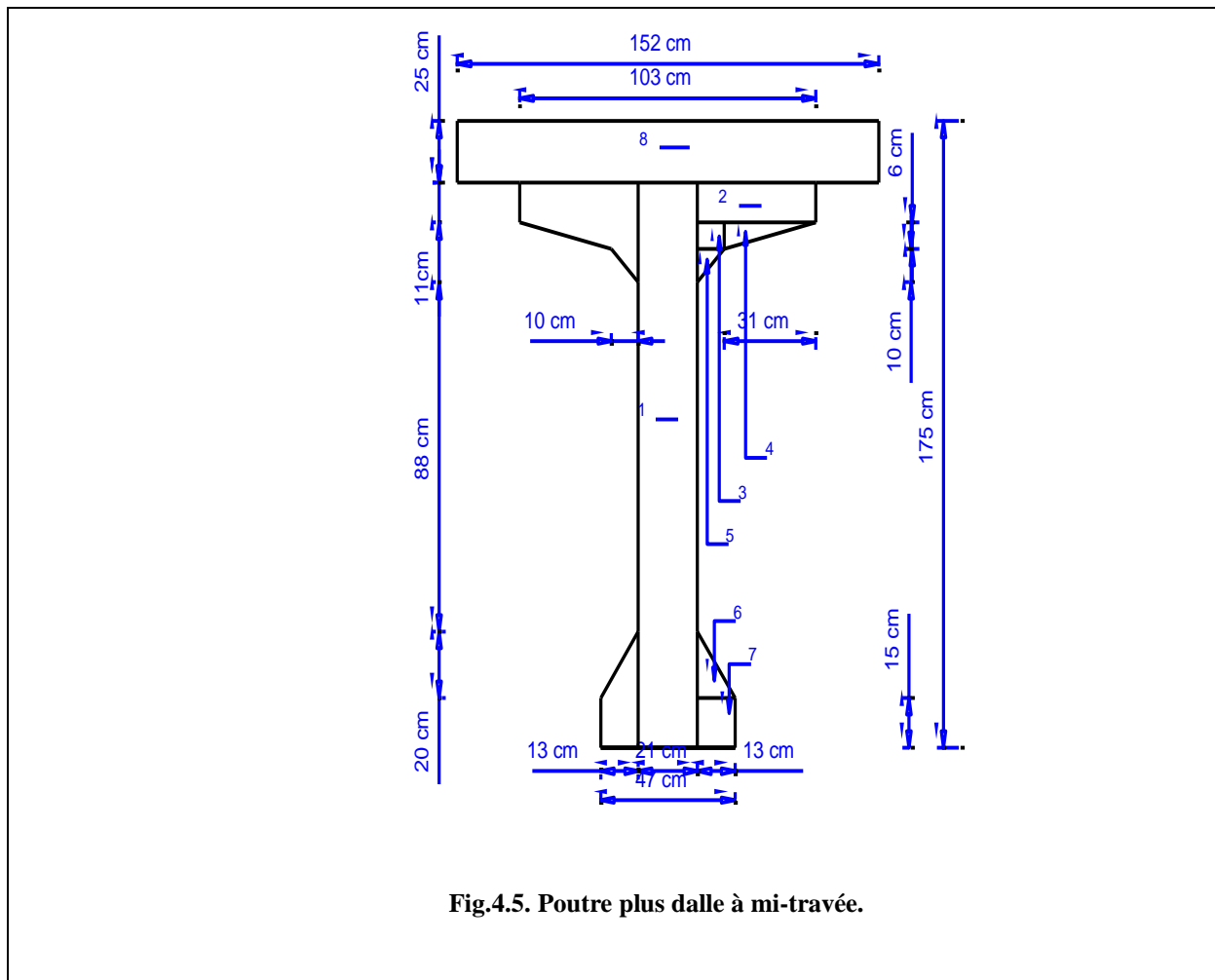


Fig.4.5. Poutre plus dalle à mi-travée.

4.2.1. / Caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée :

Désignation	b (cm)	l (cm)	B (cm ²)	z (cm)	s/Δ = B*Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ = I ₀ +B*Z ²
1*1C	21	150	3150	75	236250	5906250	23625000
2*2C	41	11	902	144.5	130339	9095.17	18843080.7
3*2C	10	6	120	136	16320	360	2219880
4*2T	31	6	186	137	25482	372	3491406
5*2T	10	10	100	129.67	12967	555.56	1681986.4
6*2T	13	20	260	21.67	5634.2	5777.78	127870.9
7*2C	13	15	390	7.5	2925	7312.5	29250
B _{brute}			5108				
B _{nette}			4852.6				
S/Δ _{brute}					429917.2		
S/Δ _{nette}					408421.34		
I/Δ _{brute}							50018474.01
I/Δ _{nette}							45016626.6

Tab .4.1. Tableau des caractéristiques géométriques de la poutre seule à mi-travée.

$$V' = (S/\Delta)/B = \mathbf{84.17 \text{ cm}}$$

$$V = h - V' = \mathbf{65.83 \text{ cm}}$$

$$I_G = (I/\Delta) - ((S/\Delta) * V') \quad \mathbf{I_G = 13832343.29 \text{ cm}^4}$$

Le rendement géométrique $\rho = I_G / (V * V' * B)$ et donc $\rho = \mathbf{48.87\%}$

4.2.2. / Caractéristiques géométriques de la poutre plus dalle à mi-travée :

Désignation	b (cm)	l (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ = B*Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ = I ₀ +B*Z ²
section poutre			5108	84.17	429940.36		50018474.01
section hourdis	152	25	3800	162.5	617500	197916.67	100541666.67
B _{brute}			8908				
B _{nette}			8462.6				
S/Δ _{brute}					1047440.36		
S/Δ _{nette}					995068.34		
I/Δ _{brute}							150560140.68
I/Δ _{nette}							135504126.61

Tab .4.2. Tableau Caractéristiques géométriques de la poutre plus dalle à mi-travée

$$V' = (S/\Delta)/B = \mathbf{117.58 \text{ cm}}$$

$$V = h - V' = \mathbf{57.42 \text{ cm}}$$

$$I_G = (I/\Delta) - ((S/\Delta) * V') \quad \mathbf{I_G = 18503991.19 \text{ cm}^4}$$

Le rendement géométrique $\rho = I_G / (V * V' * B)$ et donc $\rho = \mathbf{45.19\%}$

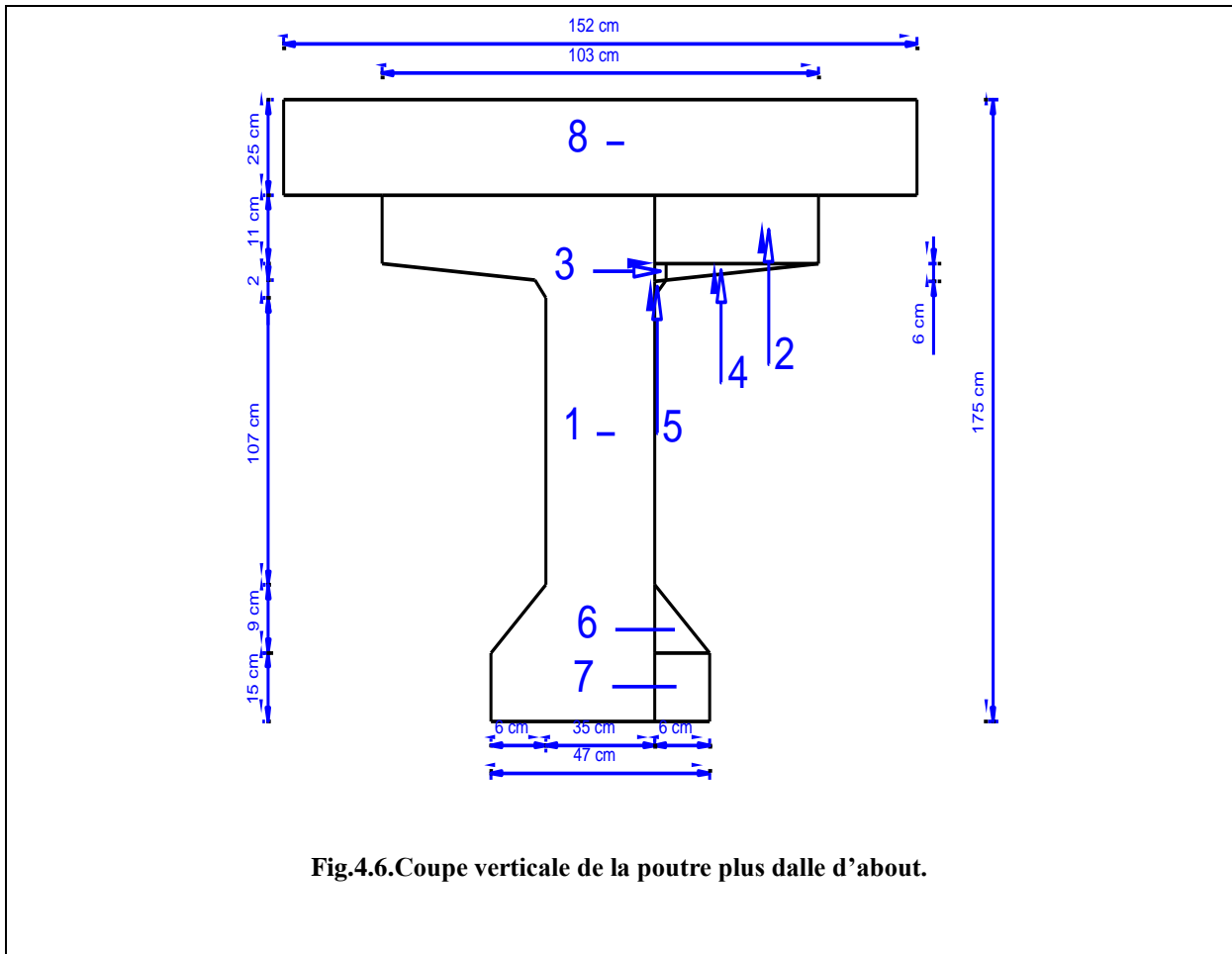


Fig.4.6. Coupe verticale de la poutre plus dalle d'about.

4.2.3. / Caractéristiques géométriques de la poutre seule à l'about :

Désignation	b (cm)	l (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ = B*Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ = I ₀ +B*Z ²
1*1C	35	150	5250	75	393750	9843750	39375000
2*2C	34	11	748	144.5	108086	7542.33	15625969.33
3*2C	3	6	36	136	4896	108	665964
4*2T	31	6	186	137	25482	372	3491406
5*2T	3	3	9	132	1188	4.5	156820.5
6*2T	6	9	54	18	972	243	17739
7*2C	6	15	180	7.5	1350	3375	13500
B _{brute}			6463				
B _{nette}			6310.85				
S/Δ _{brute}					535724		
S/Δ _{nette}					508937.8		
I/Δ _{brute}							59346398.83
I/Δ _{nette}							53411758.95

Tab .4.3. Tableau des caractéristiques géométriques de la poutre seule à l'about.

$$V' = (S/\Delta)/B = \mathbf{82.89 \text{ cm}}$$

$$V = h - V' = \mathbf{67.11 \text{ cm}}$$

$$I_G = (I/\Delta) - ((S/\Delta) * V') \quad \mathbf{IG = 11225904.71 \text{ cm}^4}$$

Le rendement géométrique $\rho = I_G / (V * V' * B)$ et donc $\rho = \mathbf{31.97\%}$

4.2.4. / Caractéristiques géométriques de la poutre plus dalle à l'about

Désignation	b (cm)	l (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	s/Δ = B * Z	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ = I ₀ + B * Z ²
section poutre			6463	82.89	535718.07		59346398.83
section hourdis	152	25	3800	162.5	617500	197916.67	100541666.67
B _{brute}			10263				
B _{nette}			9749.85				
S/Δ _{brute}					1153218.07		
S/Δ _{nette}					1095557.16		
I/Δ _{brute}							159888065.5
I/Δ _{nette}							143899259.0

Tab .4.4. Tableau des caractéristiques géométriques de la poutre plus dalle à l'about.

$$V' = (S/\Delta)/B = \mathbf{112.36 \text{ cm}}$$

$$V = h - V' = \mathbf{62.64 \text{ cm}}$$

$$I_G = (I/\Delta) - ((S/\Delta) * V') \quad \mathbf{IG = 20802456.5 \text{ cm}^4}$$

Le rendement géométrique $\rho = I_G / (V * V' * B)$ et donc $\rho = \mathbf{30.31\%}$

Introduction :

Dans ce chapitre nous déterminerons le poids totale du tablier, il va falloir définir les surcharges réglementaires aux quelle sera soumis le pont ainsi que leur disposition sur le tablier, enfin nous calculerons le coefficient de majoration dynamique correspondant a chaque type de surcharge.

5.1/ Calcul des charges et surcharges :

5.1.1/ Définition des charges et surcharges :

D’après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées :

- ✓ Les charges permanentes et complément des charges permanentes : G
- ✓ La charge routière type : A (I)
- ✓ La charge routière type : B (B_c, B_t, B_r)
- ✓ La charge militaire : M_{c120}
- ✓ Convoi exceptionnel : D₂₄₀
- ✓ Surcharges sur trottoirs : S_t
- ✓ Vent : w
- ✓ Température
- ✓ Force de freinage
- ✓ Séisme.

5.1.2/ Calcul des charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

- I. Les éléments porteurs : ces charges concernant le tablier seul (charges permanents).
- II. Les éléments non porteurs : telle que : le revêtement, la chape, trottoirs, corniche, garde corps, glissière de sécurité (complément des charges permanentes).

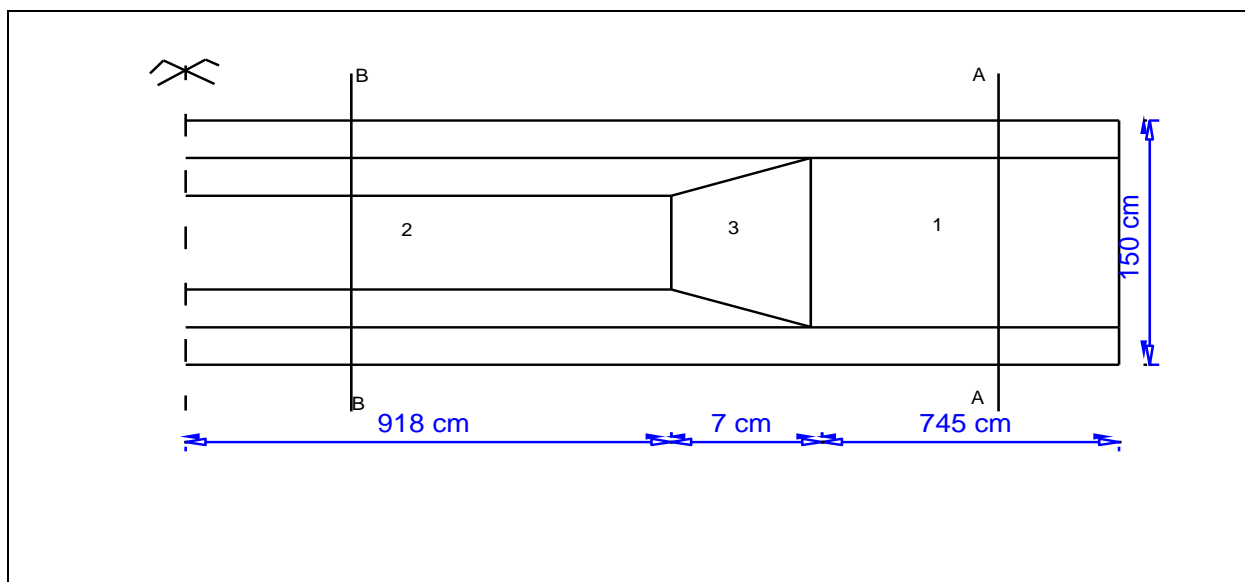
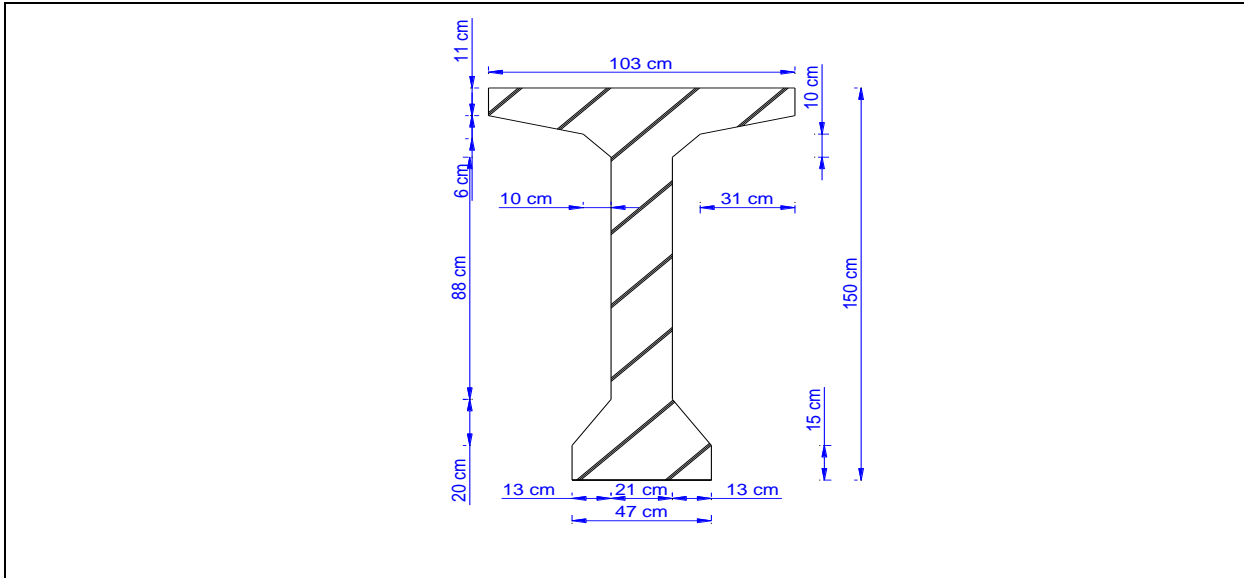
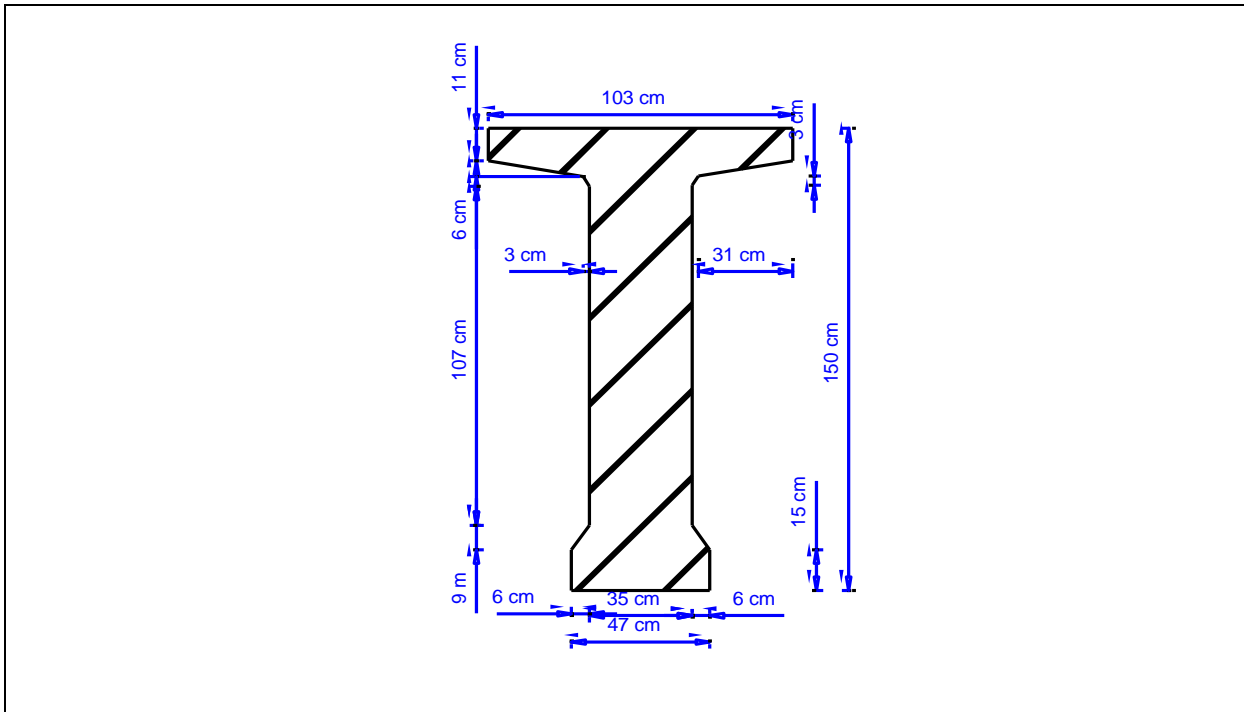


Fig.5.1. Détail de la poutre

Coupe B-B



Coupe A-A



Le poids de la poutre est donné par :

$$P_{\text{poutre}} = 2(P_{S1} + P_{S2} + P_{S3})$$

Section de la poutre en travée : **0.5108 m²**

Section de la poutre à l'about : **0.6463 m²**

$$P_{S1} = 2.5 \times 0.6463 \times 7.45 = 12.03 \text{ t}$$

$$P_{S2} = 2.5 \times 0.5108 \times 9.18 = 11.72 \text{ t}$$

$$P_{S3} = 2.5 \times (0.5108+0.6463) \times 0.5 \times 0.07 = 0.10 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{\text{poutre}} = 2 \times (12.03+11.72+0.10) = 47.70 \text{ t} = 1.42 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{poutre}} \text{ (t/ml)} = 47.70 / 33.4 \times 10 = 14.28 \text{ t/ml}$$

5.1.3/ Poids propre de la dalle :

Epaisseur de la dalle est de 0.25 m

$$P_{\text{dalle}} = 2.5 \times 15.95 \times 0.25 = 9.97 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$C_p = P_p + P_d = 14.28 + 9.97 = 24.25 \text{ t/ml}$$

5.1.4/ Calcul du complément des charges permanentes :

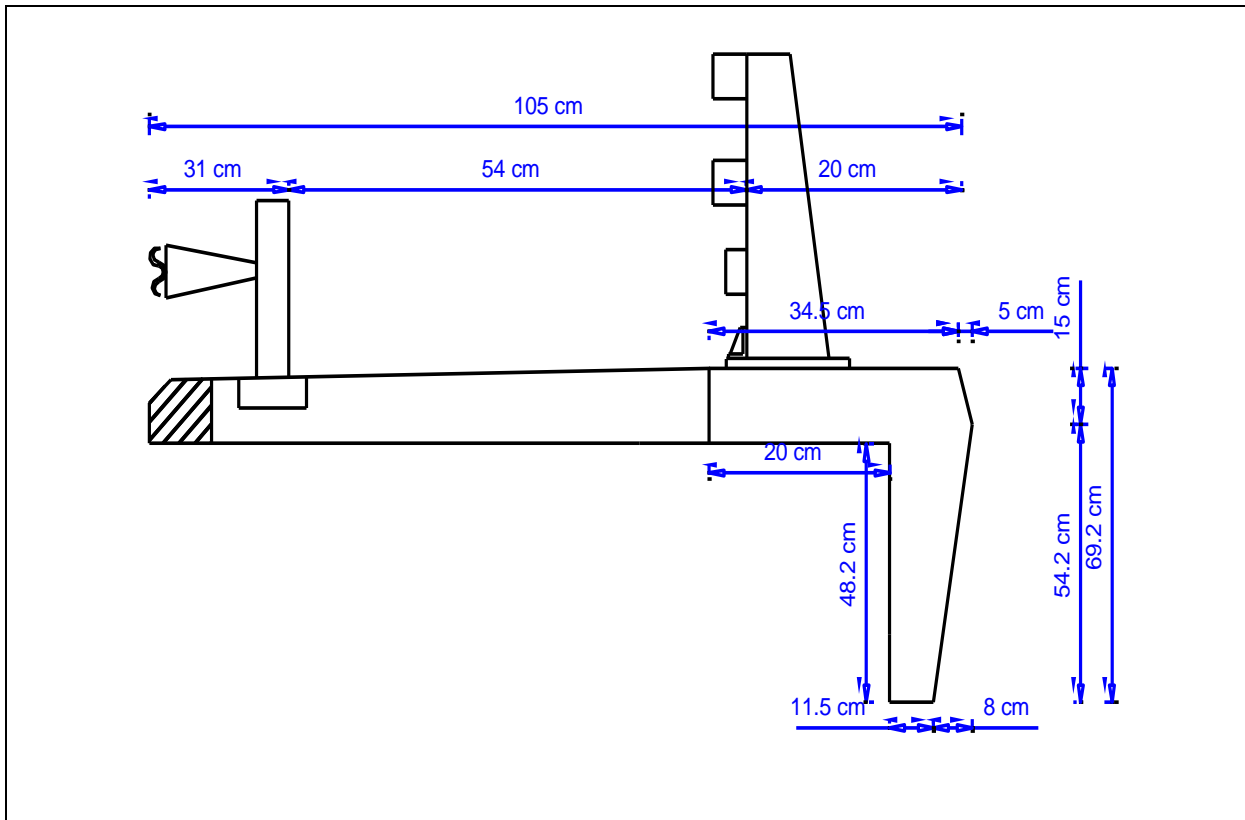


Fig.5.2. Détail de trottoirs et corniches

5.1.4.1/ Revêtement :

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \times e \times l = 2.2 \times 0.08 \times 13.9$$

$$P_{rev} = 2.44 \text{ t/ml}$$

5.1.4.2/ Trottoir :

Les deux trottoirs ont les mêmes dimensions $P_{t(02)} = P_{t(01)}$

$$S1 = (0.08 \times 0.542) = 0.02168 \text{ m}^2$$

$$S2 = (0.03 + 0.08) \times 0.015 = 0.00825 \text{ m}^2$$

$$S3 = 0.115 \times 0.692 = 0.07958 \text{ m}^2$$

$$S4 = 0.207 \times 0.20 = 0.0414 \text{ m}^2$$

$$S5 = 0.85 \times 0.207 = 0.17595 \text{ m}^2$$

$$P_t = 0.3268 \times 2.5 = 0.817 \text{ t/ml}$$

5.1.4.3/ Glissière de sécurité : 0.06 t/ml

5.1.4.4/ Garde corps : 0.10 t/ml

Donc le poids total :

$$CCP = \text{poids de revêtement} + 2 \times (\text{poids de trottoir} + \text{glissière de sécurité} + \text{garde corps})$$

$$CCP = 2.44 + 2 \times (0.817 + 0.06 + 0.10)$$

$$CCP = 4.394 \text{ t/ml}$$

5.1.5/ poids total propre du tablier :

$$G/ml = CP + CCP = 24.25 + 4.394 = 28.644 \text{ t/ml}$$

$$G = G/ml \times L = 28.644 \times 33.4 = 956.70 \text{ t}$$

$$G = 956.70 \text{ t}$$

5.2/ Calcul des surcharge :

5.2.1/ Classe de pont :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (fascicule 61 II).

5.2.2/ Nombre des voies :

D'après le fascicule 61 titre II, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par trois (03) de leur largeur chargeable.

$$N = Lc/3 = 13.85/3 = 4.61$$

On a alors un pont de **quatre voies**.

5.2.3/ Largeur de voie :

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales à $V0 = 3.5 \text{ m}$, d'après le fascicule 61 titre II (pont de 1^{ère} classe)

5.2.4/ Evaluation des surcharges :

D’après le fascicule 61 titre II, les surcharges à prendre en considération pour le dimensionnement du pont sont les suivants :

- ✓ La surcharge de type A(L)
- ✓ Système B : (B_c, B_t, et B_r)
- ✓ La surcharge militaire M_{C120}
- ✓ Le convoi exceptionnel D₂₄₀
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.
- ✓ La surcharge due au vent et au séisme.
- ✓ Les surcharges dues au freinage.

5.2.4.1/ Système A(L) :

C’est une charge uniformément répartie appliquée sur toute la largeur de chacune de voies considérées :

$$A(L) = 230 + (36000 / (L+12)) \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

L : la portée du pont (L = 32.4 m)

$$A(L) = 230 + 36000 / (32.4+12) = 1040.81 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{1.04 \text{ t/m}^2}$$

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

a₁: est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

$$a_2 = V_0 / V$$

V = Lc/N = 13.85/4 = 3.46 m : elle représente la valeur d’une voie.

V₀ = 3.5 ; pont de 1^{ère} classe.

$$a_2 = 3.5 / 3.5 \approx 1.01$$

Pour les ponts de 1^{ère} classe et selon nombre de voies chargées on a :

N ^{bre} de voies	a ₁	a ₂	A (L) t/m ²	largeur des voies	A _p (L) t/ml
1	1	1.01	1.04	3.47	3.63
2	1	1.01	1.04	6.94	7.21
3	0.9	1.01	1.04	10.41	10.82
4	0.75	1.01	1.04	13.9	14.45

Tab.5.1. valeur de surcharge A(L)

5.2.4.2/ Système B :

Les surcharges du système B sont majorées par un coefficient de majoration dynamique qui est donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : portée de la travée **L=32,4m**

G : la charge permanente de la travée **G=956.70 t**

bc = 0.8 pour quatre travées chargées.

S : surcharge max = 2 × 30 × 4 = **240 t** ; S = 240 × 0.8 = **192 t**

Le système B comprend trois types de systèmes distingués :

Le système Bc se compose de camions type **30t**

Le système Br se compose d'une roue isolée **10t**

Le système Bt se compose d'un groupe de deux essieux.

$$\delta = 1 + (0.4 / (1 + 0.2 \times 32.4)) + 0.6 / (1 + 4(956.70 / 192)) = \mathbf{1.081}$$

5.2.4.2.a/ système B(C) :

Dans le sens longitudinal, on dispose sur la chaussée au maximum deux convois de camion et l'on place dans la situation la plus défavorable.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bonde longitudinale de 2,5m de largeur. Les diverses bondes peuvent être contigües ou séparées.

En fonction de la classe du pont et du nombre de file considérés, la valeur des charges du système Bc est multipliée par le coefficient b_c donné par le tableau suivant :

	Nombre de fils considéré			
La Classe	1	2	3	4
1 ^{ère} classe	1,2	1,1	0,95	0,8

Tab.5.2. valeur du coefficient b_c .

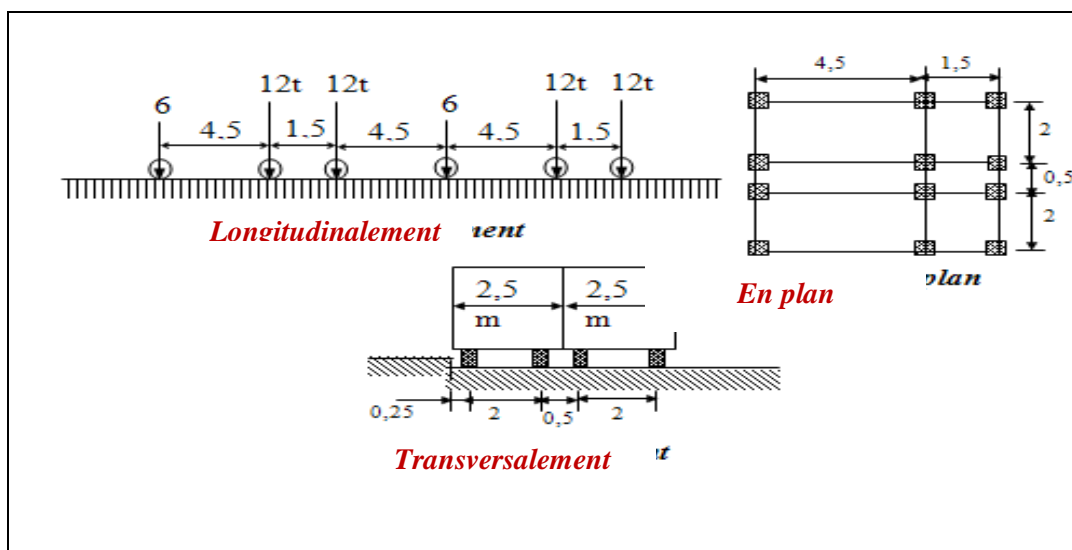


Fig.5.3. Disposition du système Bc

Désignation	s	bc	δ	Essieu avant (6t)	Essieu arrière(12t)
1 file	60	1.20	1.081	7.78	15.56
2 files	120	1.10	1.081	14.26	28.54
3 files	180	0.95	1.081	18.48	36.96
4 files	240	0.80	1.081	20.76	41.48

Tab.5.3. Valeur de surcharge Bc majorée.

5.2.4.2.b/ système B_t :

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et la 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2×16t), chaqu'un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivants :

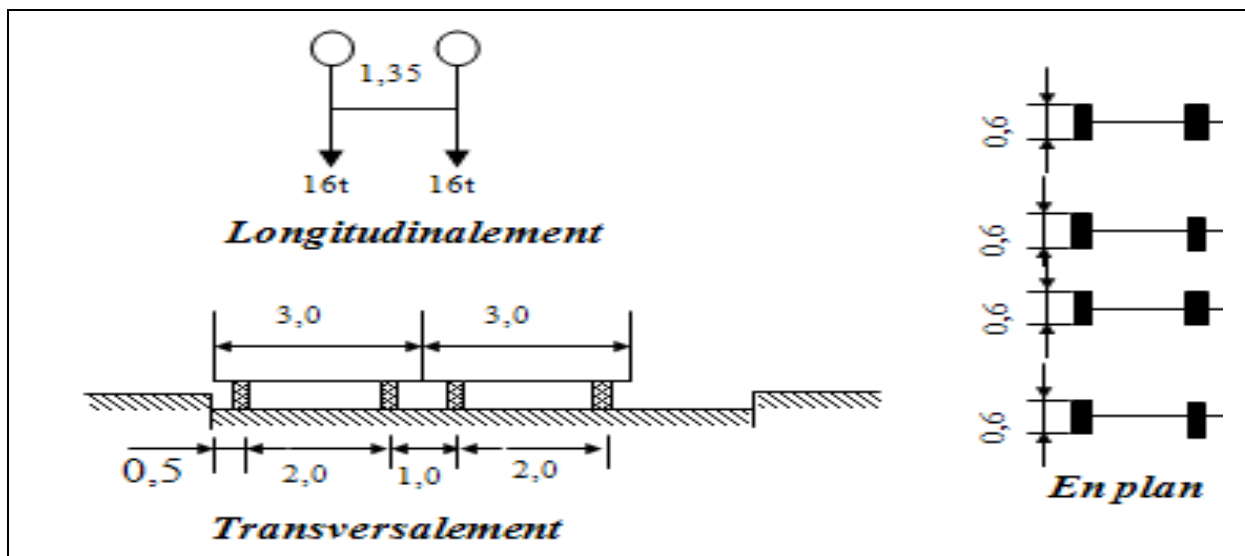


Fig.5.4. Disposition du système B_t

Les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par le coefficient b_t. Les charges du système B_t sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L = 32.4m

G = 956.70 t

b_t = 1 pour les ponts de la 1^{ère} classe

S = s × b_t = 64 × 1 = 64 t

δ = 1 + (0.4/(1+0.2×32.4)) + (0.6/(1+4(956.70/64))) = 1.062

Désignation	s	bt	δ	Essieu (16t)
1 tandem	32	1	1.062	17
2 tandems	64	1	1.062	33.98

Tab.5.3. Valeur des coefficients b_t et δ du système B_t

5.2.4.2.c/ Système B_r :

Le système B_r , se compose d'une roue isolée et transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0.6m × 0.3m, elle peut être placée n'importe où sur la largeur roulable afin d'avoir le cas le plus défavorable.

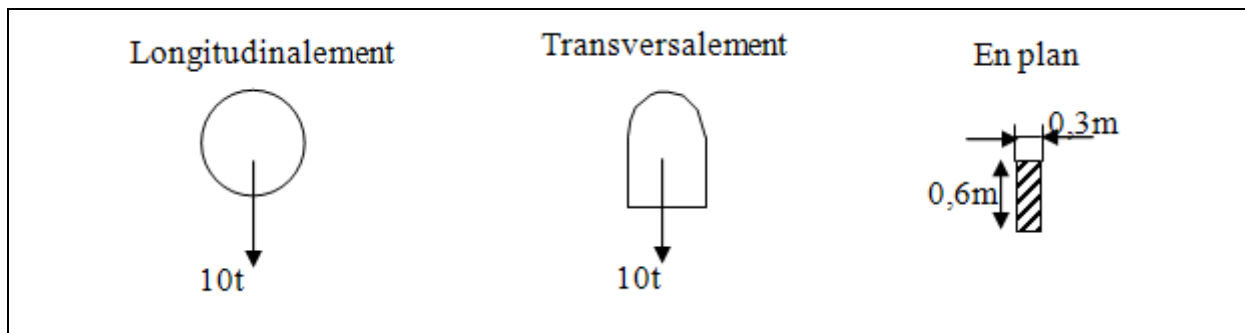


Fig.5.5. Disposition du système B_r .

La charge de système B_r , est multipliée par un coefficient de majoration dynamique “ δ ” :

$$\delta = 1 + (0.4/(1+0.2L)) + (0.6/1 + 4(G/S))$$

L = 32.4m

G = 956.70 t

S = 10 t

$\delta = 1 + (0.4/(1+0.2 \times 32.4)) + (0.6/(1+4(956.70/10))) = 1.054$

Désignation	s	δ	roue (10t)
B_r	10	1.054	10.54

Tab.5.5. Valeur de surcharge B_r majoré.

5.2.4.3/ Système militaire M_{C120} :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{C120} , les véhicules M_{C120} peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois successifs est de 30.5 m.

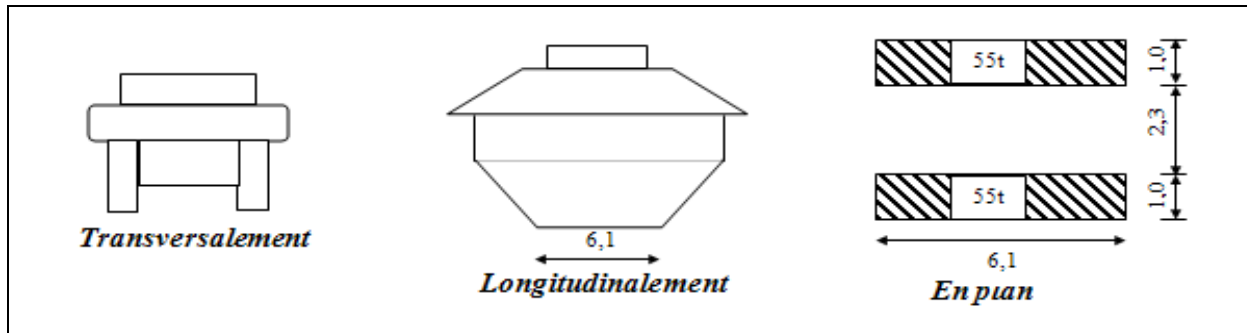


Fig.5.6. Disposition du système M_{C120} .

Les charges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique “ δ ” :

$$\delta = 1 + (0.4 / (1 + 0.2L)) + (0.6 / (1 + 4(G/S)))$$

$$L = 32.4\text{m}$$

$$G = 956.70\text{ t}$$

$$S = 110\text{ t}$$

$$\delta = 1 + (0.4 / (1 + 0.2 \times 32.4)) + (0.6 / (1 + 4(956.70 / 110))) = 1.07$$

$$Q = 110 \times 1.07 = 117.7\text{ t.}$$

$$Q_{/ml} = 117.7 / 6.1 = 19.29\text{ t/ml}$$

5.2.4.4/ Convoi D_{240} :

C’est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18.60×3.20) m^2 , cette surcharge n’est pas multipliée par un coefficient de majoration dynamique.

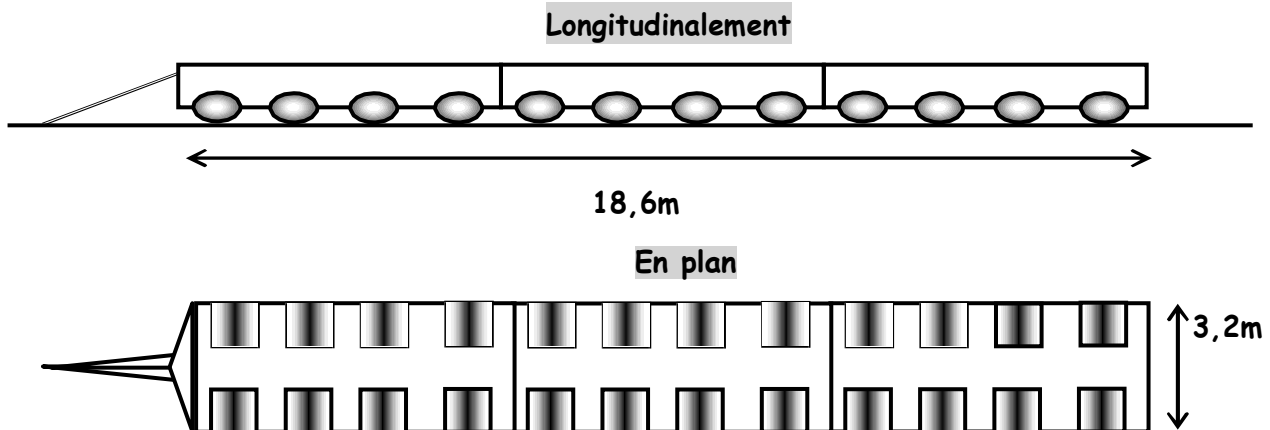


Fig.5.7. Convoi D_{240} .

$$Q_{/ml} = 240 / 18.6 = 12.90\text{ t/ml.}$$

5.2.4.5/ Surcharge sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément.

- Un trottoir chargé : $P_1 = 0.15 \times 1.05 = \mathbf{0.157 \text{ t/ml}}$.
- Deux trottoirs chargés : $P_2 = 0.15 \times 1.05 \times 2 = \mathbf{0.315 \text{ t/ml}}$.

5.2.4.6/ L'effet du vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

La répartition de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En générale la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à **0.2 t/m²** selon le fascicule 61 titre II.

5.2.4.7/ l'effet de la température :

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

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

5.2.4.8/ force de freinage :

Pour la vérification de l'aptitude au service la valeur de courte durée de la résultante totale des forces de freinage à **2% R_{max}** (R_{max} : réaction max).

5.2.4.9/ le séisme :

Le risque du séisme si important dans la zone d'implantation de l'ouvrage. Il est recommandé de prendre horizontalement une accélération de **A_h = 0.1G**, et verticalement une accélération de **0.07G**.

Introduction :

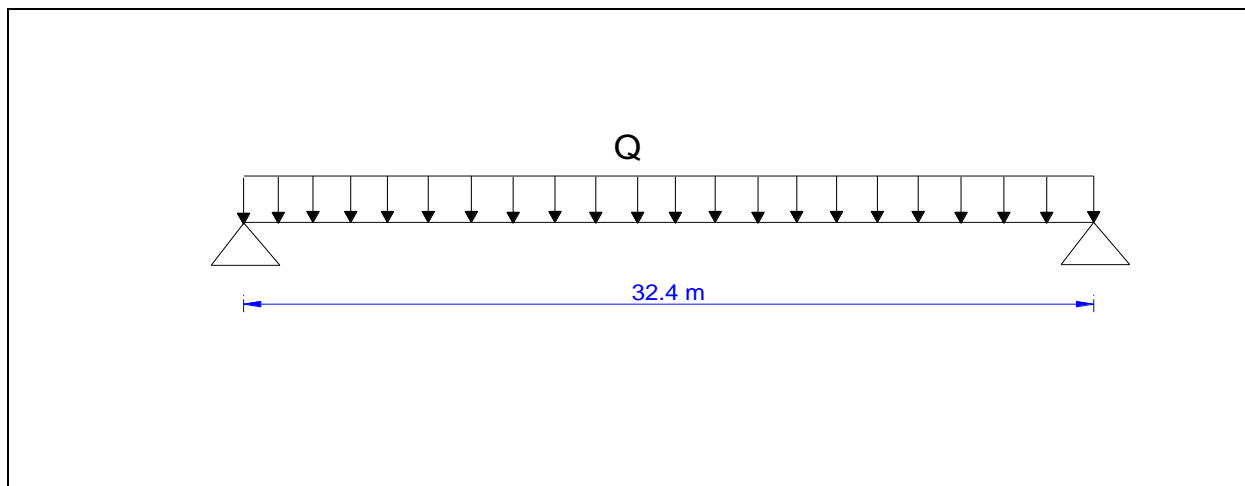
Le calcul des éléments de réductions consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

6.1/ calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes :

$$M(x) = (QL/2)x - (Q/2)x^2$$

$$T(x) = QL/2 - Qx$$

$$R(x) = QL/2$$

**6.1.1/ poutre seule : $G = 1.42 \text{ t/ml} = Q$**

Section (X)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	23	23
L/8 = 4.05	81.52	17.25	23
L/4 = 8.1	139.70	11.50	23
L/2 = 16.2	186.33	0	23

6.1.2/ Dalle

- Poutre intermédiaire $G = 2.5 \times 0.25 \times 1.52 = 0.95 \text{ t/ml}$

section (X)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	15.39	15.39
L/8 = 4.05	54.54	11.54	15.39
L/4 = 8.1	93.49	7.69	15.39
L/2 = 16.2	124.65	0	15.39

- Poutre de rive : $G = 0.25 \times 2.14 \times 2.5 = 1.33 \text{ t/ml}$

section (X)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	21.55	21.55
L/8 = 4.05	76.35	16.16	21.55
L/4 = 8.1	130.9	10.77	21.55
L/2 = 16.2	174.5	0	21.55

6.1.3/ Superstructure : $G = 4.394/10 = 0.439 \text{ t/ml}$

section (X)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	7.11	7.11
L/8 = 4.05	25.20	5.33	7.11
L/4 = 8.1	43.20	3.55	7.11
L/2 = 16.2	57.60	0	7.11

6.1.4/ tableau récapitulatif des M, T, R:

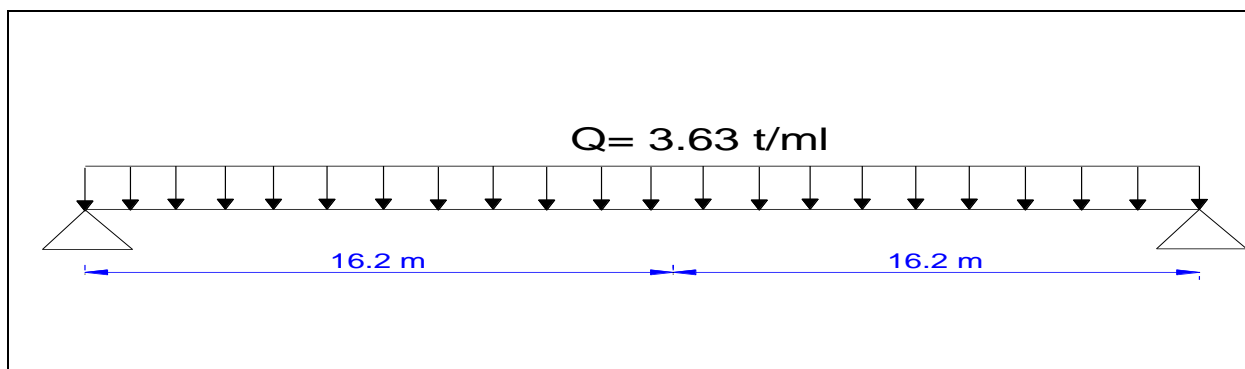
Désignation	section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
POUTRE INTERMIDIAIRE	0 ou L	0	45.5	45.5
	L/8 = 4.05	161.26	34.12	45.5
	L/4 = 8.1	276.39	22.74	45.5
	L/2 = 16.2	368.58	0	45.5
POUTRE DE RIVE	0 OU L	0	51.66	51.66
	L/8 = 4.05	183.07	38.74	51.66
	L/4 = 8.1	313.8	25.82	51.66
	L/2 = 16.2	418.43	0	51.66

6.2/ Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

6.2.1/ surcharge A(L) :

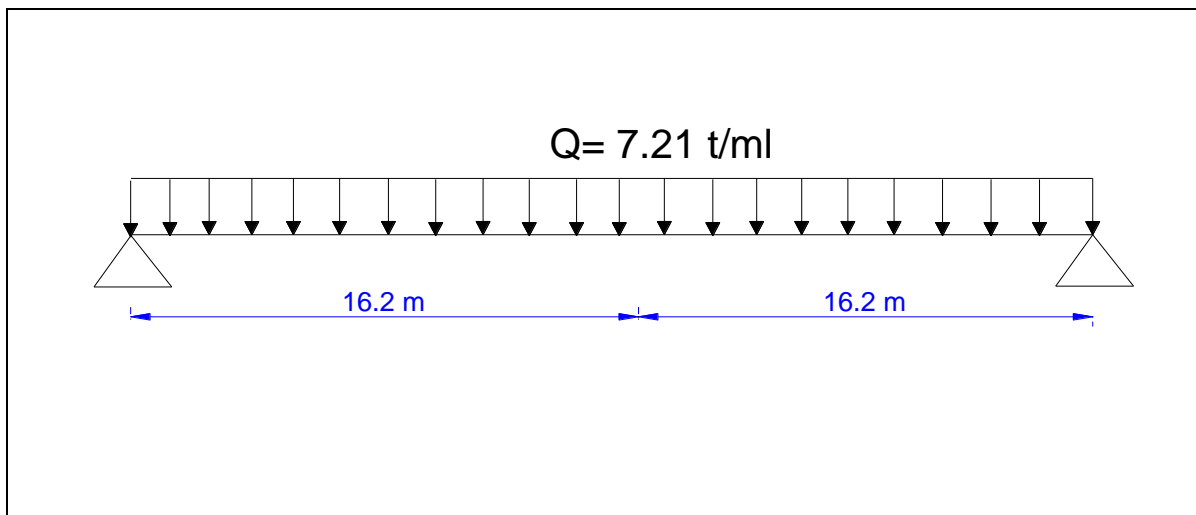
- Une voie chargée :

$A(L) = 3.60 \text{ t/ml}$, $L = 32.4 \text{ m}$.



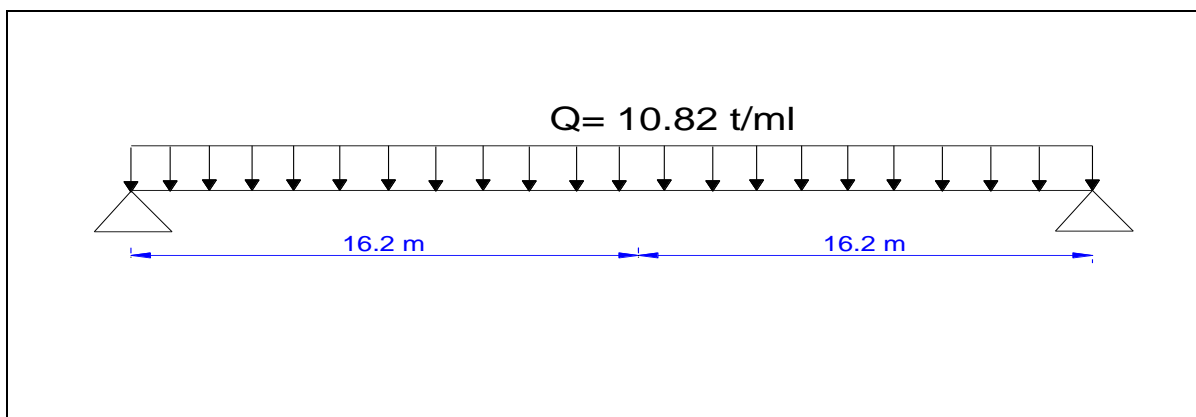
Section (x)	M (t.m)	T(t)	R (t)
0 ou L	0	58.80	58.80
L/8 = 4.05	208.4	44.10	58.80
L/4 = 8.1	357.2	29.40	58.80
L/2 = 16.2	476.23	0	58.80

- Deux voies chargées :
 $A(L) = 7.21 \text{ t/ml}$, $L = 32.4 \text{ m}$



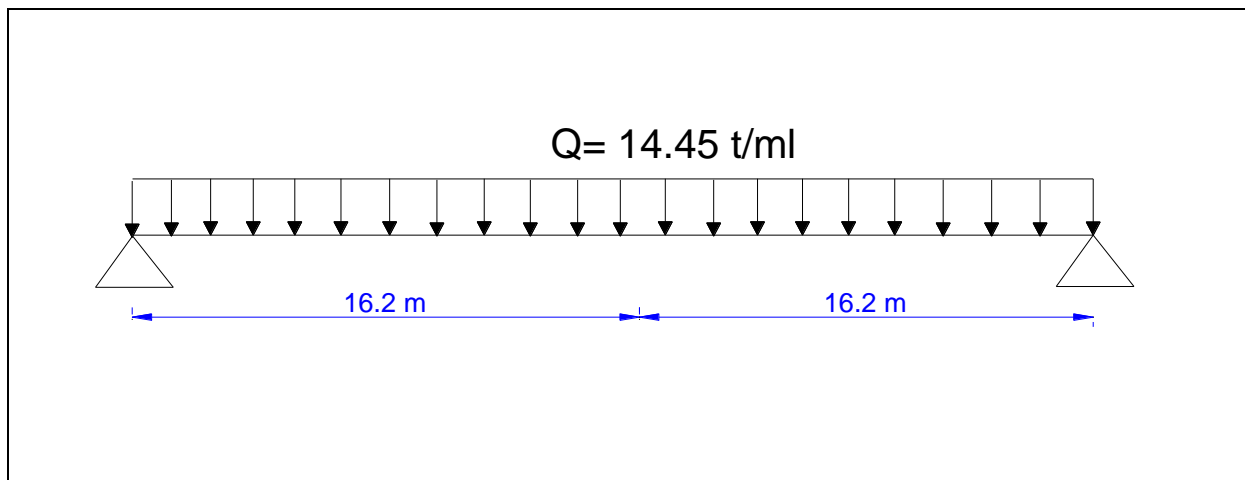
Section (x)	M (t.m)	T(t)	R (t)
0 ou L	0	116.8	116.8
L/8 = 4.05	413.91	87.6	116.8
L/4 = 8.1	709.55	58.4	116.8
L/2 = 16.2	946.06	0	116.8

- Trois voies chargées :
 $A(L) = 10.82 \text{ t/ml}$, $L = 32.4 \text{ m}$.



Section (x)	M (t.m)	T(t)	R (t)
0 ou L	0	175.28	175.28
L/8 = 4.05	621.17	131.46	175.28
L/4 = 8.1	1064.81	87.63	175.28
L/2 = 16.2	1419.73	0	175.28

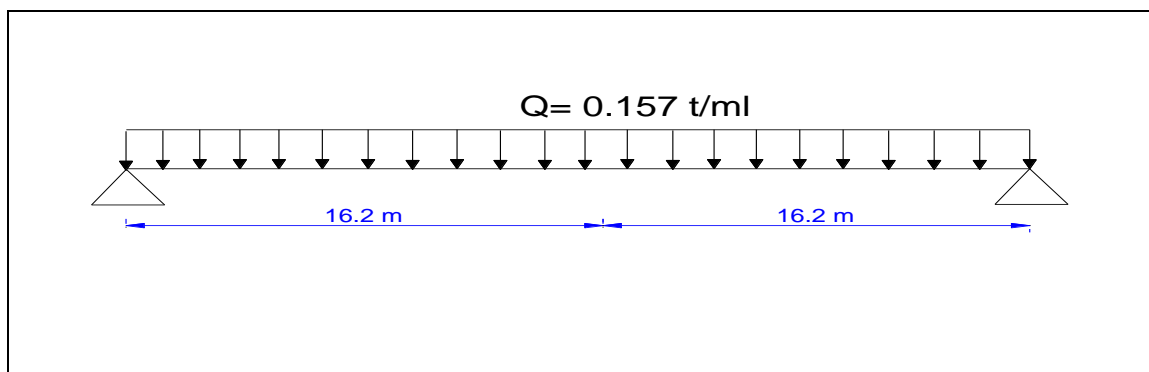
- **Quatre voies chargées :**
 $A(L) = 14.45 \text{ t/ml}$, $L = 32,4\text{m}$.



Section (x)	M (t.m)	T(t)	R (t)
0 ou L	0	234.09	234.09
L/8 = 4.05	829.57	175.56	234.09
L/4 = 8.1	1422.09	117.04	234.09
L/2 = 16.2	1896.13	0	234.09

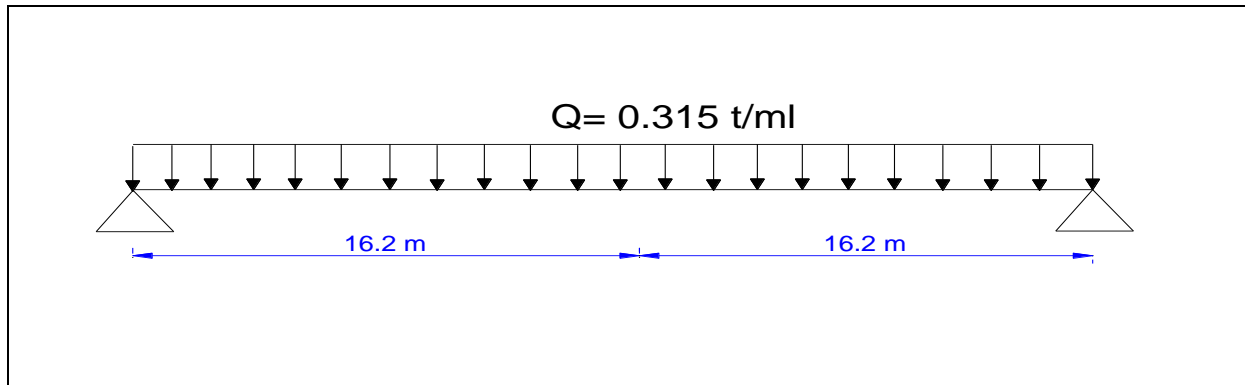
6.2.2/Surcharge des trottoirs :

- **Un trottoir chargé :** $St = 0.157 \text{ t/ml}$, $L = 32.4\text{m}$.



Section (x)	M (t.m)	T(t)	R (t)
0 ou L	0	2.54	2.54
L/8 = 4.05	9.01	1.90	2.54
L/4 = 8.1	15.45	1.27	2.54
L/2 = 16.2	20.60	0	2.54

- Deux trottoirs chargés :
St = 0.315 t/ml, L = 32.4 m



Section (x)	M (t.m)	T(t)	R (t)
0 ou L	0	5.10	5.10
L/8 = 4.05	18.08	3.82	5.10
L/4 = 8.1	31	2.55	5.10
L/2 = 16.2	41.33	0	5.10

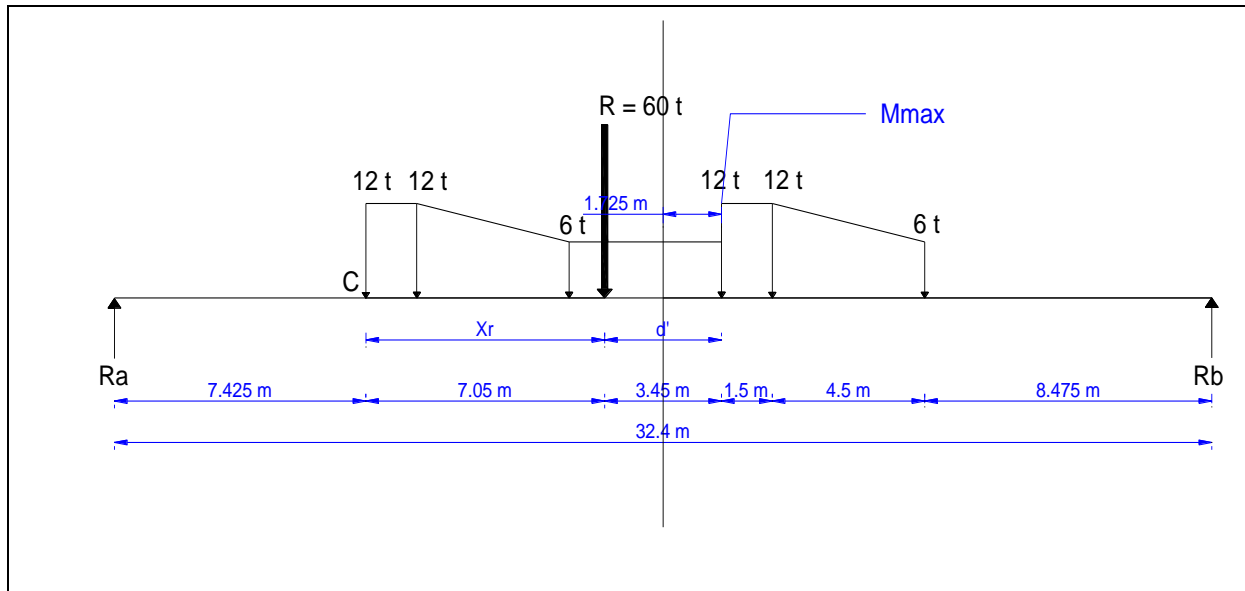
6.2.3/ Système B :

- **Théorème de barré :**
Le moment fléchissant est maximum au niveau d'un essieu tel que cet essieu est symétrique de la résultante par rapport à l'axe de symétrie de la travée.

6.2.3.1/ Système B_c :

- **1^{er} cas :** La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi **R = 60 t**



$$X_r = \sum (X_i P_i) / P_i$$

$$X_{r/c} = [(12 \times 5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)] / 60$$

$$X_{r/c} = 7.05 \text{ m.}$$

$$d' = 10.5 - 7.05 = 3.45 \text{ m ; } d'/2 = 1.725 \text{ m.}$$

$$R_a = 33.19 \text{ t}$$

$$R_b = 26.80 \text{ t}$$

-Calcul de M_{\max} : on suppose que le moment fait tendre les fibres supérieures

$$\sum M / M_{\max} = 0$$

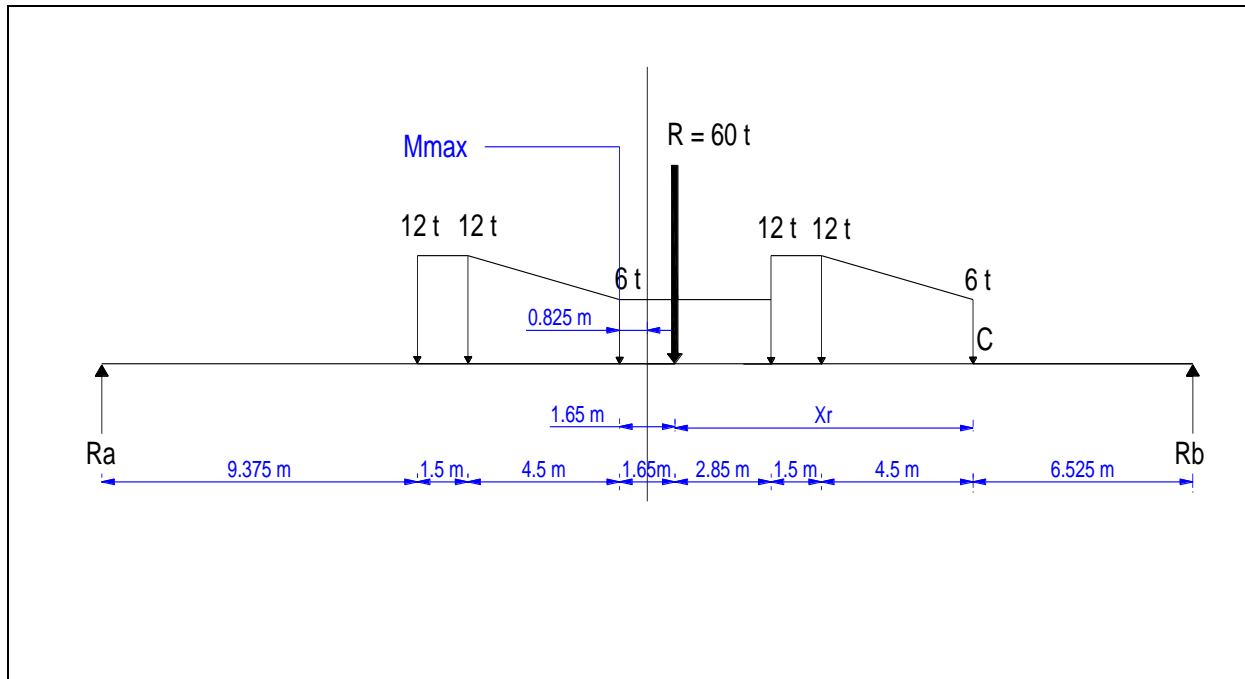
$$M_{\max} - 60 \times 3.45 - 26.80 \times 14.475 + 33.19 \times 17.925 = 0$$

$$M_{\max} = 595.01 - 261$$

$$M_{\max} = 334.01 \text{ t.m}$$

- 2^{ème} cas : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi $R = 60 \text{ t}$.



$$X_r = \sum (X_i P_i) / P_i$$

$$X_{r/c} = [(12 \cdot 4.5) + (12 \cdot 6) + (6 \cdot 10.5) + (12 \cdot 12) + (12 \cdot 16.5)] / 60$$

$$X_{r/c} = 8.85 \text{ m.}$$

$$d' = 10.5 - 8.85 = 1.65 \text{ m ; } d'/2 = 0.825 \text{ m}$$

$$R_b = 31.53 \text{ t}$$

$$R_a = 28.47 \text{ t}$$

-Calcul de M_{\max} : on suppose que le moment fait tendre les fibres supérieures :

$$\sum M / M_{\max} = 0$$

$$M_{\max} + 28.47 \times 15.375 - 12 \times 6 - 12 \times 4.5 = 0$$

$$M_{\max} = 438.08 - 126$$

$$M_{\max} = 312.04 \text{ t}$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le premier cas ; la la plus dangereuse est située à 1.725 m de l'axe de symétrie de la poutre.

- Une voie chargée :

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_c = 334.01 \times 1.2 \times 1.081 = 433.28 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 433.28 \text{ t.m}$$

- Deux voies chargées :

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_c \times 2 = 334.01 \times 1.1 \times 1.081 \times 2 = 794.34 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 794.34 \text{ t.m}$$

- **Trois voies chargées :**

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_c \times 3 = 334.01 \times 0.95 \times 1.081 \times 3 = 1029.03 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 1029.03 \text{ t.m}$$

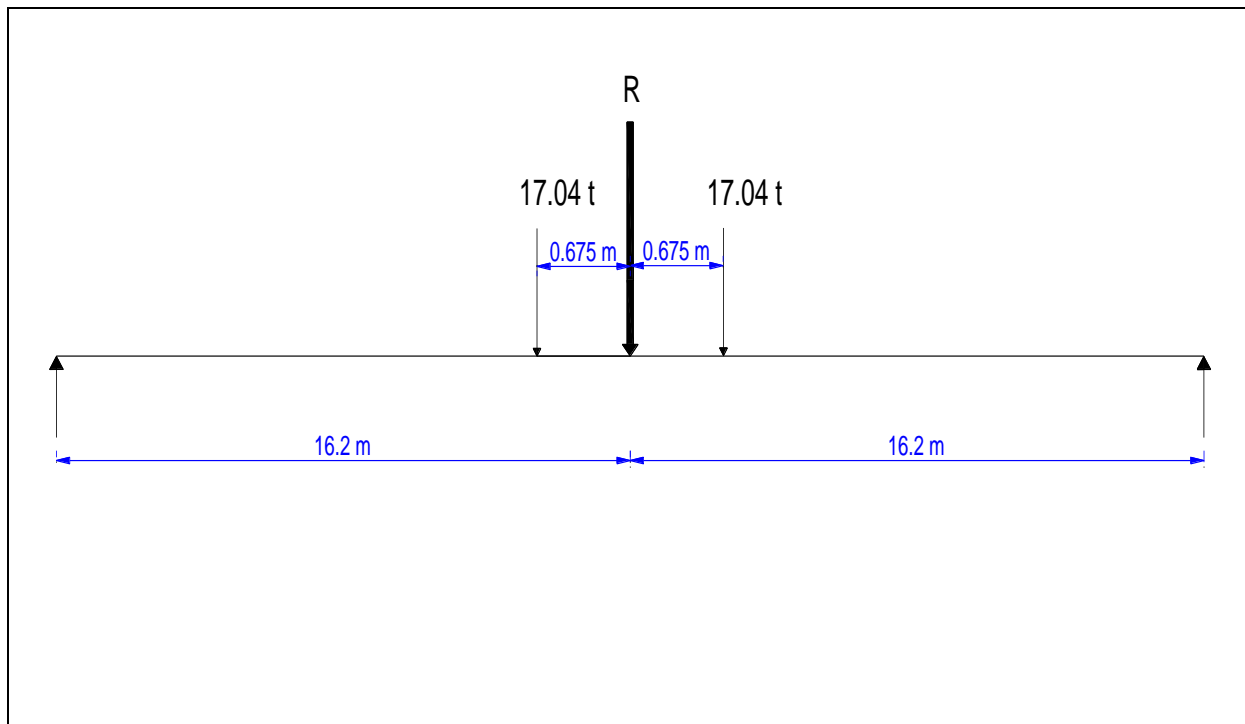
- **Quatre voies chargées :**

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_c \times 4 = 334.01 \times 0.80 \times 1.081 \times 4 = 1155.40 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 1155.40 \text{ t.m}$$

Section (x)	Une voie			Deux voies			Trois voies			Quatre voies		
	M (t.m)	T (t)	R (t)	M (t.m)	T (t)	R (t)	M (t.m)	T (t)	R (t)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	60.89	60.89	0	111.64	111.64	0	144.62	144.62	0	162.39	162.39
L/8 = 4.05 m	207.14	51.16	60.89	379.91	93.80	111.64	492.16	121.52	144.62	552.60	136.44	162.39
L/4 = 8.1 m	341.34	41.43	60.89	626.06	75.97	111.64	811.03	98.41	144.62	910.63	110.50	162.39
L/2 = 16.2 m	426.13	21.98	60.89	781.23	40.29	111.64	1012.05	52.20	144.62	1136.34	58.61	162.39

6.2.3.2/ système B_t :



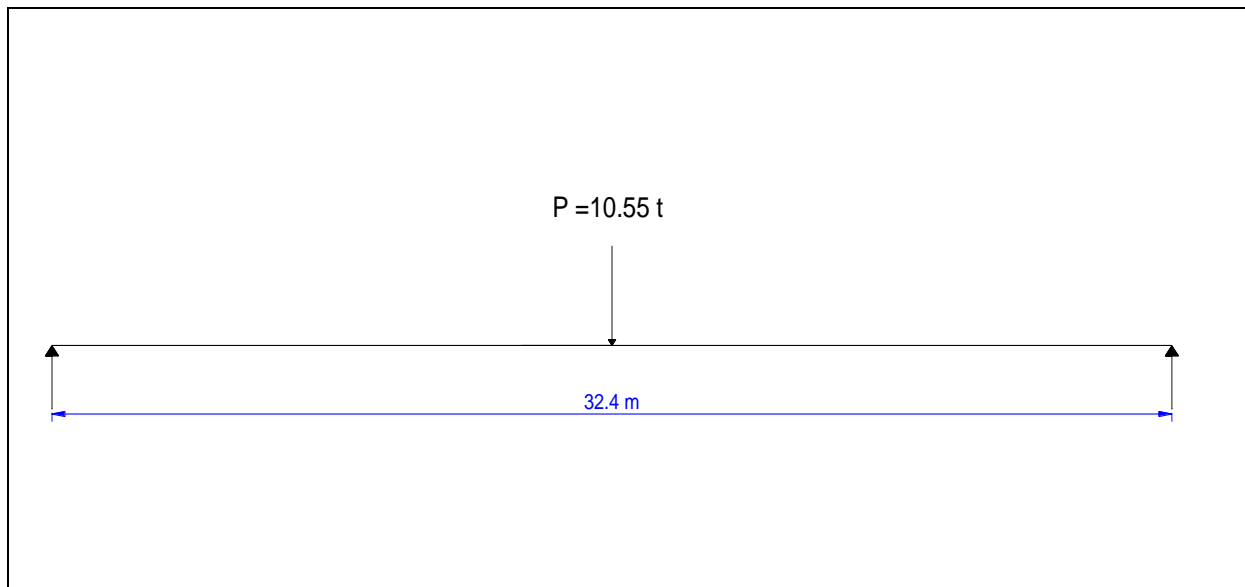
- Un seul tandem :

Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	33.38	33.38
L/8 = 4.05 m	117.9	29.11	33.38
L/4 = 8.1 m	201.3	24.85	33.38
L/2 = 16.2 m	264.5	16.33	33.38

- Deux tandems :

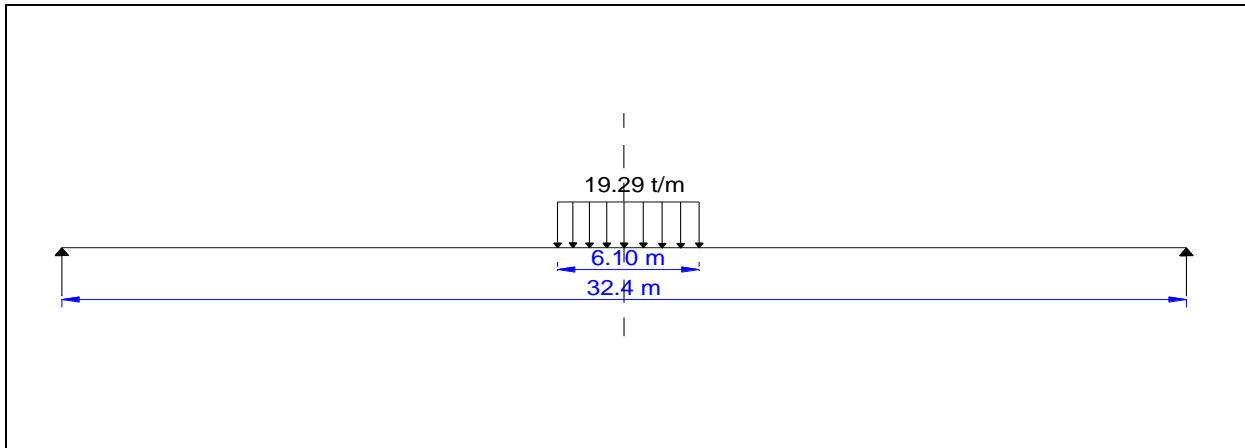
Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	66.76	66.76
L/8 = 4.05 m	235.8	59.64	66.76
L/4 = 8.1 m	402.6	51.12	66.76
L/2 = 16.2 m	529.0	33.38	66.76

6.2.3.3/ système B_r :



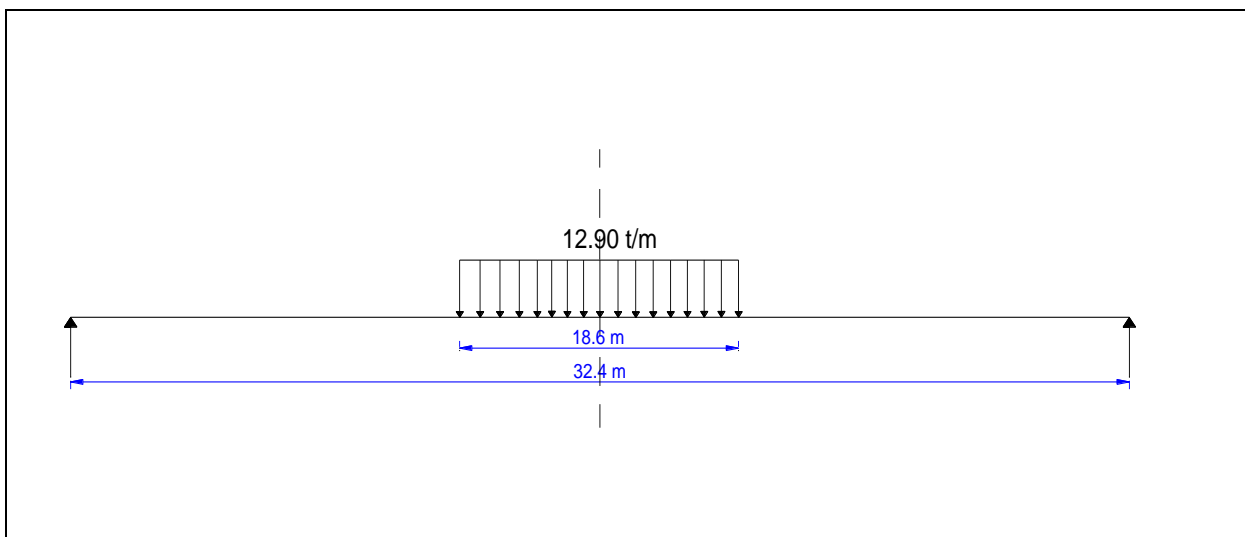
Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	10.55	10.55
L/8 = 4.05 m	37.39	9.23	10.55
L/4 = 8.1 m	64.09	7.91	10.55
L/2 = 16.2 m	85.46	5.27	10.55

6.2.3.4/ système $M_C 120$:



Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	106.59	106.59
L/8 = 4.05 m	328.1	90.83	106.59
L/4 = 8.1 m	624.77	75.37	106.59
L/2 = 16.2 m	862.79	45.35	106.59

6.2.3.5/ Charge exceptionnelle D_{240} :



Section (x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0 ou L	0	171.1	171.1
L/8 = 4.05 m	587.0	141.1	171.1
L/4 = 8.1 m	962.5	111.1	171.1
L/2 = 16.2 m	1386	119.9	171.1

6.3/ tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

charge et surcharge	nombre de voies	effort	0 ou L	L/8 = 4.05 m	L/4 = 8.1 m	L/2 = 16.2 m	
charge permanente G		M	0	1830.7	3138	4184.3	
		M ₀	0	183.07	313.8	418.43	
Surcharge A(L)	une voie chargée	M	0	208.40	357.20	476.23	
		M ₀	0	20.48	35.72	47.62	
	deux voies chargées	M	0	413.91	709.55	946.06	
		M ₀	0	41.39	70.95	94.60	
	trois voies chargées	M	0	621.17	1064.81	1419.73	
		M ₀	0	62.11	106.48	141.97	
	quatre voies chargées	M	0	829.57	1422.09	1896.13	
		M ₀	0	82.95	142.20	189.61	
	trottoirs	un trottoir	M	0	9.01	15.45	20.60
			M ₀	0	0.90	1.54	2.06
		deux trottoirs	M	0	18.08	31	41.33
			M ₀	0	1.80	3.10	4.13
Surcharge B _c	une voie chargée	M	0	207.14	341.34	426.13	
		M ₀	0	20.71	34.13	42.61	
	deux voies chargées	M	0	379.91	626.06	781.23	
		M ₀	0	37.99	62.60	78.12	
	trois voies chargées	M	0	492.16	811.03	1012.05	
		M ₀	0	49.21	81.10	101.20	
	quatre voies chargées	M	0	552.60	910.63	1136.34	
		M ₀	0	55.26	91.06	113.63	
	Surcharge B _t	un tandem	M	0	117.90	201.30	264.50
			M ₀	0	11.79	20.13	26.45
deux tandems		M	0	235.80	402.60	529.00	
		M ₀	0	23.58	40.26	52.90	
B _r		M	0	37.39	64.09	85.46	
		M ₀	0	3.73	6.40	8.54	
convoi M _{c120}		M	0	328.10	624.70	862.79	
		M ₀	0	32.81	62.47	86.27	
Convoi D ₂₄₀		M	0	587.00	962.50	1386	
		M ₀	0	58.70	96.25	138.6	

Tab .6.1. Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges.

6.4/ Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :

charge et surcharge	nombre de voies	effort	0	L/8 = 4.05 m	L/4 = 8.1 m	L/2 = 16.2 m
charge permanente G		T	516.6	387.4	258.2	0
		T ₀	51.66	38.74	25.82	0
Surcharge A(L)	une voie chargée	T	58.80	44.10	29.40	0
		T ₀	5.88	4.41	2.94	0
	deux voies chargées	T	116.8	87.6	58.4	0
		T ₀	11.68	8.76	5.84	0
	trois voies chargées	T	175.28	131.46	87.63	0
		T ₀	17.528	13.146	8.763	0
	quatre voies chargées	T	234.09	175.56	117.04	0
		T ₀	23.409	17.556	11.704	0
trottoirs	un trottoir	T	2.54	1.90	1.27	0
		T ₀	0.254	0.190	0.127	0
	deux trottoirs	T	5.10	3.82	2.55	0
		T ₀	0.510	0.382	0.255	0
Surcharge B _c	une voie chargée	T	60.89	51.16	41.43	21.98
		T ₀	6.08	5.11	4.14	21.9
	deux voies chargées	T	111.64	93.80	75.97	40.29
		T ₀	11.16	9.38	7.59	4.02
	trois voies chargées	T	144.62	121.52	98.41	52.20
		T ₀	14.46	12.15	9.84	5.22
	quatre voies chargées	T	162.39	136.44	110.50	58.61
		T ₀	16.23	13.64	11.05	5.86
Surcharge B _t	un tandem	T	33.38	29.11	24.85	16.33
		T ₀	3.338	2.911	2.485	1.633
	deux tandems	T	66.76	59.64	51.12	33.38
		T ₀	6.676	5.964	5.112	3.338
B _r		T	10.55	9.23	7.91	5.27
		T ₀	1.055	0.923	0.791	0.527
convoi M _{c120}		T	106.59	90.83	75.37	45.35
		T ₀	10.65	9.08	7.53	4.53
Convoi D ₂₄₀		T	171.1	141.1	111.1	119.9
		T ₀	17.11	14.11	11.11	11.99

Tab .6.2. Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges.

6.5/ Calcul des éléments de réduction extrêmes :

Combinaison	Moment en travée (t.m)	Effort tranchant (t)
ELS		
G+1,2 (AL+TR)	650,918	80,3628
G+1,2 (BC+TR)	559,742	71,748
G+ MC120	504,7	62,31
G+D240	432,29	68,77
ELU		
1,35G+1,6(AL+TR)	874,864	108,0104
1,35G+1,6(BC+TR)	753,296	96,524
1,35G+1,35MC120	681,3445	84,1175
1,35G+1,35D240	583,591	92,8385

Tab .6.3. Tableau des sollicitations extrêmes sur la poutre la plus sollicitée.

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

✓ A l'E.L.U : 1.35G+1.6 (A(L) +Tr)

$$M_{\max} = 874,864$$

✓ A l'E.L.S : G+1.2 (A(L) +Tr)

$$M_{\max} = 650,918$$

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

✓ A l'E.L.U : 1.35G+1.6 (A(L) +Tr)

$$T_{\max} = 108, 0104$$

✓ A l'E.L.S : : G+1.2 (A(L) +Tr)

$$T_{\max} = 80, 3628$$

Introduction :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela nous utiliserons la méthode de GUYON-MASSONET.

7.1/ La méthode de GUYON-MASSONET :

L'étude de la répartition transversale est l'une des étapes les plus importantes pour l'élaboration d'un projet d'ouvrage d'art, car elle nous permet de déterminer l'élément porteur le plus sollicité ainsi que les valeurs des sollicitations (moment fléchissant, efforts tranchants).

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simple et plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car elle prend en considération la rigidité transversale du tablier.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges ($e=b$; $e=3/4b$; $e=1/2b$; $1/4b$; $e=0$) et pour les neufs sections de la largeur de la dalle ($y= \pm b$; $y= \pm 3/4b$; $y= \pm 1/2 b$; $e= \pm 1/4b$; $y=0$).

On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartitions transversales ($\kappa\alpha$, $\varepsilon\alpha$, $\mu\alpha$) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

7.2/ détermination des paramètres de calcul :

La largeur active est de $(2b)$.

Le pont est constitué de 10 poutres ($n=10$) espacées de $b_0 = 1.52$ m (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera :

$$2b = nb_0 = 10 \times 1.52 = 15.2 \text{ m donc } b = 7.6 \text{ m.}$$

7.2.1/ Position active des poutres :

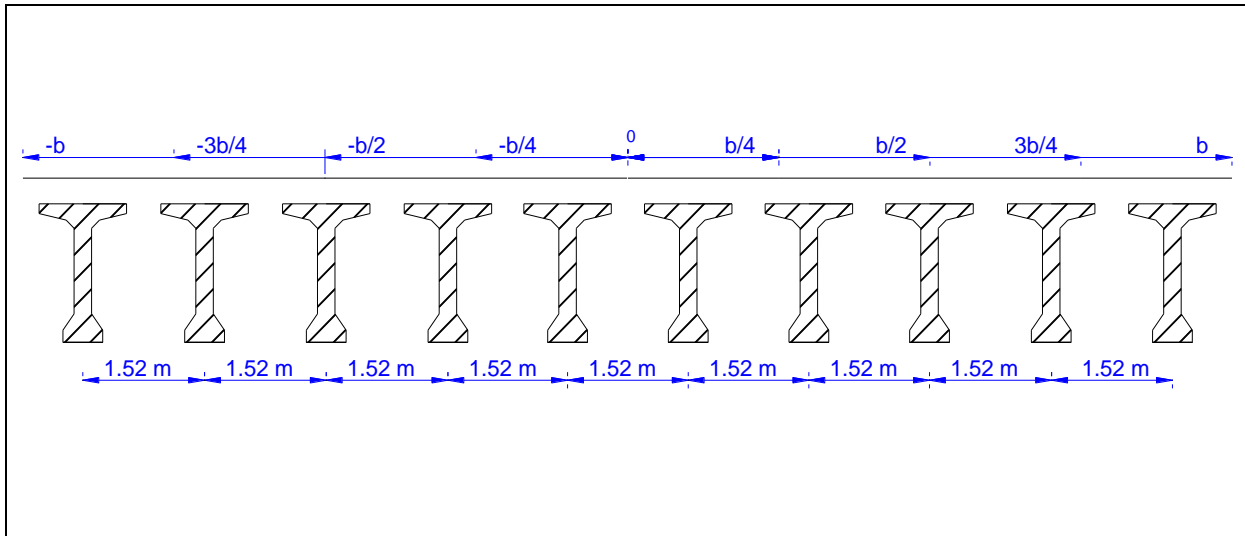


Fig.7.1. Schéma des positions actives des poutres.

7.2.2/Détermination des coefficients :

Tous ces coefficients dépendent de deux paramètres essentiels :

7.2.2.1/ Paramètre d'entretoisement : caractérise la souplesse de l'entretoisement

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

7.2.2.2/ Paramètre de torsion : caractérise la torsion du pont

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

Avec :

b : demi-largeur de la dalle

l : portée de la travée

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur

Notre pont ne dispose pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (hourdi) qui joue le rôle d'entretoise donc : $\rho_E = \rho_D$

$$P_p = B_p/b_1 = EI_p/b_1$$

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

Avec :

b_1 : entre-axe des poutres

l_1 : unité de largeur

Υ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur

Υ_E : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle dans notre cas) par unité de largeur

$$\Upsilon_p = C_p/b_1$$

$$\Upsilon_E = \Upsilon_D = C_D/l_1$$

Avec :

$$C_p = G/3 \times [\sum b_i h_i^3 + (b \times h^3 / 2)]$$

ν : coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

7.2.2.3/calcul des paramètres α et θ :

La distance entre-axe des poutres est de $b_0 = 1.52$ m

❖ Moment d'inertie équivalente à prendre pour les calculs :

$$I_p = I_a + 8(I_m - I_a)/3\pi$$

$$I_a = 0.2080 \text{ m}^4$$

$$I_m = 0.1850 \text{ m}^4$$

Donc :

$$I_p = 0.1884 \text{ m}^4$$

❖ Rigidité flexionnelle de la poutre (/ml) :

$b_1 = b_0$ b_0 : entraxe des poutres égales à 1.52 m

$$\rho_p = (EI_p/b_0)$$

$$\rho_p = 0.123947368 E$$

❖ Rigidité flexionnelle de la dalle :

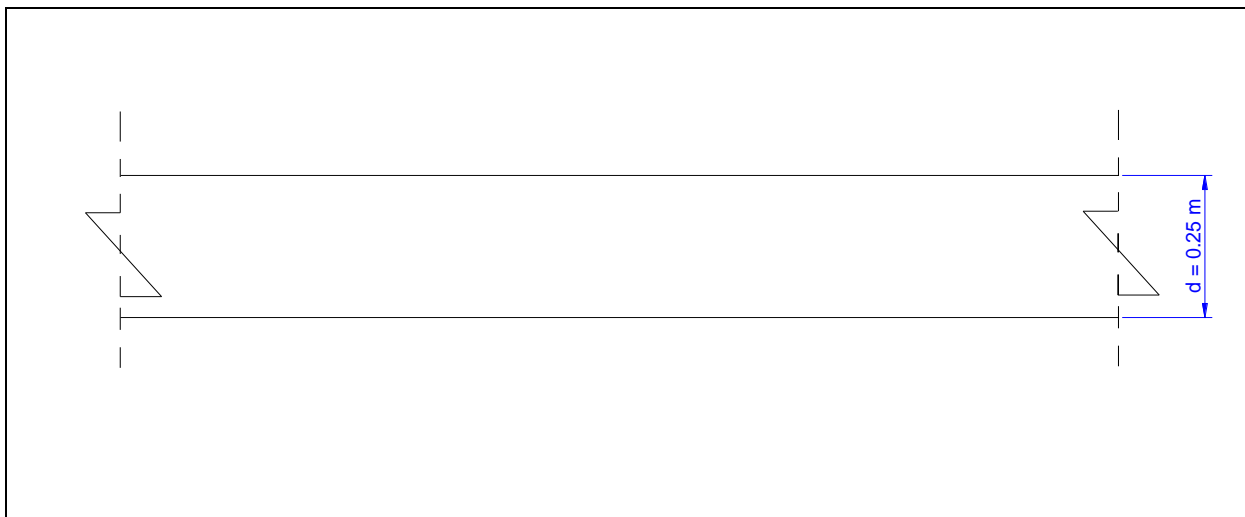


Fig.7.2. Section de la dalle.

$$I_D = I d^3/12 = 1 \times 0.25^3/12 = 1.3020 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\rho_E = \rho_D = E \times I_D / l_1 = 1.3020 \cdot 10^{-3} E \text{ m}^4$$

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

D'où:

$$\theta = 0.71$$

7.2.2.4/ Paramètre de torsion :

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et de la dalle pa unité de largeur, et pour simplifier les calculs des rigidités, on modifier légèrement la géométrie de la poutre tout en gardant la section et l'inertie inchangées.

❖ Section équivalente :

$$\begin{cases} 103H_1 + 21H_2 + 47 H_3 = 5110 \text{ cm}^2 \\ H_1 + H_2 + H_3 = 150 \text{ cm} \end{cases}$$

On fixe **H3 = 15 cm**

$$\begin{cases} H_1 + H_2 = 135 \text{ cm} \\ 103H_1 + 21H_2 + 47H_3 = 3584 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mathbf{H_1 = 20 \text{ cm}} \\ \mathbf{H_2 = 115 \text{ cm}} \end{cases}$$

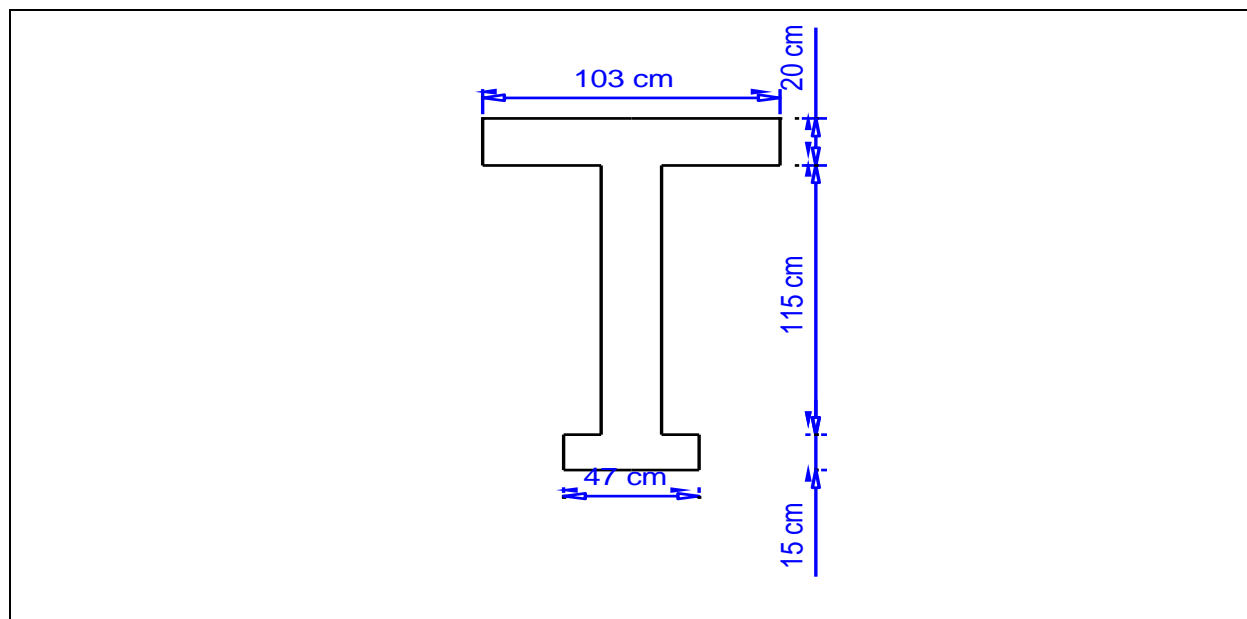


Fig.7.3. Section équivalente de la poutre.

$$\gamma_p = C_p/b_1$$

$$C_p = G/3 \times (\sum b_i h_i^3 + b'd^3/2)$$

Donc on aura la rigidité comme suit :

$$G = [E/2(1 + \nu)] \text{ avec :}$$

E : module de Young

\nu : coefficient de poisson dépend des matériaux ; pour le béton précontraint \nu = 0.20

D'où :

$$G = 0.41667 E$$

$$\sum b_i h_i^3 + b'd^3/2 = 0.47 \times 0.15^3 + 1.15 \times 0.21^3 + 1.03 \times 0.2^3 + 1 \times 0.25^3/2 = 0.02828 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc : } C_p = 3.92 \cdot 10^{-3} E$$

❖ **Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :**

$$\gamma_p = C_p/b_1 \text{ donc } \gamma_p = 2.584 \cdot 10^{-3} E$$

❖ **Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :**

$$\gamma_D = \frac{CD}{l_1} = \frac{2G.ID}{l_1} = 1.085 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = 0.144$$

7.2.3/ Calcul des moments fléchissant :

Pour le calcul du moment fléchissant, on calcul d'abord le coefficient de répartition transversale k, un coefficient qui dépend de :

- Du paramètre de l'entretoisement \theta
- Du paramètre de torsion \alpha
- De l'ordonnée relative (y) et de la section considérée

Les valeurs de k pour \alpha = 0 ; \alpha = 1 et 1 \le \theta \le 2 sont donnée dans les tableaux de Guyon Massonnet. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

Pour un calcul rigoureux de k dans le cas où 0 < \alpha < 1 on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0.5}$$

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^\beta$$

Où \beta = 1 - e(0.065 - \theta)/0.665 dans notre cas \theta = 0.71 d'où \beta = 0.62

Avec

k_0 : valeur de k correspondant à \alpha = 0

k_1 : valeur de k correspondant à \alpha = 1

Dans le cas ou la valeur calculée de θ ne figure pas dans le tableau on doit faire une interpolation, et si la poutre en question se trouve entre deux sections dont les lignes d'influences connues on peut aussi faire une interpolation.

7.2.3.1/ calcul de coefficient k :

Après avoir tracé les lignes d'influences on dispose convenablement nos surcharges et on calcul le coefficient k de la façon suivante :

❖ **Pour les surcharges concentrées :**

$$k = (\sum P_i k_i / \sum P_i) = \sum k_i/n$$

❖ **Pour les surcharges réparties :**

$$K = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée}) / (\text{largeur surchargée})$$

La surface est calculée par la méthode de Simpson ou du Trapèze

Une fois qu'on aura déterminée :

- K_α puis k_{moy}
- M_0 (moment longitudinale moyen par le théorème de Barré)

On calcul le moment fléchissant pour chaque poutre, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Thêta=0.70		Alfa=0=> K ₀							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464
Thêta=0.75		Alfa=0=> K ₀							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762
Thêta=0.71		Alfa = 0=>K ₀							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,00792	0,5315	1,05852	1,50968	1,71916	1,50968	1,05852	0,5315	-0,00792
b/4	-0,3736	0,09936	0,5821	1,072	1,50968	1,73224	1,56286	1,18082	0,7462
b/2	-0,50818	-0,17666	0,17562	0,5821	1,05852	1,56286	1,94982	2,0533	2,04098
3b/4	-0,53616	-0,3695	-0,17666	0,09936	0,5315	1,18082	2,0533	3,03714	3,9484
b	-0,53416	-0,53616	-0,50818	-0,3736	-0,00792	0,7462	2,04098	3,9484	6,33236

Tab.7.1. Tableau du coefficient K₀

Thêta=0.70		Alfa=1=> K ₁							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Thêta=0.75		Alfa=1=> K ₁							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

Thêta=0.71		Alfa=1=> K ₁							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6998	0,82622	0,99122	1,17932	1,28852	1,17932	0,99122	0,82622	0,6998
b/4	0,47166	0,5822	0,73476	0,9425	1,17932	1,34106	1,28848	0,3588	1,04154
b/2	0,32548	0,41632	0,54516	0,73476	0,99122	1,28848	1,52506	1,56264	1,53008
3b/4	0,23396	0,3085	0,41632	0,5822	0,82622	1,1588	1,56264	1,94788	2,186
b	0,1716	0,23396	0,32548	0,47166	0,6998	1,04154	1,53008	2,186	2,98084

Tab.7.2. Tableau du coefficient K₁

7.2.3.2/ Détermination des coefficients K_α :

On obtient le tableau de répartition des coefficients K_α par la formule d'interpolation suivante :

$$k_{\alpha} = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{\beta} \quad \text{Avec : } \alpha^{\beta} = 0.30$$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,204396	0,619916	1,03833	1,410572	1,589968	1,410572	1,03833	0,619916	0,204396
b/4	-0,120022	0,244212	0,627898	1,03315	1,410572	1,614886	1,480546	0,934214	0,834802
b/2	-0,258082	0,001234	0,286482	0,627898	1,03833	1,480546	1,822392	1,906102	1,88771
3b/4	-0,305124	-0,1661	0,001234	0,244212	0,619916	1,174214	1,906102	2,710362	3,41968
b	-0,322432	-0,305124	-0,258082	-0,120022	0,204396	0,834802	1,88771	3,41968	5,326904

Tab.7.3. Tableau des coefficients K_α

7.2.3.3/calcul des coefficients K_α pour les différentes poutres :

Pour obtenir les coefficients de répartition K_α pour chacune des poutres on interpole entre les valeurs du tableau précédent et la position de la poutre par rapport à l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,0746288	0,4696344	0,8741572	1,2596032	1,5182096	1,4922976	1,2152164	0,7456352	0,4565584
P2	-0,147634	0,1956164	0,5596148	0,9520996	1,3361236	1,588018	1,5489152	1,1285916	1,0453836
P3	-0,258082	0,001234	0,286482	0,627898	1,03833	1,480546	1,822392	1,906102	1,88771
P4	-0,2957156	-0,1326332	0,0582836	0,3209492	0,7035988	1,2354804	1,88936	2,54951	3,113286
P5	-0,3155088	-0,2495144	-0,1543556	0,0256716	0,370604	0,9705668	1,8950668	3,1359528	4,5640144

Tab.7.4. Tableau des coefficients K_α pour les différentes positions des poutres.

7.2.3.4/ Calcul de $K_{\alpha moy}$ pour les différentes poutres :

Le calcul de $K_{\alpha moy}$ se fait en plaçant les différentes surcharges sur la largeur chargeable de façon à obtenir la valeur maximale de $K_{\alpha moy}$:

- **Pour les charges uniformément répartie :**

$K_{\alpha moy} = \text{surface chargée} / \text{largeur chargée} = S/L$

S : surface chargée calculée par le logiciel AUTO CAD.

- **Pour les charges centrées :**

$$K_{\alpha moy} = \sum K_i / n$$

• Tableau récapitulatif de $K_{\alpha moy}$

		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
$K_{\alpha moy}$						
A(L)	1 voie	0,8893	1,272	1,872	2,3972	2,841
	2 voies	1,1685	1,3947	1,654	1,7861	1,9303
	3 voies	1,2025	1,2581	1,2618	1,301	1,321
	4 voies	1,0463	1,0354	1,11	1,02	1,0631
B _c	1file	0,8	1,225	1,88	2,535	3,16
	2 files	1,0425	1,375	1,785	2,105	2,375
	3 files	1,1976	1,3883	1,59	1,705	1,785
	4 files	1,205	1,2812	1,3587	1,37	1,3687
B _t	B _{t1}	0,85	1,255	1,74	2,465	2,995
	B _{t2}	1,1175	1,4	1,6525	1,945	2,1275
M _{C120}		1,3995	1,2708	1,0631	0,7429	0,5004
D ₂₄₀		1,4623	1,2962	1,0625	0,734	1,3343
Trottoirs	trottoir G	0,107	0,0853	0,1823	0,21	0,258
	trottoir D	0,408	0,8682	1,5527	2,5	3,607
	2 trottoirs	0,2575	0,4767	0,8675	1,355	1,9325

Tab.7.5. Tableau des coefficients $K_{\alpha moy}$ pour les différentes positions des poutres.

7.2.3.5/ Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à $X = 0.25 L$:

		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
		M0	$K_{\alpha moy}$	M	$K_{\alpha moy}$	M	$K_{\alpha moy}$	M	$K_{\alpha moy}$	M	$K_{\alpha moy}$	M
A(L)	1 voie	35,72	0,889	31,765	1,272	45,435	1,872	66,867	2,397	85,627	2,841	101,480
	2 voies	70,95	1,168	82,905	1,394	98,953	1,654	117,351	1,786	126,723	1,930	136,954
	3 voies	106,48	1,202	128,042	1,258	133,962	1,261	134,356	1,301	138,530	1,321	140,660
	4 voies	142,2	1,046	148,783	1,035	147,233	1,11	157,842	1,02	145,044	1,063	151,172
B _c	1file	34,13	0,8	27,304	1,225	41,809	1,88	64,164	2,535	86,519	3,16	107,850
	2 files	62,6	1,042	65,260	1,375	86,075	1,785	111,741	2,105	131,773	2,375	148,675
	3 files	81,1	1,197	97,125	1,388	112,591	1,59	128,949	1,705	138,275	1,785	144,763
	4 files	91,06	1,205	109,727	1,281	116,666	1,358	123,723	1,37	124,752	1,368	124,633
B _t	Bt 1	20,13	0,85	17,110	1,255	25,263	1,74	35,026	2,465	49,620	2,995	60,289
	Bt 2	40,26	1,117	44,990	1,4	56,364	1,652	66,529	1,945	78,305	2,127	85,653
M _{C120}		62,47	1,399	87,426	1,270	79,386	1,063	66,411	0,7429	46,408	0,500	31,259
D ₂₄₀		96,25	1,462	140,746	1,296	124,759	1,062	102,265	0,734	70,647	1,334	128,426
Trottoirs	trottoir G	1,54	0,107	0,164	0,085	0,131	0,182	0,280	0,21	0,323	0,258	0,397
	trottoir D	1,54	0,408	0,628	0,868	1,337	1,552	2,391	2,5	3,85	3,607	5,554
	2 trottoirs	3,1	0,257	0,798	0,476	1,477	0,867	2,689	1,355	4,200	1,932	5,990

Tab.7.6. Tableau des valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à $X=0.25 L$

7.2.3.6/ Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à X = 0.5 L :

		Poutre 1			Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
		M ₀	K _{α moy}	M	K _{α moy}	M	K _{α moy}	M	K _{α moy}	M	K _{α moy}	M
A(L)	1 voie	47,62	0,889	42,348	1,272	60,572	1,872	89,144	2,397	114,154	2,841	135,288
	2 voies	94,6	1,168	110,540	1,394	131,938	1,654	156,468	1,786	168,965	1,930	182,606
	3 voies	141,97	1,202	170,718	1,258	178,612	1,261	179,137	1,301	184,702	1,321	187,542
	4 voies	189,61	1,046	198,388	1,035	196,322	1,11	210,467	1,02	193,402	1,063	201,574
Bc	1file	42,61	0,8	34,088	1,225	52,197	1,88	80,106	2,535	108,016	3,16	134,647
	2 files	78,12	1,042	81,440	1,375	107,415	1,785	139,444	2,105	164,442	2,375	185,535
	3 files	101,2	1,197	121,197	1,388	140,495	1,59	160,908	1,705	172,546	1,785	180,642
	4 files	113,63	1,205	136,924	1,281	145,582	1,358	154,389	1,37	155,673	1,368	155,525
Bt	Bt 1	26,45	0,85	22,482	1,255	33,194	1,74	46,023	2,465	65,199	2,995	79,217
	Bt 2	52,9	1,117	59,115	1,4	74,06	1,652	87,417	1,945	102,890	2,127	112,544
MC120		86,27	1,399	120,734	1,270	109,631	1,063	91,713	0,742	64,089	0,500	43,169
D240		138,6	1,462	202,674	1,296	179,653	1,062	147,262	0,734	101,732	1,334	184,933
Trottoirs	trottoir G	2,06	0,107	0,220	0,085	0,175	0,182	0,375	0,21	0,432	0,258	0,531
	trottoir D	2,06	0,408	0,840	0,868	1,788	1,552	3,198	2,5	5,15	3,607	7,430
	2 trottoirs	4,13	0,257	1,063	0,476	1,968	0,8675	3,582	1,355	5,596	1,932	7,981

Tab.7.7. Tableau des valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à X=0.5 L

7.2.4/ Calcul des efforts tranchants

Le calcul des efforts tranchants se fera de la même manière que celle utilisée pour le moment fléchissant L'effort tranchant sera calculé pour la période en service Calcul de ϵ_α et ϵ'_α à partir des formules d'interpolation pour $0 < \alpha < l$

Si $|y| + |e| \leq \frac{3}{4} b$ $\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \alpha$

Si $|y| + |e| > \frac{3}{4} b$ $\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \alpha^{0.5}$

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

$\epsilon_0 = \epsilon'_0$ et $\epsilon_1 \neq \epsilon'_1$ (ϵ'_1 à déterminer à partir des tableaux)

Calcul $\epsilon_{\alpha moy}$ et $\epsilon'_{\alpha moy}$ à partir des lignes d'influence sous chargement ; calcul de l'effort réel.

$T = T_0 \times \epsilon_{\alpha moy}$ 0.25 L

$T = T_0 \times \epsilon'_{\alpha moy}$ 0.00 L

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

$x = 0.00 L$ et $x = 0.25 L$

7.2.4.1/ calcul de coefficient ε :

$\varepsilon_0 ; \theta = 0,70$									
e \ y		-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,003445	0,086962	0,168387	0,237741	0,269843	0,237741	0,168387	0,086962	0,003445
b/4	0,057117	0,017421	0,093301	0,169821	0,237741	0,272438	0,247454	0,189931	0,124281
b/2	-0,081398	-0,027953	0,028611	0,093301	0,168387	0,247454	0,308641	0,327134	0,328151
3b/4	-0,088723	-0,06038	-0,027953	0,017421	0,086962	0,189931	0,327134	0,481501	0,625196
b	-0,091241	-0,088723	-0,081398	-0,057117	0,003445	0,124281	0,328151	0,625196	0,994153

$\varepsilon_0 ; \theta = 0,80$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,041307	0,063824	0,168617	0,262256	0,307929	0,262256	0,168617	0,063824	-0,041307
b/4	-0,077959	0,001951	0,085841	0,176273	0,262256	0,305434	0,260751	0,170208	0,069418
b/2	-0,075104	-0,029348	0,021461	0,085841	0,168617	0,260751	0,326677	0,323929	0,293294
3b/4	-0,056178	-0,045103	-0,029348	0,001951	0,063824	0,170208	0,323929	0,500055	0,65564
b	-0,033328	-0,0566178	-0,075104	-0,077959	-0,041307	0,069418	0,293294	0,65564	1,132458

$\varepsilon_0 ; \theta = 0,71$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0010302	0,0846482	0,16841	0,2401925	0,2736516	0,2401925	0,16841	0,0846482	-0,0010302
b/4	0,0436094	0,015874	0,092555	0,1704662	0,2401925	0,2757376	0,2487837	0,1879587	0,1187947
b/2	-0,0807686	-0,0280925	0,027896	0,092555	0,16841	0,2487837	0,3104446	0,3268135	0,3246653
3b/4	-0,0854685	-0,0588523	-0,0280925	0,015874	0,0846482	0,1879587	0,3268135	0,4833564	0,6282404
b	-0,0854497	-0,08551248	-0,0807686	-0,0592012	-0,0010302	0,1187947	0,3246653	0,6282404	1,0079835

Tab.7.8. Tableau des coefficients ε_0

$\varepsilon_1 ; \theta = 0,70$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,054359	0,086312	0,134809	0,218777	0,366184	0,218777	0,134809	0,086312	0,054359
b/4	0,034267	0,053558	0,082757	0,133033	0,220669	0,37233	0,228643	0,145818	0,0913
b/2	0,024795	0,037405	0,056356	0,088521	0,14355	0,236759	0,393346	0,25052	0,156538
3b/4	0,023009	0,032845	0,047423	0,071447	0,110923	0,174571	0,275437	0,43287	0,270296
b	0,028355	0,038465	0,053188	0,076518	0,112677	0,16649	0,242899	0,344859	0,467831
$\varepsilon_1 ; \theta = 0,80$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,044464	0,075479	0,127128	0,224912	0,410817	0,224912	0,127128	0,075479	0,044464
b/4	0,025376	0,042549	0,071074	0,124823	0,226419	0,416752	0,235042	0,1392	0,081692
b/2	0,01664	0,026976	0,044014	0,075654	0,134387	0,242217	0,438841	0,259707	0,152245
3b/4	0,014691	0,022409	0,03491	0,057349	0,097178	0,166493	0,285276	0,48616	0,284905
b	0,018736	0,026983	0,040047	0,062439	0,099612	0,158688	0,248087	0,374553	0,533791
$\varepsilon_1 ; \theta = 0,71$									
e \ y		-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0533695	0,0852287	0,1340409	0,2193905	0,3706473	0,2193905	0,1340409	0,0852287	0,0533695
b/4	0,0333779	0,0524571	0,0815887	0,132212	0,221244	0,3767722	0,2292829	0,1451562	0,0903392
b/2	0,0239795	0,0363621	0,0551218	0,0872343	0,1426337	0,2373048	0,3978955	0,2514387	0,1561087
3b/4	0,0221772	0,0318014	0,0461717	0,0700372	0,1095485	0,1737632	0,2764209	0,438199	0,2717569
b	0,0273931	0,0373168	0,0518739	0,0751101	0,1113705	0,1657098	0,2434178	0,3478284	0,474427

Tab.7.9. Tableau des coefficients ε_1

$\varepsilon'_1 ; \theta = 0,70$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,003959	0,040219	0,111688	0,250759	0,52892	0,250759	0,111688	0,040219	-0,003959
b/4	-0,007984	0,013131	0,04763	0,115869	0,254543	0,53288	0,253194	0,107196	0,016109
b/2	-0,003597	0,007129	0,024628	0,059159	0,12917	0,269426	0,545821	0,253727	0,070178
3b/4	0,007553	0,015221	0,027165	0,048909	0,089442	0,164702	0,303561	0,558494	0,195732
b	0,028355	0,038465	0,053188	0,076518	0,112677	0,16649	0,242899	0,34859	0,467831

$\varepsilon'_1 ; \theta = 0,80$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,010683	0,0278	0,098247	0,253938	0,601347	0,253938	0,098247	0,0278	-0,010683
b/4	-0,011687	0,004107	0,033724	0,10143	0,256953	0,604789	0,256406	0,094631	0,004695
b/2	-0,006768	0,000014	0,0129	0,042885	0,112767	0,270756	0,618183	0,258708	0,056403
3b/4	0,0024	0,007291	0,015881	0,0337707	0,071197	0,149216	0,309845	0,637732	0,195258
b	0,018736	0,026983	0,040047	0,062439	0,099612	0,158688	0,248087	0,374553	0,533791

$\varepsilon'_1 ; \theta = 0,71$									
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0046314	0,0389771	0,1103439	0,2510769	0,5361627	0,2510769	0,1103439	0,0389771	-0,0046314
b/4	-0,0083543	0,0122286	0,0462394	0,1144251	0,254784	0,5400709	0,2535152	0,1059395	0,0149676
b/2	-0,0039141	0,0064175	0,0234552	0,0575316	0,1275297	0,269559	0,5530572	0,2542251	0,0688005
3b/4	0,0070377	0,014428	0,0260366	0,04739517	0,0876175	0,1631534	0,3041894	0,5664178	0,1956846
b	0,0273931	0,0373168	0,0518739	0,0751101	0,1113705	0,1657098	0,2434178	0,3511863	0,474427

Tab.7.10. Tableau des coefficients ε'_1

7.2.4.2/ Tableaux des valeurs ε_α et ε'_α :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0023965	0,07807156	0,16004848	0,24175985	0,3114532	0,24175985	0,16004848	0,07807156	-0,0023965
b/4	0,02389437	0,01449094	0,08588555	0,16239628	0,24229368	0,3138016	0,24946504	0,15684062	0,0794027
b/2	-0,05161	-0,0149994	0,02621116	0,08751163	0,16252324	0,25177534	0,40249182	0,29927346	0,22759019
3b/4	-0,0503716	-0,0310497	-0,0075559	0,02783313	0,08507578	0,17854757	0,31822992	0,5148699	0,46412873
b	-0,0426371	-0,0389110	-0,0304440	-0,00824349	0,04161463	0,13659429	0,29384	0,52312607	0,80555216

Tab.7.11. Tableau des valeurs ε'_α pour $\theta = 0.71$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,01960905	0,08473179	0,16346085	0,23719701	0,28761898	0,23719701	0,16346085	0,08473179	0,01960905
b/4	0,03972757	0,02975363	0,09097585	0,1649576	0,23746392	0,29028658	0,24597558	0,17171943	0,10799868
b/2	-0,0410271	-0,0036384	0,03822547	0,09178882	0,16469821	0,24713074	0,34362347	0,2982163	0,26071493
3b/4	-0,0446277	-0,0244582	8,3337E-05	0,03642352	0,08823384	0,18257293	0,30769455	0,46622368	0,49299056
b	-0,0426374	-0,0389110	-0,0304440	-0,0082434	0,04161463	0,13659429	0,29384	0,52185209	0,80555216

Tab.7.12. Tableau des valeurs ε_α pour $\theta = 0.71$

7.2.4.3/ Tableaux des valeurs de ε_α et ε'_α pour les positions des poutres :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,00811985	0,05263931	0,13038331	0,21001442	0,28378939	0,27057655	0,1958151	0,10957918	0,03032318
P2	0,0087935	0,00859287	0,07395067	0,14741935	0,22633959	0,30139635	0,2800704	0,18532719	0,1090402
P3	-0,05161	-0,0149994	0,02621116	0,08751163	0,16252324	0,25177534	0,40249182	0,29927346	0,22759019
P4	-0,0506193	-0,0278396	-0,0008025	0,03976883	0,10056527	0,19319312	0,3350823	0,47175061	0,41682102
P5	-0,0457309	-0,0357665	-0,0212887	0,00618716	0,05899909	0,1533756	0,30359597	0,5198236	0,66898279

Tab.7.13. Tableau des valeurs ε'_α pour les différentes positions des poutres avec $\theta = 0.71$

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	0,02765646	0,06274053	0,13446685	0,20830125	0,26755696	0,25843284	0,19646674	0,11952685	0,0549649
P2	0,02357664	0,02307522	0,08042577	0,15032384	0,22291078	0,28165541	0,26550516	0,1970188	0,13854193
P3	-0,0410271	-0,0036384	0,03822547	0,09178882	0,16469821	0,24713074	0,34362347	0,2982163	0,26071493
P4	-0,0439075	-0,0202942	0,00771176	0,04749658	0,10352671	0,19548449	0,31488033	0,4326222	0,44653543
P5	-0,0434335	-0,0331298	-0,0182330	0,00962337	0,06026231	0,15498575	0,29938182	0,49960073	0,68052752

Tab.7.14. Tableau des valeurs ε_a pour les différentes positions des poutres avec $\theta = 0.71$

7.2.4.4/ Tableau récapitulatif de $\varepsilon'_{a \text{ moy}}$:

		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
A(L)	1 voie	0.133	0.211	0.328	0.413	0.455
	2 voies	0.196	0.244	0.291	0.303	0.305
	3 voies	0.203	0.214	0.226	0.218	0.208
	4 voies	0.171	0.169	0.169	0.159	0.148
B _c	1 file	0.115	0.195	0.310	0.420	0.500
	2 files	0.167	0.237	0.317	0.352	0.382
	3 files	0.201	0.241	0.276	0.280	0.286
	4 files	0.203	0.218	0.231	0.221	0.221
B _t	1 tandem	0.125	0.205	0.320	0.415	0.475
	2 tandems	0.182	0.242	0.310	0.327	0.337
M _{c120}		0.245	0.223	0.169	0.114	0.077
D ₂₄₀		0.265	0.225	0.165	0.107	0.067
Trottoirs	Trottoir G	0.012	0.0072	0.038	0.038	0.029
	Trottoir D	0.034	0.098	0.195	0.348	0.532
	2 trottoirs	0.023	0.052	0.116	0.193	0.280

Tab.7.15. Tableau des valeurs $\varepsilon'_{a \text{ moy}}$ pour les différentes positions des poutres

7.2.4.5/ valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à $X = 0.00 L$:

		Poutre 1			Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5	
		T_0	$\varepsilon'_{a \text{ moy}}$	T	$\varepsilon'_{a \text{ moy}}$	T	$\varepsilon'_{a \text{ moy}}$	T	$\varepsilon'_{a \text{ moy}}$	T	$\varepsilon'_{a \text{ moy}}$	T
A(L)	1 voie	5,88	0,133	0,782	0,211	1,240	0,328	1,928	0,413	2,428	0,455	2,675
	2 voies	11,68	0,196	2,289	0,244	2,849	0,291	3,398	0,303	3,539	0,305	3,562
	3 voies	17,52	0,203	3,556	0,214	3,749	0,226	3,959	0,218	3,819	0,208	3,644
	4 voies	23,4	0,171	4,001	0,169	3,954	0,169	3,954	0,159	3,720	0,148	3,463
Bc	1 file	6,08	0,115	0,699	0,195	1,185	0,31	1,884	0,42	2,553	0,5	3,04
	2 files	11,16	0,167	1,863	0,237	2,644	0,317	3,537	0,352	3,928	0,382	4,263
	3 files	14,46	0,201	2,906	0,241	3,484	0,276	3,990	0,28	4,048	0,286	4,135
	4 files	16,23	0,203	3,294	0,218	3,538	0,231	3,749	0,221	3,586	0,221	3,586
Bt	1 tandem	3,33	0,125	0,416	0,205	0,682	0,32	1,065	0,415	1,381	0,475	1,581
	2 tandems	6,67	0,182	1,213	0,242	1,614	0,31	2,067	0,327	2,181	0,337	2,247
Mc120		10,65	0,245	2,609	0,223	2,374	0,169	1,799	0,114	1,214	0,077	0,820
D240		17,11	0,265	4,534	0,225	3,849	0,165	2,823	0,107	1,830	0,067	1,146
Trottoirs	Trottoir G	0,254	0,012	0,003	0,007	0,001	0,038	0,009	0,038	0,009	0,029	0,007
	Trottoir D	0,254	0,034	0,008	0,098	0,024	0,195	0,049	0,348	0,088	0,532	0,135
	2 trottoirs	0,51	0,023	0,011	0,052	0,026	0,116	0,059	0,193	0,098	0,28	0,142

Tab.7.16. Tableau des efforts tranchants réels dus aux surcharges à $X = 0.00 L$

7.2.4.6/ Tableau récapitulatif de $\epsilon_{a\text{ moy}}$:

		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
A(L)	1 voie	0,141	0,215	0,237	0,387	0,445
	2 voies	0,124	0,131	0,12	0,096	0,079
	3 voies	0,07	0,056	0,033	0,017	0,007
	4 voies	0,021	0,023	0,005	0,0004	0,007
Bc	1file	0,125	0,2	0,3	0,405	0,495
	2 files	0,17	0,232	0,297	0,34	0,355
	3 files	0,2	0,235	0,26	0,273	0,316
	4 files	0,201	0,218	0,218	0,218	0,242
Bt	Bt 1	0,13	0,205	0,305	0,39	0,475
	Bt 2	0,182	0,237	0,287	0,31	0,342
MC120		0,055	0,051	0,038	0,084	0,018
D240		0,253	0,222	0,163	0,11	0,069
Trottoirs	trottoir G	0,026	0,032	0,024	0,033	0,037
	trottoir D	0,038	0,12	0,215	0,369	0,538
	2 trottoirs	0,032	0,076	0,119	0,201	0,288

Tab.7.17. Tableau des valeurs de $\epsilon_{a\text{ moy}}$ pour les différentes positions des poutres

7.2.4.7/ valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à $X = 0.25 L$:

		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		
		T ₀	$\epsilon_{a\text{ moy}}$	T	$\epsilon_{a\text{ moy}}$	T	$\epsilon_{a\text{ moy}}$	T	$\epsilon_{a\text{ moy}}$	T	$\epsilon_{a\text{ moy}}$	T
A(L)	1 voie	2,94	0,141	0,414	0,215	0,632	0,237	0,696	0,387	1,137	0,445	1,308
	2 voies	5,84	0,124	0,724	0,131	0,765	0,12	0,700	0,096	0,560	0,079	0,461
	3 voies	8,763	0,07	0,613	0,056	0,490	0,033	0,289	0,017	0,148	0,007	0,061
	4 voies	11,7	0,021	0,245	0,023	0,269	0,005	0,058	0,0004	0,004	0,007	0,081
B _c	1file	4,14	0,125	0,517	0,2	0,828	0,3	1,242	0,405	1,676	0,495	2,049
	2 files	7,59	0,17	1,290	0,232	1,760	0,297	2,254	0,34	2,580	0,355	2,694
	3 files	9,84	0,2	1,968	0,235	2,312	0,26	2,558	0,273	2,686	0,316	3,109
	4 files	11,05	0,201	2,221	0,218	2,408	0,218	2,408	0,218	2,408	0,242	2,674
B _t	Bt 1	2,485	0,13	0,323	0,205	0,509	0,305	0,757	0,39	0,969	0,475	1,180
	Bt 2	5,112	0,182	0,930	0,237	1,211	0,287	1,467	0,31	1,584	0,342	1,748
M _{Cl20}		7,53	0,055	0,414	0,051	0,384	0,038	0,286	0,084	0,632	0,018	0,135
D ₂₄₀		11,11	0,253	2,810	0,222	2,466	0,163	1,810	0,11	1,222	0,069	0,766
Trottoirs	trottoir G	0,127	0,026	0,003	0,032	0,004	0,024	0,003	0,033	0,004	0,037	0,004
	trottoir D	0,127	0,038	0,004	0,12	0,015	0,215	0,027	0,369	0,046	0,538	0,068
	2 trottoirs	0,255	0,032	0,008	0,076	0,019	0,119	0,030	0,201	0,051	0,288	0,073

Tab.7.18. Tableau des efforts tranchants réels dus aux surcharges à $X=0.25 L$

7.3/Calcul de la poutre la plus sollicitée :

Combinaison	Moment en travée (t.m)				
	Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS					
G+1,2 (AL+TR)	657,7712	656,3756	675,2888	657,2252	669,896
G+1,2 (BC+TR)	584,0144	595,49	607,9952	611,9528	614,6372
G+ MC120	539,164	528,061	510,143	482,519	461,599
G+D240	621,104	598,083	565,692	520,162	603,363
ELU					
1,35G+1,6(AL+TR)	884,0016	882,1408	907,3584	883,2736	900,168
1,35G+1,6(BC+TR)	785,6592	800,96	817,6336	822,9104	826,4896
1,35G+1,35MC120	727,8709	712,88185	688,69255	651,40015	623,15815
1,35G+1,35D240	838,4899	807,41155	763,6837	702,2182	814,53955

Tab.7.19. Tableau des sollicitations extrêmes sur la poutre la plus sollicitée « moment fléchissant »

❖ Le moment le plus défavorable est obtenu dans la poutre n°3 sous la combinaison suivante :

➤ A l'E.L.U : $1.35G + 1.6(AL+TR)$

$$M_{\max} = 907.3584 \text{ t.m}$$

➤ A l'E.L.S : $G + 1.2(AL+TR)$

$$M_{\max} = 675.288 \text{ t.m}$$

combinaison	Effort tranchant				
	Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5
ELS					
G+1,2 (AL+TR)	56,475756	56,437344	56,476512	56,242836	55,9872
G+1,2 (BC+TR)	55,627704	55,937592	56,229948	56,082312	56,135556
G+ MC120	54,26925	54,03495	53,45985	52,8741	52,48005
G+D240	56,19415	55,50975	54,48315	53,49077	52,80637
ELU					
1,35G+1,6(AL+TR)	76,162008	76,110792	76,163016	75,851448	75,5106
1,35G+1,6(BC+TR)	75,031272	75,444456	75,834264	75,637416	75,708408
1,35G+1,35MC120	73,2634875	72,9471825	72,1707975	71,380035	70,8480675
1,35G+1,35D240	75,8621025	74,9381625	73,5522525	72,2125395	71,2885995

Tab.7.20. Tableau des sollicitations extrêmes sur la poutre la plus sollicitée « effort tranchant »

❖ L'effort tranchant le plus défavorable est obtenu dans la poutre n°3 sous la combinaison suivante :

➤ A l'E.L.U : 1.35G + 1.6(AL+TR)

$$T_{\max} = 76.163 \text{ t}$$

➤ A l'E.L.S : G + 1.2(AL+TR)

$$T_{\max} = 56.476 \text{ t}$$

Introduction

Les ponts à poutres comportent en général des hourdis centraux et des hourdis en encorbellement qui sont tous des dalles appuyées sur un ou plusieurs côtés.

L'une des fonctions de ces hourdis est de transmettre les charges aux poutres et aux entretoises. Cette transmission s'effectue par des déformations locales, notamment de flexion, des hourdis.

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle d'entretoisement, il assure donc la répartition transversale des efforts, On calcule les efforts (M,T) transversaux par la méthode de GUYON-MASSONET 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 locale).

Donc nous avons à étudier deux types de flexions

- flexion transversale des hourdis.
- flexion locale.

8.1/ Etude de la flexion transversale :

D'après la méthode de GUYON-MASSONET, le moment fléchissant par unité de largeur de dalle est donné par la formule :

$$M_y = P \times b \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

Avec:

b : demi largeur du pont.

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale.

L : la portée en (m).

μ_α : est donnée par l'une des trois formules d'interpolation suivantes :

- $0 < \theta < 0.1$ $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.05}$
- $0.1 < \theta < 1$ $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$

$$\text{où } \beta = [1 - e(0.065 - \theta) / 0.665]$$

- $\theta > 1$ $\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.5}$

Dans notre cas le coefficient μ_α est donné par la formule d'interpolation :

$$0.1 < \theta < 1 \quad \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = [1 - e(0.065 - \theta) / 0.665]$$

P : le poids de la charge à étudier selon le type.

- charge uniformément répartie q:

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{4q}{\pi} \mu_\alpha$$

- charge concentrée Q :

$$p = \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

- charge partiellement répartie q:

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

X : la moitié de charge.

d : la demi portée ($\frac{L}{2}$)

8.1.1/Calcul des coefficients $\mu_{\alpha moy}$ sous différent cas de charges :

Pour les surcharges uniformément répartie ou partiellement répartie nous appliquons la formule suivante :

$$S = h \times (\mu_1 + 4 \mu_2 + 2 \mu_3 + \dots + \mu_n) / 3$$

Pour les surcharges concentrées on applique la formule suivante :

$$\mu_{\alpha moy} = \sum \mu_i / n$$

Calcul de la valeur de $\mu_{\alpha m}$: pour notre projet on a $\theta = 0.71$

❖ Tableau donnant la valeur de $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.71$

μ_0	b	0,75b	0,5b	0,25b	0	0,25b2	0,5b3	0,75b4	b5
0	-1259.36	-716.70	-116.38	657.45	1729.27	657.45	-116.38	-716.70	-1259.36
0.25b	-742.06	-508.71	-239.45	144.09	741.89	1637.02	338.25	-752.76	-1768.58
0.5b	-335.07	-265.49	-178.90	-35.75	220.04	646.64	1278.50	-413.80	-2030.38
0.75b	-83.98	-75.28	-62.12	-33.59	27.03	139.39	319.79	569.99	-1638.45
b	0.0000	0.0000	0.0000	0	0	0	0	0	0

Tab.8.1. Les valeur de $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.71$

❖ Tableau donnant la valeur de : $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.71$

μ_1	b	0,75b	0,5b	0,25b	0	0,25b2	0,5b3	0,75b4	b5
0	-368.38	-293.19	-149.53	201.42	1046.20	201.42	-149.53	-293.19	-368.38
0.25b	-265.45	-255.47	-223.94	-111.98	213.23	1032.17	154.16	-247.96	-477.90
0.5b	-177.63	-190.42	-200.97	-187.97	-94.82	205.18	980.64	18.25	-552.57
0.75b	-96.48	-110.56	-127.90	-143.52	-138.51	-66.29	176.65	809.84	-480.52
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab.8.2. Les valeur de $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.71$

❖ Valeur de μ_{α} pour : $\alpha = 0.144$ et $\theta = 0.71$

μ_{α}	b	0,75b	0,5b	0,25b	0	0,25b2	0,5b3	0,75b4	b5
0	-1044	-527,04	-134,8	452,43	1428,61	452,43	-134,8	-527,04	-856,1
0.25b	-626.8	-380,79	-230,75	25,38	506,64	1376,34	256,03	-545,03	-1232,66
0.5b	-297	-211,65	-178,53	-99,99	83,36	459,56	1152,99	-251,27	-1461,38
0.75b	-87	-75,38	-78,42	-71,28	-36,08	57,49	258,53	648,62	-1223,55
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab.8.3. Les valeur de $\mu_{\alpha} \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.71$

Le calcul de μ_α pour les différentes positions des poutres est inutile car on travaille ici avec l'hourdis et pas avec les poutres.

Après avoir déterminé les μ_α 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 à obtenir les $\mu_{\alpha\max}$ et on respectant les notes du cahier des prescriptions spéciales fascicule 61 titre II.

❖ Valeurs des coefficients $\mu_{\alpha m}$ pour les différentes positions étudiées :

Désignation		Position 0b		Position 1/4b		Position 1/2b		Position 3/4b	
		$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Négatif	$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Positif	$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Négatif	$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Positif	$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Négatif	$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Positif	$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Négatif	$\mu_{\alpha\text{moy}}$ Positif
A(l)	1voie	475.66	—	423.167	66.864	282.49	374.73	58.89	311.12
	2voies	237.83	348.74	211.58	548.57	141.24	465.23	29.66	214.78
	3voies	68.73	470.16	150.17	431.53	111.85	318.91	36.57	143.18
	4voies	237.63	135.49	205.38	323.41	140.05	239.01	47.8	107.31
B _c	1voie	577.5	—	573.5	—	503.5	254	195.5	221.5
	2voies	341.25	114.5	286.75	350.5	267.5	504.25	97.75	228.5
	3voies	228.33	416.5	191.166	549.66	167.83	440	68.66	165.33
	4voies	171.25	487.5	152.375	460.12	141.25	337.12	64.25	124
B _t	1 tand	524.5	—	473	—	415	352.5	65	199
	2 tand	262.25	200.25	236.5	449.75	207.5	555	110.25	99.5
M _{C120}		—	541.06	3.61	254.25	22.17	80.723	14.7	9.23
D ₂₄₀		—	1076.31	—	452.43	16.66	97.96	29.31	3.96
TR		808.504	-	797.98	-	728.44	-	480.05	-
B _r		—	1564	—	1491	—	1207	—	628

Tab.8.4. Les valeur de $\mu_{\alpha m}$ pour $\theta = 0.71$

8.2/Calcul des moments M_y à mi-travée :

Tous les moments transversales M_y dus aux surcharges B_C, B_t, B_r et M_{C120} seront majoré par leur coefficient adopté.

8.2.1/Surcharge A(L) :

Pour une voie chargée A(L) = 3.63 t/ml = 1.049 t/m².

Pour deux voies chargées A(L) = 7.21 t/ml = 1.042 t/m².

Pour trois voies chargées A(L) = 10.82 t/ml = 1.042 t/m².

Pour quatre voies chargées A(L) = 14.45 t/ml = 1.043 t/m².

Calcul de p :

$$p = \left(\frac{4A(L)}{\pi}\right) \times \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{4A(L)}{\pi} .$$

On remplace p dans My et on trouve :

$$My = \frac{4A(L)}{\pi} \times b \times \mu_{\alpha} \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) \text{ avec } X = \frac{L}{2}$$

AN:

Pour une voie chargée

$$My = \frac{4 \times 3.63}{\pi} \times 7.6 \times \mu_{\alpha} \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 35.13\mu_{\alpha}$$

Pour deux voies chargées

$$My = \frac{4 \times 7.210}{\pi} \times 7.6 \times \mu_{\alpha} \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 69.80\mu_{\alpha}$$

Pour trois voies chargées

$$My = \frac{4 \times 10.82}{\pi} \times 7.6 \times \mu_{\alpha} \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 104.7\mu_{\alpha}$$

Pour quatre voies chargées

$$My = \frac{4 \times 14.45}{\pi} \times 7.6 \times \mu_{\alpha} \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 139.89\mu_{\alpha}$$

8.2.2/Surcharge B_C:

Première roue de 3 tonne situé à 15.375 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 15.375}{32.4}\right) = 0.996$$

La deuxième roue de 3 tonne situé à 25.875 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 25.875}{32.4}\right) = 0.591$$

Première roue de 6 tonne situé à 10.875m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 10.875}{32.4}\right) = 0.869$$

La deuxième roue de 6 tonne situé à 9.375 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 9.375}{32.4}\right) = 0.788$$

La troisième roue de 6 tonne situé à 19.875 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 19.875}{32.4}\right) = 0.9375$$

La quatrième roue de 6 tonne situé à 21.375 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 21.375}{32.4}\right) = 0.877$$

$$P = \sum\left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

$$= \frac{2 \times 3}{32.4} (0.996 + 0.591) + \frac{2 \times 6}{32.4} (0.869 + 0.788 + 0.9375 + 0.877) = 1.58 \text{ t/ml}$$

p = 1.580 t/ml pour un file de roue

p = 3.16 t/ml pour deux files de roues

Pour un fil de camion : on doit majorer My par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$My = P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_{\alpha} \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 3.16 \times 7.6 \times 1.2 \times 1.081 \times \mu_{\alpha} = 31.153 \mu_{\alpha}$$

Pour deux files de camion : on doit majorer My par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$My = 2 \times P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_{\alpha} \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2 \times 3.16 \times 7.6 \times 1.1 \times 1.081 \times \mu_{\alpha} = 57.114 \mu_{\alpha}$$

Pour trois files de camion : on doit majorer M_y par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$M_y = 3 \times P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 3 \times 3.16 \times 7.6 \times 0.95 \times 1.081 \times \mu_\alpha = 73.989 \mu_\alpha$$

Pour quatre files de camion : on doit majorer M_y par les coefficients δ_{bc} et b_c

$$M_y = 4 \times P \times b \times b_c \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 4 \times 3.16 \times 7.6 \times 0.8 \times 1.081 \times \mu_\alpha = 83.076 \mu_\alpha$$

8.2.3/Surcharge Bt:

Première roue de 8 tonne situé à 15.525 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 15.525}{32.4}\right) = 0.9978$$

La deuxième roue de 8 tonne situé à 16.875 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 16.875}{32.4}\right) = 0.9979$$

$$P = \sum\left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \frac{2 \times 8}{32.4} (0.9978 + 0.9979) = 0.9855 \text{ t/ml}$$

Donc pour un tandem :

$$p = 2 \times 0.9855 = 1.971 \text{ t/ml}$$

AN :

1 tandem

$$M_y = P \times b \times b_t \times \delta_{bt} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1.971 \times 7.6 \times 1.062 \times 1 \times \mu_\alpha = 15.908 \mu_\alpha$$

2 tandems

$$M_y = 2 \times P \times b \times b_t \times \delta_{bt} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2 \times 1.971 \times 7.6 \times 1.062 \times 1 \times \mu_\alpha = 31.816 \mu_\alpha$$

8.2.4/Surcharge Br:

$$P = \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \frac{2 \times 10}{32.4} = 0.617 \text{ t/ml}$$

$$M_y = P \times b \times \delta_{br} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0.617 \times 7.6 \times 1.054 \times \mu_\alpha = 4.942 \mu_\alpha$$

8.2.5/Surcharge M_{C120} :

M_{C120} est une surcharge partiellement répartie donc

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

$$p = \left(\frac{4 \times 19.29}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 16.2}{32.4}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 3.05}{32.4}\right) = 7.144 \text{ t/ml}$$

AN :

$$M_y = P \times b \times \delta_{Mc120} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 7.144 \times 7.6 \times 1.07 \times \mu_\alpha = 58.095 \mu_\alpha$$

8.2.6/convoi D_{240} :

D_{240} est une surcharge partiellement répartie donc

$$p = \left(\frac{4q}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right)$$

$$p = \left(\frac{4 \times 12.9}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 16.2}{32.4}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 9.3}{32.4}\right) = 14.791 \text{ t/ml}$$

AN:

$$M_y = P \times b \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 14.791 \times 7.6 \times \mu_\alpha = 112.411 \mu_\alpha$$

8.2.7/Surcharge trottoirs:

Pour un trottoir chargée $Tr1 = 0.157$ t/ml.

Pour deux trottoirs chargés : $Tr2 = 0.315$ t/ml.

Calcul de p :

$$p = \left(\frac{4Tr}{\pi}\right) \times \sin^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{4Tr}{\pi}$$

On remplace p dans M_y et on trouve :

$$M_y = \frac{4Tr}{\pi} \times b \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) \text{ avec } X = \frac{L}{2}$$

AN:

Pour un trottoir chargé

$$M_y = \frac{4 \times 0.157}{\pi} \times 7.6 \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1.52\mu_\alpha$$

Pour deux trottoirs chargés

$$M_y = \frac{4 \times 0.315}{\pi} \times 7.6 \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 3.049\mu_\alpha$$

❖ Tableau Récapitulatif des moments M_y :

Désignation		M_0	Position 0b		Position 0.25b	
			My	My	My	My
			Négatif	Positif	Négatif	Positif
A(I)	1voie	35.13	1.67	-	1.48	0.23
	2voies	69.8	1.66	2.44	1.47	3.82
	3voies	104.7	0.71	4.92	1.57	4.51
	4voies	139.89	3.32	1.89	2.87	4.52
Bc	1file	31.153	1.79	-	1.78	-
	2files	57.11	1.94	0.65	1.63	2.001
	3files	73.98	1.68	3.08	1.41	4.06
	4files	83.07	1.42	4.05	1.26	3.82
Bt	1tandem	15.90	0.834	-	0.75	-
	2tandems	31.81	0.834	0.63	0.75	1.43
Br		4.94	-	0.77	-	0.73
Mc120		58.09	-	3.14	0.0209	1.47
D240		112.41	-	12.09	-	5.08
TR		2.28	0.184	-	0.158	-

Tab.8.5. Les valeur Des moments M_y pour les positions 0b et 0.25b

D'après le tableau précédent :

Le moment max en travée : $My^+ = 12.098 \text{ t.m}$ du au convoi D240.

Le moment max sur appuis : $My^- = -3.324 \text{ t.m}$ du à A(L) (4 voies chargées).

8.3/Etude de la flexion locale:

La flexion locale sera étudiée sur un panneau isolé.

8.3.1/Moment du à la charge permanente :

8.3.1.1/Moment M_a et M_b au centre de la dalle :

On utilise les abaques de PIGEAUD en fonction de (E, a et b)

E : Hauteur de répartition

$$E = \frac{3}{4} (\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2} (\text{épaisseur de la dalle})$$

b : la grand portée = 32.4 m

a : petit coté ,c'est le vide entre deux poutres a=0.49

$$M_1 \longrightarrow \rho = \frac{a}{b} \longrightarrow \rho = \frac{0.49}{32.4} \approx 0.015 \longrightarrow M_1 = 0.001$$

$$M_2 \longrightarrow \rho' = \frac{b}{a} \longrightarrow \rho' = \frac{32.4}{0.49} = 66.12 \longrightarrow M_2 = 0.002$$

❖ Calcul de la charge permanente :

$$\text{Poids propre du hourdis : } 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Poids propre du revêtement : } 0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$$

Poids de la dalle (hourdis + revêtement)

$$p = 0.625 + 0.176 = 0.801 \text{ t/m}^2$$

❖ Transversalement :

$$\begin{aligned} M_a &= (M_1 + \nu M_2) \times p \\ &= (0.001 + 0.20 \times 0.002) \times 0.801 \times 0.49 \times 32.4 \\ &= 1.78 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

❖ Le moment M_a est réduit a :

- En travée : $M^+ a = 0.8 M_a = 0.8 \times 1.78 \times 10^{-2} = 1.424 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M^- a = -0.5 M_a = -0.5 \times 1.78 \times 10^{-2} = -0.890 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

❖ Longitudinalement :

$$\begin{aligned}
 M_b &= (M_2 + \nu M_1) \times p \\
 &= (0.002 + 0.20 \times 0.001) \times 0.801 \times 0.49 \times 32.4 \\
 &= 2.8 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}
 \end{aligned}$$

❖ Le moment M_b est réduit a :

- En travée : $M^*b = 0.8 M_b = 0.8 \times 2.8 \times 10^{-2} = 2.24 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M^*b = -0.5 M_b = -0.5 \times 2.8 \times 10^{-2} = -1.4 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

8.3.2/Moment due à la surcharge A(L) :

❖ Longitudinalement :

$$\text{On a : } A(L) = 1.049 \text{ t/m}^2 \longrightarrow A(L) = 1.049 \times 0.49 \times 32.4 = 16.654 \text{ t}$$

On a les mêmes valeurs de M_1 et M_2 que le cas précédent donc :

$$M_b = (0.002 + 0.20 \times 0.001) \times 16.654 = 3.664 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$$

- En travée : $M^*b = 0.8 M_b = 0.8 \times 3.664 \times 10^{-2} = 2.93 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M^*b = -0.5 M_b = -0.5 \times 3.664 \times 10^{-2} = -1.83 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

❖ Transversalement :

$$M_a = (0.001 + 0.20 \times 0.002) \times 16.654 = 2.33 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$$

- En travée : $M^*a = 0.8 M_a = 0.8 \times 2.3 \times 10^{-2} = 1.84 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M^*a = -0.5 M_a = -0.5 \times 2.3 \times 10^{-2} = -1.15 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

8.3.3/Moment due à la surcharge B_C :

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 :

$L = \inf [\text{sup (entre axe des poutres de rive, largeur rouable), portée de la poutre}]$

$L = \inf [\text{sup (13.68m, 13.85m), 32.4m}]$

$L = 13.85 \text{ m}$

$G = \text{poids total d'une section de couverture de coté } 13.5\text{m}$

- Poids propre de l'hourdis : $0.25 \times 13.85 \times 15.95 \times 2.5 = 138.067 \text{ t}$
- Poids propre de revêtement : $0.08 \times (13.85)^2 \times 2.2 = 33.76 \text{ t}$
- Poids propre de superstructure : $13.85 \times 2 \times (0.817 + 0.06 + 0.1) = 27.062 \text{ t}$

Donc le poids total est :

$$G = 138.067 + 33.76 + 27.062 = 198.889 \text{ t}$$

Dans un panneau 13.85m on peut déposer que deux camion B_C d'où la surcharge :

$$S \text{ surcharge max} = 2 \times 30 = 60 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 13.85} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/60)}$$

$$\delta_{bc} = 1.159$$

❖ **longitudinalement :**

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 :

$$a = 0.49 \text{ m} ; \quad b = 32.4 \text{ m} \longrightarrow \text{infini} ; \quad E = 0.185 \text{ m}$$

a = 0.49m ne figure pas dans les abaques on prend a = 2 m.

$$\text{De l'abaque N°44} \longrightarrow M_b = 2220 \text{ kg.m/ml} = 2.22 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Le moment majoré est : } M'b = 2.22 \times 1.1 \times 1.159 \times 0.8 \times 1.2 = 2.717 \text{ t.m/ml}$$

Coefficient de pondération des surcharges : 1.2

Coefficient de réduction pour encastrement partiel sur appuis : 0.8

❖ **transversalement :**

De la même façon on tire le moment transversal de l'abaque N°9

$$M_a = 2495 \text{ kg.m/ml} = 2.495 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Le moment majoré est : } M'a = 2.495 \times 1.1 \times 1.159 \times 0.8 \times 1.2 = 3.053 \text{ t.m/ml}$$

8.3.4/Moment du à la surcharge Bt :

$$G = 198.889 \text{ t}$$

$$S \text{ surcharges max} = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 13.85} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/64)} = 1.1628$$

❖ **Longitudinalement :**

De l'abaque N°15 f (b=32.4m, a=2m, E=0.185m)

$$M_b = 1031.85 \text{ kg.m/ml} = 1.03185 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Le moment majoré est : } M'b = 1.03185 \times 1 \times 1.1628 \times 0.8 \times 1.2 = 1.1518 \text{ t.m/ml}$$

❖ **Moment transversal :**

De l'abaque N°10 on tire

$$M_a = 2280 \text{ kg.m/ml} = 2.28 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Le moment majoré est : } M'a = 2.28 \times 1 \times 1.1628 \times 0.8 \times 1.2 = 2.545 \text{ t.m/ml}$$

8.3.5/Moment due à la surcharge Br :

$$G = 198.889 \text{ t}$$

$$S \text{ surcharges max} = 10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 13.85} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/10)} = 1.115$$

❖ **Moment longitudinal :**

De l'abaque N°20 f (b=32.4m, a=2m, E=0.185m)

$$M_b = 1025 \text{ kg.m/ml} = 1.025 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Le moment majoré est : } M'b = 1.025 \times 1.115 \times 0.8 \times 1.2 = 1.1 \text{ t.m/ml}$$

❖ **Moment transversal :**

De l'abaque N°30 on tire

$$M_a = 1525 \text{ kg.m/ml} = 1.525 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Le moment majoré est : } M'a = 1.525 \times 1.115 \times 0.8 \times 1.2 = 1.632 \text{ t.m/ml}$$

8.3.6/Moment due à la surcharge Mc120 :

$$G = 198.889 \text{ t}$$

$$S \text{ surcharges max} = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 138.5} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/110)} = 1.197$$

❖ **Moment longitudinal :** néant❖ **Moment transversal :**

De l'abaque N°35 on tire

$$M_a = 2645 \text{ kg.m/ml} = 2.645 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Le moment majoré est : } M'a = 2.645 \times 1.197 \times 0.8 \times 1.2 = 3.039 \text{ t.m/ml}$$

8.3.7/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 ($\mu \times \nu$) :

$$\begin{cases} \mu = a + 2E = 0.49 + 2 \times 0.185 = 0.86 \text{ m} \\ \nu = b + 2E = 32.4 + 2 \times 0.185 = 32.77 \text{ m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\mu}{a} = \frac{0.86}{0.49} = 1.755 \\ \frac{\vartheta}{a} = \frac{32.77}{0.49} = 66.877 \end{array} \right. ; \quad \frac{\vartheta}{b} = \frac{32.77}{32.4} = 1.0114$$

On a $\rho = 0.015 \longrightarrow 0 < 0.015 < 0.2$

On fait une interpolation entre 0 et 0.2

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0 \\ \left(\frac{\mu}{a}, \frac{\vartheta}{a} \right) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.04 \\ M_2 = 0.0009 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.2 \\ \left(\frac{\mu}{a}, \frac{\vartheta}{b} \right) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.025 \\ M_2 = 0.0001 \end{array} \right.$$

Après interpolation :

$$\rho = 0.015 \longrightarrow M_1 = 0.03895 ; M_2 = 0.000844$$

❖ Transversalement :

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) \times p$$

$$P = 240 \times 0.49 / 3.2 = 36.75 \text{ t/ml}$$

$$= (0.03895 + 0.20 \times 0.000844) \times 36.75$$

$$= 1.437 \text{ t.m/ml}$$

❖ Le moment réduit :

$$M'a = 0.8 M_a = 1.15 \text{ t.m/ml}$$

❖ Longitudinalement :

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) \times p$$

$$= (0.000844 + 0.20 \times 0.03895) \times 36.75 = 0.317 \text{ t.m/ml}$$

❖ Le moment réduit :

$$M'b = 0.8 M_b = 0.253 \text{ t.m/ml}$$

8.4/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 encastree 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 encastres 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)

8.4.1/Système B_C :

De l'abaque N°15 → f (b=infini , a = 2 m , E=0.185 , A = 0.105m)

$$M_{cp} = 1503.5 \text{ kg.m/ml} = 1.5035 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1.5035 \times 1.1 \times 1.159 \times 1.2 = 2.3 \text{ t.m/ml}$$

8.4.2/Surcharge MC120 :

f (b=infini , a = 2 m , E=0.185 , A = 0.105m)

De l'abaque N°26 et N°25

$$A = 0.1 \longrightarrow M_{cp} = 1662.5 \text{ kg.m/ml}$$

$$A = 0.2 \longrightarrow M_{cp} = 1857.5 \text{ kg.m/ml}$$

Par interpolation :

$$A = 0.105 \longrightarrow M_{cp} = 1672.25 \text{ kg.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1.67 \times 1.197 = 2.001 \text{ t.m/ml}$$

Résumé des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis :

❖ Flexion général :

Moment en travée : 12.098 t.m

Moment sur appuis : -3.324 t.m

❖ Flexion locale :

	Moment longitudinal (t.m/ml)		Moment transversal (t.m/ml)	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
Charge permanente	2.24×10^{-2}	-1.14×10^{-2}	1.424×10^{-2}	-0.89×10^{-2}
Surcharge A(L)	2.93×10^{-2}	-1.83×10^{-2}	1.84×10^{-2}	-1.15×10^{-2}
Surcharge Bc	2.717		3.053	
Surcharge Bt	1.1518		2.545	
Surcharge Br	1.1		1.632	
Surcharge Mc120	/		3.039	
Surcharge D240	0.253		1.15	

Tab.8.6. Les valeurs du moment en travée et sur appui.

8.4.2.1/Moment de continuité :

$$M_{cp} = 2.001 \text{ t.m/ml}$$

8.4.2.2/Moment maximum :**❖ Transversalement :**

Moment en travée : $M_{\max} = 12.098 + 1.84 \times 0.01 + 3.053 = 15.1694 \text{ t.m}$

Moment sur appuis : $M_{\max} = 3.324 + 1.15 \times 10^{-2} + 2.001 = 5.3365 \text{ t.m}$

❖ Longitudinalement :

Moment en travée : $M_{\max} = 2.93 \times 10^{-2} + 2.717 = 2.7463 \text{ t.m}$

Moment sur appuis : $M_{\max} = 1.83.$

8.5/Etude de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est toujours maximal au voisinage de la charge qu'elle soit répartie ou localisée.

8.5.1/charge uniformément répartie sur toute la dalle :

L'effort tranchant est calculé pour une bande de 1 mètre de largeur

$$\text{Selon } x : T_x = \frac{p}{2l_y + l_x}$$

$$\text{Selon } y : T_y = \frac{p}{3l_y}$$

$$l_y = 32.4 \text{ m} ; l_x = 0.49 \text{ m}$$

$$p = 32.4 \times 0.49 \times (2.2 \times 0.08 + 0.25 \times 2.5) = 12.716 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{12.716}{2 \times 32.4 + 0.49} = 0.194 \text{ t/ml} \\ T_y = \frac{12.716}{3 \times 32.4} = 0.131 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

8.5.2/Effort tranchant du aux surcharges :

L'effort tranchant est calculé au voisinage des cotés u et v sur une bande de 1m de largeur, après diffusion des charge $u' = u + 2E$ et $v' = v + 2E$.

$$u < v : \left\{ \begin{array}{l} \text{Selon } u : T_u = \frac{p}{2v+u} \\ \text{Selon } v : T_v = \frac{p}{3v} \end{array} \right.$$

$$u > v : \left\{ \begin{array}{l} \text{Selon } u : T_u = \frac{p}{3u} \\ \text{Selon } v : T_v = \frac{p}{2u+v} \end{array} \right.$$

8.5.2.1/ Surcharge A (L):

$$A (L) = 1.049 \text{ t.m}^2$$

$$P = 1.049 \times 32.4 \times 0.49 = 16.654$$

Effort tranchant par unité de longueur :

$$\begin{cases} T_x = \frac{16.654}{2 \times 32.4 + 0.49} = 0.255 \text{ t/ml} \\ T_u = \frac{16.654}{3 \times 32.4} = 0.171 \text{ t/ml} \end{cases}$$

8.5.2.2/ Surcharge de type Br :

$$p = 10 \text{ t}$$

$$\text{Impact réel : } u \times v = 60 \times 30 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Impact après diffusion : } u' \times v' = 97 \times 67 = 6499 \text{ cm}^2$$

$$u' > v' : \begin{cases} \text{Selon } u' : T_{u'} = \frac{10}{3 \times 0.97} = 3.44 \text{ t/ml} \\ \text{Selon } v' : T_{v'} = \frac{10}{2 \times 0.97 + 0.67} = 3.83 \text{ t/ml} \end{cases}$$

8.5.2.3/ Surcharge Mc120 :

$$p = 110 \text{ t}$$

$$\text{Impact réel : } u \times v = 100 \times 610 = 61000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Impact après diffusion : } u' \times v' = 137 \times 647 = 88639 \text{ cm}^2$$

$$u' < v' : \begin{cases} \text{Selon } u' : T_{u'} = \frac{55}{2 \times 6.47 + 1.37} = 3.843 \text{ t/ml} \\ \text{Selon } v' : T_{v'} = \frac{55}{3 \times 6.47} = 2.833 \text{ t/ml} \end{cases}$$

8.5.2.4/ Système D240 :

$$\text{Impact réel : } u \times v = 0.45 \times 18.6 = 8.37 \text{ m}^2$$

$$\text{Impact après diffusion : } u' \times v' = 0.82 \times 18.97 = 15.55 \text{ m}^2$$

$$\text{Au milieu de } u : = \frac{36.75}{3 \times 18.97} = 0.646 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au milieu de } v : = \frac{36.75}{2 \times 18.97 + 0.82} = 0.948 \text{ t/ml}$$

Majoration des efforts tranchants :

$$T_{MC120} \times \delta_{MC120} : T_{u'} = 3.843 \times 1.07 = 4.11201 \text{ t}$$

$$T_{v'} = 2.833 \times 1.07 = 3.03131 \text{ t}$$

$$Br \times \delta_{Br} : T_u' = 3.44 \times 1.054 = 3.62576 \text{ t}$$

$$T_v' = 3.83 \times 1.054 = 4.03682 \text{ t}$$

Effort tranchant due à G + 1.2p :

❖ **Transversalement :**

$$T = 0.131 + 4.03682 \times 1.2 = 4.975 \text{ t}$$

❖ **Longitudinalement :**

$$T = 0.194 + 4.03682 \times 1.2 = 5.038 \text{ t}$$

8.6/ Ferrailage du hourdis :

8.6.1/ Ferrailage transversale :

8.6.1.1/ En travée :

μ : coefficient de frottement de remplissage.

M_u : moment à l'état limite ultime.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

γ_b : $\begin{cases} 1.5 & \longrightarrow \text{Cas courant.} \\ 1.15 & \longrightarrow \text{Cas accidentel.} \end{cases}$

$$M_u = 1.35 \times 1.84 \times 10^{-2} + 1.5 (12.098 + 3.053) = 22.751 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.833 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.751 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 19.833} = 0.226$$

Avec $b = 1 \text{ m}$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.25 = 0.225$$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{22.751}{15.1694} = 1.499$$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

$$\left. \begin{array}{l} 1.45 \longrightarrow 0.332 \\ 1.499 \longrightarrow \mu_c \\ 1.50 \longrightarrow 0.349 \end{array} \right\} \longrightarrow \mu_c = 0.348$$

$\mu \leq \mu_c \longrightarrow \text{oui}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.226}}{0.8} = 0.3246$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.3246) = 0.1957$$

$$\mu \leq 0.186 \longrightarrow \text{non} \blacktriangle \longrightarrow \epsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{0.3246} - 1 \right) = 7.282 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{cs} = 2.17 \times 10^{-3} < \epsilon_s \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{22.751 \times 10^{-2}}{0.1957 \times 435} = 26.725 \text{ cm}^2.$$

Soit : **9HA20**

8.6.1.2/ Sur appuis :

$$M_u = 1.35 \times 0.89 \times 10^{-2} + 1.5 (3.324 + 2.001) = 7.999 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 19.833 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.999 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 19.833} = 0.079$$

Avec $b = 1\text{m}$

$d = 0.9h$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.999}{5.3339} = 1.50$$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

$$\longrightarrow \mu_c = 0.314$$

$$\mu \leq \mu_c \longrightarrow \text{oui}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079}}{0.8} = 0.1029$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.1029) = 0.2157$$

$$\mu \leq 0.186 \longrightarrow \text{non} \blacktriangle \longrightarrow \epsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{0.1029} - 1 \right) = 30.51 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{es} = 2.17 \times 10^{-3} < \epsilon_s \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{7.999 \times 10^{-2}}{0.2157 \times 435} = 8.52 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA16**

8.6.2/ Longitudinalement :

8.6.2.1/ En travée :

$$M_u = 1.35 \times 2.24 \times 10^{-2} + 1.6 \times 2.717 = 4.377 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 19.833 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.377 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 19.833} = 0.0436$$

Avec $b = 1\text{m}$

$d = 0.9h$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.377}{2.1994} = 1.50$$

→ $\mu_c = 0.349$ Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)
 $\mu \leq \mu_c$ → oui

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0436}}{0.8} = 0.0557$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0557) = 0.22$$

$\mu \leq 0.186$ → oui ▲ → $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

$$\epsilon_{cs} = 2.17 \times 10^{-3} < \epsilon_s \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{4.377 \times 10^{-2}}{0.22 \times 435} = 4.57 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6 HA10**

8.6.2.2/ Sur appuis :

$$M_u = 1.35 \times 1.14 \times 10^{-2} = 1.539 \times 10^{-2} \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 19.833 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.539 \times 10^{-4}}{1 \times 0.225^2 \times 19.833} = 0.00015$$

Avec $b = 1 \text{ m}$

$d = 0.9h$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.539}{1.14} = 1.35$$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

→ $\mu_c = 0.297$

$\mu \leq \mu_c$ → oui

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00015}}{0.8} = 0.00019$$

$$Z = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.00019) = 0.225$$

$\mu \leq 0.186$ → oui ▲ → $\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1.539 \times 10^{-4}}{0.225 \times 435} = 0.016 \text{ cm}^2.$$

Section très faible on doit vérifier la condition de non fragilité.

$$\frac{A_{min}}{b \times d} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \longrightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.7}{500} \times 1 \times 0.225 = 2.8 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend $A_s = 2.8 \text{ cm}^2$

Soit : **4 HA10**

8.7/Vérification du poinçonnement :

Pour éviter d'avoir la rupture par poinçonnement les règles françaises préconisent de vérifier :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}$$

Q_u : charge concentrée à l'ELU ; $Q_u = 1.6P$

h_d : épaisseur de la dalle.

U_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

❖ **Roue Br** : $P = 10t$; $u = 60 \text{ cm}$; $v = 30 \text{ cm}$

$$u' = 60 + 2 \times 18.5 = 97 \text{ cm}$$

$$v' = 30 + 2 \times 18.5 = 67 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (97 + 67) = 328 \text{ cm} = 3.28 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 10 = 16 \text{ t} = 0.16 \text{ MN}$$

$$0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} = 0.045 \times 3.28 \times 0.25 \times 35 = 1.2915 \text{ MN}$$

$$1.2915 \geq 0.16 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

❖ **Roue Bc** : $P = 6t$; $u = 25 \text{ cm}$; $v = 25 \text{ cm}$

$$u' = 25 + 2 \times 18.5 = 62 \text{ cm}$$

$$v' = 25 + 2 \times 18.5 = 62 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (62 + 62) = 248 \text{ cm} = 2.48 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 6 = 9.6 \text{ t} = 0.096 \text{ MN}$$

$$0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} = 0.045 \times 2.48 \times 0.25 \times 35 = 0.9765 \text{ MN}$$

$$0.9765 \geq 0.096 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

❖ **Roue Bt** : $P = 8t$; $u = 60 \text{ cm}$; $v = 25 \text{ cm}$

$$u' = 60 + 2 \times 18.5 = 97 \text{ cm}$$

$$v' = 25 + 2 \times 18.5 = 67 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (97 + 67) = 328 \text{ cm} = 3.28 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 8 = 12.8 \text{ t} = 0.128 \text{ MN}$$

$$0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} = 0.045 \times 3.28 \times 0.25 \times 35 = 1.2915 \text{ MN}$$

$$1.2915 \geq 0.128 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

8.8/Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{T}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u \quad ; T : \text{étant l'effort tranchant maximum}$$

AN :

$$\frac{5.038 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225} \leq \text{Min} \left(0.15 \times \frac{35}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$0.22 \leq 3.5 \text{ MPa} \longrightarrow$ la condition est vérifiée.

Introduction

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau avant sa mise en service des contraintes opposant à celles produites par les charges qui le solliciteront.

Il existe deux procédés dans la technique de la précontrainte dans les ponts à poutres sous chaussée, ces deux méthodes se différencient dans la mise en tension des aciers de précontraintes, la première est la pré-tension : ce type consiste à la mise en tension des câbles de précontraintes avant le coulage du béton par l'utilisation des bancs de fabrication, dans ce procédé on peut atteindre des travées de 25m, la deuxième est la post-tension : c'est la mise en tension après le coulage et le durci-cément de béton, on peut atteindre des travées de 50m de longueur.

Comme la conception de notre pont est basée sur des travées de **33.4m** donc le procédé utilisé est la post-tension.

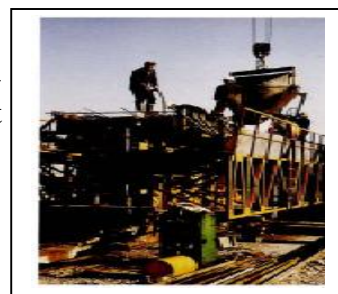
9.1/ Définition de la précontrainte par post-tension :

La précontrainte par post-tension est un procédé très motivant dans le monde des ouvrages d'art, car il nous permet de préfabriquer des pièces dans des unités de fabrication ou sur site. Il existe deux différentes possibilités de précontraintes par post-tension sont :

- ✓ Par câbles ou fils adhérents : cela suppose que le câble puisse glisser dans le béton sans créer des frottements, dans ce procédé on utilise un produit retardateur recouvrant les câbles avant le coulage du béton (graisse spéciale ou cire).
- ✓ Par câbles glissants dans des conduites disposées dans le ferrailage passif, ces gaines sont en générale métalliques ou plastiques.

9.1.1/ Stade de réalisation des poutres :

- 1) la mise en place du coffrage.
- 2) la mise en place des armatures passives.
- 3) mise en place et fixation des gaines sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- 4) la mise en place des plaques d'appui et des frettages adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement futur des ancrages.
- 5) Le coulage du béton : cette manipulation doit être conduite avec le plus grand soin de manière à obtenir un béton de très bonne Qualité tout en prenant précaution de ne pas endommager les gaines.



-coulage du béton-

- 6) Le durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum afin d'autoriser la mise en tension des câbles.
- 7) pendant le durcissement du béton on enfle les câbles dans les gaines toron par

toron, on précède alors par poussage à l'intérieure de la gaine.

8) La mise en place des plaques d'ancrage et des clavettes de blocage des torons.

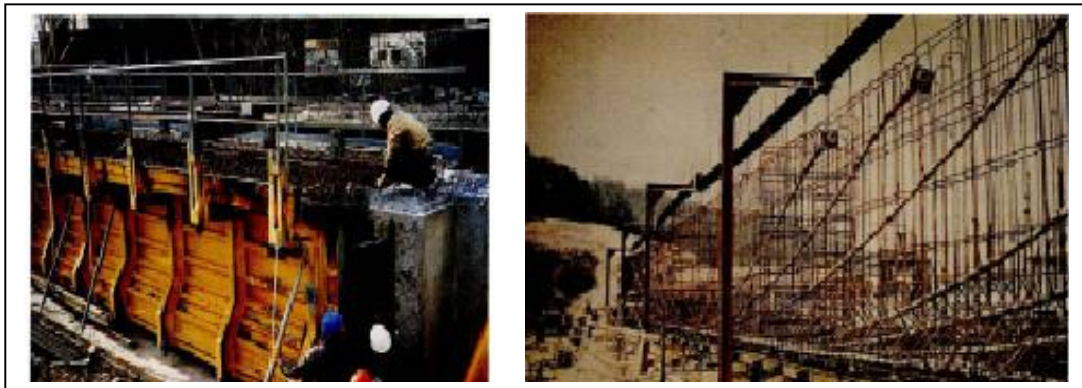


Fig.9.1. Procédé de fabrication des poutres.

9.1.2/ Mise en tension des câbles :

9.1.2.1/ la mise en tension des deux familles de précontrainte :

après avoir vérifié sur un épreuve d'information que le béton a atteint sa résistance requise, on entame la mise en tension des câbles de précontraint à 50 %, les câbles sont mis en tension à jeune âge pour limiter le risque de fissuration dû au retrait du béton.

9.1.2.2/ la mise en tension de la première famille de précontrainte :

c'est la mise en tension à 100 % des câbles de l'about, cette opération est menée de la même façon que la première et nécessite les mêmes précautions.

9.1.2.3/ Protection des armatures :

pour assurer une bonne protection des armatures de précontrainte contre la corrosion on procède, dans un délai au maximum de deux semaines, à l'injection du coulis de ciment, composé de :

- ✓ Ciment classe CPA 55.
- ✓ Eau dosé à 35% du poids du ciment.
- ✓ Plastifiant éventuel.

❖ cachetage :

C'est l'opération qui assure la protection et l'étanchéité au niveaux des enclaves. Cette opération se fait par :

- ✓ soit un cachetage en béton armé par des aciers laissés en attente, le confinement du coulis pendant cette opération étant alors assuré par un capot provisoire ;
- ✓ soit en utilisant un capot métallique injecté de coulis en même temps que les conduites

❖ **Manutention :**

dés que l'opération de mise en tension des câbles est terminée, la poutre peut être déplacée de son coffrage pour permettre la fabrication d'autres poutres. Pendant cette phase toutes les précautions doivent être prises pour garantir la stabilité des poutres au déversement ou au basculement. Sur l'aire de stockage les poutres reposent sur des longrines en béton armé équipées d'une cale de bois dur ou d'un feuillet de caoutchouc. Ces procédés protègent les poutres jusqu'à ce qu'elles seront transportées et mises en place dans leurs positions définitives.

9.2/ Dimensionnement de la précontrainte :

Dans ce paragraphe on détermine le nombre de câbles nécessaires pour reprendre les sollicitations dans la poutre.

9.2.1/ détermination de la force de la précontrainte et du nombre de câble :

9.2.1.1/Les caractéristiques de la poutre avec hourdis à mi travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section nette : } B = 0.8462 \text{ m}^2 \\ V' = 1.175 \text{ m} \\ V = 0.5742 \text{ m} \\ I_G = 0.1850 \text{ m}^4 \\ \rho = 45.19 \% \\ d' = 0.20 \text{ m} \\ h = 1,75 \text{ m} \end{array} \right.$$

Données :

$$d' \geq 1,5\Phi \text{ Avec } \Phi = 8,8 \text{ cm} \rightarrow d' = 0,132 \text{ cm}$$

La tension à l'origine du câble est définie à partir des contraintes :

$$M_{\max} = 675.288 \text{ t.m}$$

$$M_{\min} = 418.43 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 256.858 \text{ t.m}$$

❖ Aciers de précontrainte :

$$f_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{peg}} = 1674 \text{ MPa}$$

f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie

f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité

9.2.1.2/ détermination de la force de la précontrainte :

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

$$M_{\max} = M_G + M_{AL+TR} = 6.75 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = M_G = 4.18 \text{ MN.m}$$

La valeur minimale de la précontrainte P_{\min} doit être respectée dans tous les cas, le plus défavorable est celui qui apparaît en exploitation à long terme.

$$P \geq \frac{Mv'}{\frac{1}{A} + \frac{e_0 v'}{I}}$$

$$e_0 = v' - d = 1,175 - 1,5 \times 0,088 = 1,043 \text{ m}$$

$$\text{soit : } P \geq \frac{\frac{6.75 \times 1,175}{0,1850}}{\frac{1}{0,8462} + \frac{1,043 \times 1,175}{0,1850}} = 5,813 \text{ MN}$$

On dispose des câbles de **12T15S** (1800 mm^2)

9.2.1.2/ détermination du nombre de câble :

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

$$P_0 = \min \begin{cases} 0,8 \cdot f_{prg} \cdot A_p \\ 0,9 \cdot f_{peg} \cdot A_p \end{cases}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa} \quad f_{peg} = 1674 \text{ MPa} \quad A_p = 1800 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$P_0 = \min \begin{cases} 2,678 \text{ MN} \\ 2,710 \text{ MN} \end{cases}$$

Donc : $P_0 = 2,678 \text{ MN}$

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

$$P_{\min} \leq 0,75 n P_0 \Rightarrow n \geq \frac{5.813}{1.874} = 2,89$$

D'où : $n=3$ câbles de **12T15S**

9.2.2/ Vérification de la borne supérieure de précontrainte :

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

$$P_{\min} \cdot n \leq \bar{\sigma}_{bc} B - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$0,7 \cdot 2,678 \cdot 3 \leq 21 \cdot 0,8462 - \frac{2,568}{0,4519 \cdot 1,75}$$

$$5,623 MN \leq 14,509 MN \quad (\text{vérifiée})$$

9.2.3/ Détermination du nombre de câble à l'about :

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 : $P_m = 0,9 P_0 = 2,41 MN$

On utilise les caractéristiques de la poutre seule à mi-travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section nette : } B = 0,4852 \text{ m}^2 \\ V' = 0,8417 \text{ m} \\ V = 0,6583 \text{ m} \\ I = 0,1383 \text{ m}^4 \\ \rho = 0,4887 \\ h = 1,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = -\frac{Mv'}{I} = -\frac{1,546 \times 0,8417}{0,1383} = -9,412 MPa$$

Supposant que la mise en tension de la première famille a eu lieu au 14^{ème} jour du coulage ;

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \Rightarrow f_{cj} = 29,91 MPa$$

$$n \leq \frac{0,6F_{cj} - \sigma_1}{P \left(\frac{1}{A} + \frac{e_0 v'}{I} \right)}$$

$$n \leq \frac{0,6 \times 29,91 + 9,41}{2,678 \left(\frac{1}{0,4852} + \frac{0,6417 \times 0,8417}{0,1383} \right)}$$

$$n = 1,71$$

On disposera deux câbles sortants de l'about.

9.2.3/ Conclusion : On place deux câbles à l'about et un câble en extrados.

- 1^{ère} famille : 2 câbles à l'about.
- 2^{ème} famille : 1 câble en extrados.

9.3/ Vérification des contraintes normales :

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

9.3.1/ Première étape :

- Après le septième jour, la mise en tension est **50 %**.
- Les pertes considérées sont de **10 %**.
 $f_{c7} = 0,685 f_{c28} \log(7+1) = 21.65 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\max} = 13 \text{ MPa}$ ($\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$) en construction.

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

9.3.2/ Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles est de **100 %** à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de **25 %**.
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa}$

9.3.3/ 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, la section résistante reste celle de la poutre seule.

9.3.4/ Quatrième étape :

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- La mise en tension du troisième câble est faite à **100 %** à 56 jours.
- Les pertes considérées sont de **30 %**.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\max} = 17.5 \text{ MPa}$ ($\sigma_{\max} = 0,5 f_{cj}$) en exploitation la combinaison quasi permanente.

9.3.5/ Cinquième étape :

L'ouvrage est en service.

- Mise en tension est déjà faite à **100 %**.
- Les pertes considérées sont de **30 %**.
- $f_{cj} = 35 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{\max} = 21 \text{ MPa}$. ($\sigma_{\max} = 0,6 f_{cj}$) en exploitation la combinaison est fréquente.

9.3.6/ Vérification :

Pour chaque étape on fait vérifier les contraintes par la relation suivante :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + M) \geq -1,5 f_{tj} = \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + M) \leq 0,6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

❖ les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Désignation	étape 1	étape 2	étape 3	étape 4	étape 5
P_0 (MN)/câble	1,2	2	2	1,87	1,87
$P = P_0 n$ (MN)	2,4	4	4	5,62	5,62
$M_p = Pe_0$ (MN.m)	-1,54	-2,5668	-2,5668	-5,4795	-5,4795
M (MN.m)	1,8633	1,8633	3,1098	4,1843	6,75
V (m)	0,6583	0,6583	0,5742	0,5742	0,5742
v' (m)	-0,8417	-0,8417	-1,175	-1,175	-1,175
e_0 (m)	-0,709	-0,709	-1,043	-1,043	-1,043
I_n (m ⁴)	0,1383	0,1383	0,185	0,185	0,185
B_n (m ²)	0,4852	0,4852	0,8462	0,8462	0,8462
σ_{sup} (Mpa)	6,48492235	4,89540378	3,82164116	0,8336557	10,5848132
σ_{bt} (Mpa)	-2,84	-4,05	-4,05	-4,05	-2,7
σ_{inf} (Mpa)	6,91354526	3,96249055	-2,019390	-4,0120467	14,7108478
σ_{bc} (Mpa)	13	21	21	17,5	21
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tab.9.1. Vérification des contraintes normales

9.3.7/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.

9.4/ Disposition constructive des câbles :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré
 $P(x) = P_0 = \text{constante}$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

9.4.1/ Section d'about :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,5 m (**B = 0.5 m**) entre 2 câbles successifs.

$$Y_g = 0,82 \text{ m.}$$

$$Y_g = A_1 + B / 2 = 0,82 \text{ m.}$$

$$A_1 = 0.57 \text{ m.}$$

$$A_2 = 1.5 - (0.5 + 0.59) = 0.43 \text{ m.}$$

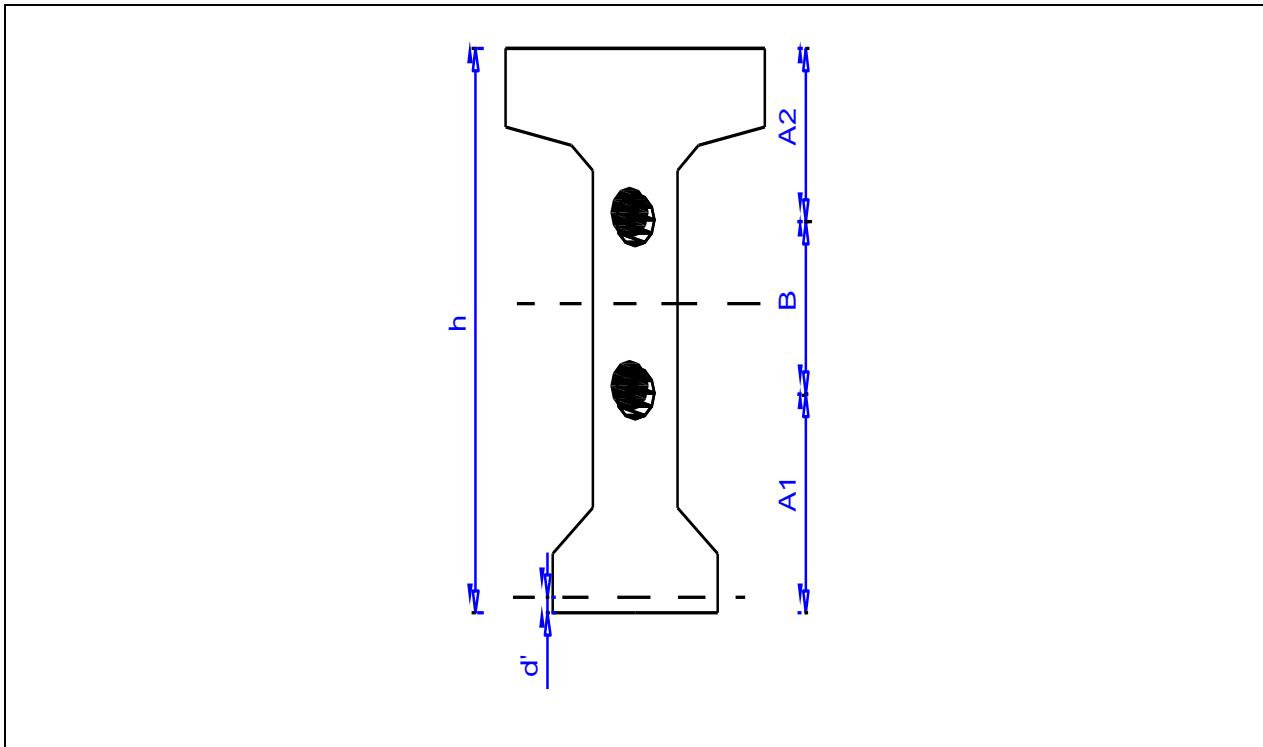


Fig.9.2. Section d'about

9.4.2/ Section médiane :

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

$$d_1 = 1,5 \phi = 13,2 \text{ cm}$$

$$d_2 = d_1 + \phi = 22 \text{ cm}$$

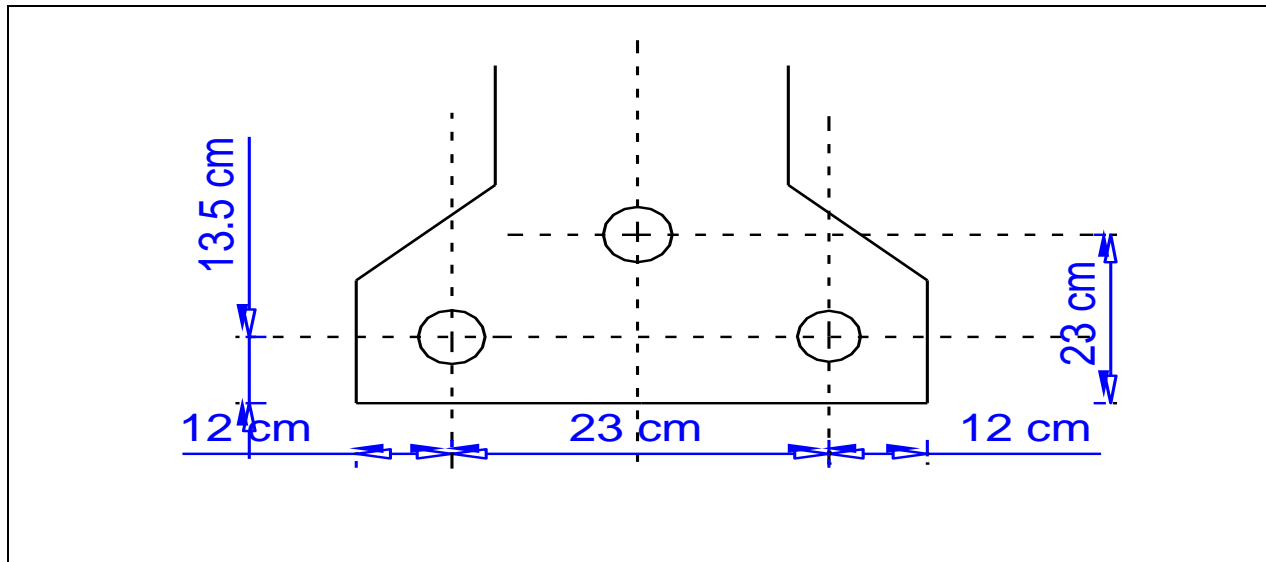


Fig.9.3. Disposition des câbles dans la section médiane.

9.4.3/ Tracé des câbles :

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = ax^2 + bx + c ;$$

$$Y' = 2ax + b ;$$

$$\text{tg } \alpha(x) = \frac{dy}{dx} = 2ax + b$$

9.4.3.1/ Câble n°1 : (câble de dessous)

$$Y_1 = A_1 x^2 + B_1 x + C_1$$

$$X = 0 \Rightarrow Y_1 = C_1 = 0,82 - 0,25 = 0,57 \text{ m} \quad \dots(1)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y_1 = 0,135 = A_1 (16,7)^2 + B_1 (16,7) + 0,57 \quad \dots(2)$$

$$X = 16,7 \Rightarrow Y_1' = 2 A_1 (16,7) + B_1 = 0 \Rightarrow A_1 = - B_1 / 16,7 \times 2 \quad \dots(3)$$

En remplaçant A_1 dans l'équation (2) on a : $- 16,7 B_1 / 2 + B_1 (16,7) = -0,455$

$$\Rightarrow B_1 = - 0,052$$

$$\text{D'où : } A_1 = 1,56 \cdot 10^{-3}$$

Donc :

$$Y_1 = 1,56 \cdot 10^{-3} X^2 - 0,052 X + 0,57$$

$$Y_1' = 3,12 \cdot 10^{-3} X - 0,052$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble n°1 sont regroupés dans le tableau suivant :

Xi	Yi	α°	COS α
0	0,57	3,09097	0,99855
0,5	0,54439	2,9987	0,99863
2	0,47224	2,72179	0,99887
4	0,38696	2,35239	0,99916
5	0,349	2,16761	0,99928
6	0,31416	1,98279	0,9994
8	0,25384	1,61302	0,9996
8,35	0,2445671	1,5483	0,99963
10	0,206	1,24312	0,99976
12	0,17064	0,87312	0,99988
14	0,14776	0,50304	0,99996
16	0,13736	0,13293	1
16,7	0,135	0,00338	1

Tab.9.2. Tracé du câble n°1

9.4.3.2/ Câble n°2 : (câble de dessus)

Son équation s'obtient de la même façon que la 1^{er} câble :

$$Y_2 = 3,35 \cdot 10^{-3} X^2 - 0,112 X + 1,07$$

$$Y'_2 = 6,70 \cdot 10^{-3} X - 0,112$$

❖ Les abscisses et les angles en tous points du câble n°2 sont regroupés dans le tableau suivant :

Xi	Yi	α°	COS α
0	1,07	6,50364	0,99356
0,5	1,0148375	6,31053	0,99394
2	0,8594	5,73034	0,995
4	0,6756	4,95493	0,99626
5	0,59375	4,56652	0,99683
6	0,5186	4,17769	0,99734
8	0,3884	3,39892	0,99824
8,35	0,36837038	3,2625	0,99838
10	0,285	2,61888	0,99896
12	0,2084	1,83788	0,99949
14	0,1586	1,05619	0,99983
16	0,1356	0,2741	0,99999
16,7	0,135	0,00033	1

Tab.9.3. Tracé du câble n°2

9.4.3.3/ Câble n°3 : câble sortant de l'extrados :

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de $\alpha = 24^\circ$ (standard), le câble présente une partie courbe parabolique et une autre intermédiaire rectiligne d'une longueur de 2m.

$$Y_3 = A_3 X^2 + B_3 X + C_3$$

$$X = 0 \Rightarrow Y_3 = C_3 = 1,5 \text{ m} \quad \dots (1)$$

$$X = 10,7 \Rightarrow Y_3 = 0,23 = A_3 (10,7)^2 + B_3 (10,7) + 1,5 \quad \dots (2)$$

$$X = 10,7 \Rightarrow Y'_3 = 2 A_3 (10,7) + B_3 = 0 \Rightarrow A_3 = - B_3 / 21,4 \quad \dots (3)$$

$$10,7 < X < 11,7 \Rightarrow Y_3 = \text{constant.}$$

En remplaçant A_3 dans l'équation (2) on aura :

$$B_3 = -0,237 \text{ D'où : } A_3 = 0,0111$$

$$Y_3 = 0.0111 X^2 - 0.237 X + 1.5$$

$$Y'_3 = 0.0222 X - 0,237$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble n°3 sont regroupés dans le tableau suivant :

X_i	Y_i	α°	$\text{COS}\alpha$
0	-	-	-
0,5	-	-	-
2	-	-	-
3,35	-	-	-
5	0,592	8,45465	0,98913
6	0,475	5,95278	0,99461
8,35	0,294	3,42795	0,99821
10	0,235	0,88972	0,99988
10,7	0,23	0	1
11,7	0,23	0	1

Tab.9.4. Tracé du câble n°3

9.5/ Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections.**9.5.1/ Caractéristiques géométriques nettes :**

$$B_n = B_{br} - nB(\phi) \text{ Avec } B(\phi) = \frac{\pi Q^2}{4} : \begin{cases} n : \text{nombre de trous} \\ \phi : \text{diamètre de la gaine} \end{cases}$$

$$v'_{net} = \frac{v'_{brut} B_{brut} - \sum y_i B(\phi)}{B_{net}} \text{ Et } v_{net} = h - v'_n$$

$$I_n = I_{br} + B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - [B(\phi) \sum (y_i - v'_n)^2]$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{v'_n v_n B_n}$$

❖ Les résultats sont regroupés dans les tableaux (9.5) et (9.6) respectivement la poutre seule et la poutre plus dalle.

caractéristique \ Xi	0	L/4	L/2
Bn (m²)	0,6314	0,4925	0,4925
v'_n (m)	0,8289	0,8552	0,8668
v_n (m)	0,6711	0,6448	0,6332
I_n (m⁴)	0,1114	0,1347	0,1294
ρ_{net}	0,316	0,4959	0,4788

Tab.9.5. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre seule.

caractéristique \ X i	0	L/4	L/2
Bn (m²)	1,0143	0,8728	0,8728
v'_n (m)	1,1269	1,19	1,1966
v_n (m)	0,6231	0,56	0,5534
I_n (m⁴)	0,2062	0,175	0,1658
ρ_{net}	0,2895	0,3008	0,2869

Tab.9.6. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre avec dalle.

9.5.2/ Caractéristiques géométriques homogènes :

$$B_h = B_n + K \cdot n \cdot A_p \quad \text{Avec : } K = \frac{E_p}{E_l} = 5 \text{ ; coefficient d'équivalence instantané.}$$

n : Nombre de trous.

A_p : Section des câbles.

$$v'_h = \frac{B_n v'_n + 5 A_p \cdot \sum y_i}{B_h} \quad \text{Et} \quad v_h = h - v'_h$$

$$I_h = I_n + B_n (v'_h - v'_n)^2 + 5 \sum (v'_h - y_i)^2 A_p$$

$$\rho_h = \frac{I_h}{v'_h \cdot v_h \cdot B_h}$$

- ❖ Les caractéristiques géométriques homogénéisées de la poutre plus dalle sont données dans le tableau (9.7)

caractéristique \ Xi	0	L/4	L/2
B_h (m ²)	1,0323	0,8998	0,8998
V'_h (m)	1,1262	1,1688	1,1656
V_h (m)	0,6238	0,5812	0,5844
I_h (m ⁴)	0,2087	0,1892	0,1927
ρ_h	0,2879	0,3095	0,3145

Tab.9.7. Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre avec dalle.

9.6/ Calcul des pertes :

D'une façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée 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 époque donnée.

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

- ❖ **Les pertes instantanées :**

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

- ❖ **Les pertes différées :**

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

9.6.1/ Perte instantanées :

9.6.1.1/ Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{(-f\alpha(x) - \varphi(x))}). \quad (\text{B.P.E.L})$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{(-f\alpha(x) - \varphi(x))} \approx \sigma_{p0} [1 - f\alpha(x) - \varphi(x)]$$

$$\Delta\sigma_f \approx \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - f\alpha(x) - \varphi(x)]$$

$$\Delta\sigma_{f(x)} \approx \sigma_{p0} (f\alpha + \varphi)(x)$$

Tel que :

$$\alpha = \theta(x) - \theta_0$$

$\theta(x) = dY_i/dx$; Y_i : est l'équation de la parabole.

α : L'angle de relevage du câble en rad.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,2/\text{rad}$. (ALGA).

φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/m$. (ALGA).

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{p0} = \min [0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}]$$

Section	N° câble	α (rad)	$f\alpha + \varphi$	$\Delta\epsilon_f$ (Mpa)	$\Delta\epsilon_{f \text{ moy}}$ (Mpa)
0,25L	1	0,00312	0,002624	32,6026	37,0507
	2	0,0067	0,00334	41,4988	
	3	0,0222	0,00644	80,0157	80,0157
0,5L	1	0,00312	0,002624	65,2053	74,1014
	2	0,0067	0,00334	82,9976	
	3	0,0222	0,00644	102,5351	102,5351

Tab.9.8. Pertes dues au frottement.

9.6.2.2/ Pertes dues au recul à l'ancrage :

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 par le frottement entre de câble et sa gaine.

Au bout d'une certaine distance « d » à partir de laquelle les pertes s'annulent.

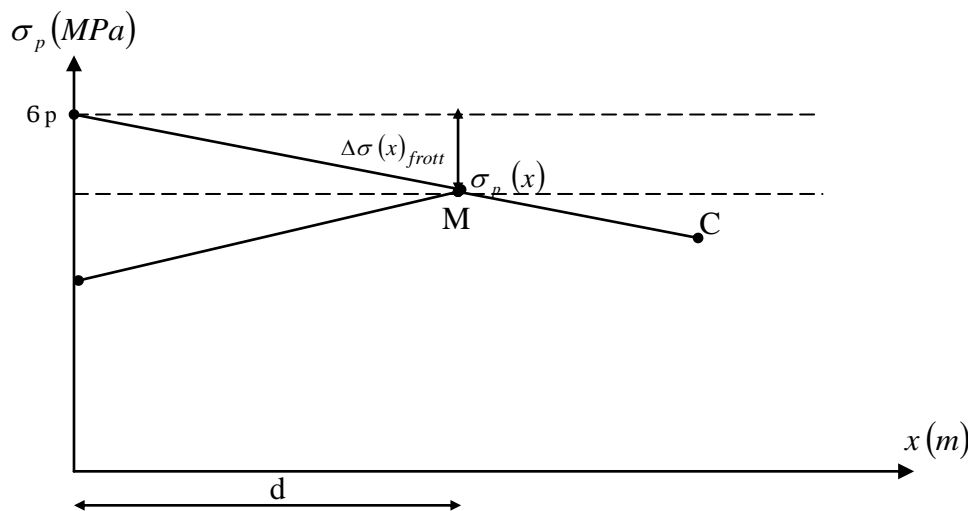


Fig.9.4. Pertes par glissement

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. D'après ALGA.

E_A : module d'élasticité de l'acier = 200000 MPa.

L : longueur du câble (calculée à l'aide du logiciel AUTO CAD)

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'encrage $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.

d : la distance d'ancrage.

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) x$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{recul} = \Delta\sigma_{recul} \left(1 - \frac{X}{d} \right)$$

❖ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

N° du câble	L (m)	α (rad)	$f(\alpha/L)+\theta$	d	$\Delta\sigma_{recul}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{recul}$ à 0L (Mpa)	$\Delta\sigma_{recul}$ à L/4 (Mpa)	$\Delta\sigma_{recul}$ à L/2 (Mpa)
1	33,41	0,00312	0,002	19,98	118,92	118,92	69,221	19,522
2	33,47	0,0067	0,002	19,88	118,325	118,325	68,626	18,927
3	23,58	0,0222	0,0022	14,14	92,577	0	54,668	15,975

Tab.9.9. Pertes dues au recul d'ancrage.

9.6.2.3/ Pertes par 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. Ces pertes sont exprimées comme suit :

❖ **Effet de la 1ère famille sur elle-même :**

$$\left(\Delta\sigma_p \right)_{rac} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}} \cdot \sigma_{cj}$$

$$J = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \quad \rightarrow \quad Eb_{i28} = 36000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cj} = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot ep_1 + nAp \left[\sigma_{p0} - \left(\Delta\sigma_p \right)_f - \left(\Delta\sigma_p \right)_g \right] \left[\frac{e_1^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

Avec :

E_p : Module de Young.

Eb_{ij} : D'élasticité longitudinale instantanée du béton.

n : Nombre de câbles tirés.

$\Delta\sigma_{cj}$: Contrainte de compression sous l'action des charges à la mise en tension au niveau du câble moyen.

$$M_g(x) = g_p \cdot \left(\frac{l-x}{2}\right)x \quad \text{Avec } g_p = 1,42 \text{ t/ml}$$

$$e_{p_1} = -v' + y_1$$

$$n = 2 \text{ câbles}$$

$$A_p = 1800 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

❖ Effet de la 2ème famille sur elle-même :

$$\Delta \sigma_{rac} = \frac{n-1}{2n} \frac{Ep}{Eb_{ij}} \sigma_{cj}$$

$$j = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \rightarrow Eb_{i28} = 36000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cj} = M_g^{p+d} \cdot e_{p_2} + n \cdot A_p \left[\sigma_{p_0} - (\Delta \sigma_p)_g - (\Delta \sigma_p)_f \right] \left[\frac{e^2_{p_2}}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

$$g = g_{poutre} + g_{dalle} = 2,75 \text{ t/ml}$$

$$M_g^{p+d} = g \cdot \left(\frac{l-x}{2}\right)x$$

❖ Effet de la dalle sur la 1ère famille :

$$(\Delta \sigma_p)_{rac} = \frac{M_g}{I_n} \cdot e_{p_1} \cdot \frac{Ep}{Eb_{i28}}$$

$$g = g_{dalle} = 1,33 \text{ t/ml}$$

$$M_g = g \left(\frac{l-x}{2}\right) \cdot x$$

$$j = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \rightarrow Eb_{i28} = 36000 \text{ MPa}$$

$$e_{p_1} = -V'(PS) + y_1$$

$$Ep = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

❖ Effet de la 2ème famille sur la 1ère famille :

$$(\Delta \sigma_p)_{rac} = K \cdot \frac{Ep}{Eb_{ij}} \left[n \cdot A_p \cdot \sigma_{cj} \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_{p_1} \cdot e_{p_2}}{I_n} \right) \right]$$

$$\sigma_{cj} = [\sigma_{p_0} - (\Delta \sigma_{f_2} + \Delta \sigma_{g_2})]$$

$$K = 1$$

$$Eb_{ij} = Eb_{i28} = 36000 \text{ MPa} \quad (j = 56^{\text{ème}} \text{ jour})$$

❖ Effet des compléments sur la 1ère famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e_{p_1} \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}}$$

$$M_c = g_c \cdot \left(\frac{l-x}{2}\right) x$$

$$g_c = g_T - (g_p + g_d) = 0,439 \text{ t/ml}$$

$$E_{b_{ij}} = Eb_{i28}$$

❖ Effet des compléments sur la 2ème famille :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e_{p_2} \cdot \frac{Ep}{Eb_{i28}}$$

Position	0	L/4	L/2
ep1	0	-0,86	-1,04
ep2	---	-0,89	-0,94
Mpg (x) MN.m	0	1,48	1,98
Mdg (x) MN.m	0	1,39	1,85
Mp+d MN.m	0	2,87	3,83
Mc MN.m	0	0,46	0,61
$\Delta\sigma$ CJ 1/1	7,807678175	32,99904879	36,90604011
$\Delta\sigma$ rac (Mpa)1/1	10,84399747	45,83201221	51,25838904
($\Delta\sigma$ p)rac (Mpa)D/1	---	-54,46259177	-83,39773313
($\Delta\sigma$ p)rac (Mpa)2/1	---	112,4132338	134,5399612
2/2.	---	0	0
$\Delta\sigma$ rac (Mpa)C/1	---	-18,02359152	-27,498712
$\Delta\sigma$ rac (Mpa)C/2	---	-16,88525942	-25,14167955

Tab.9.10. Les pertes par raccourcissement instantané du béton

❖ Tableau récapitulatif des pertes instantanées :

Position	Colonne1	0	L/4	L/2
câble d'about	raccourcissement	10,843	85,7590	74,9019
	frottement	0	37,0507	74,1014
	recul	118,62	68,92	19,22
	total	129,463	191,729	168,223
câble à l'extrados	raccourcissement	-	-16,8852	-25,1416
	frottement	-	80,0157	102,5351
	recul	-	54,668	15,975
	total	-	117,798	93,368

Tab.9.11. Tableau récapitulatif des pertes instantanées de précontrainte.

9.6.1/ Perte différée :

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure sera précontrainte. Elles résultent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes ces pertes sont réparties comme suit :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par relaxation des armatures.
- Pertes par fluage du béton.

9.6.3.1/ Pertes par retrait du béton :

C'est un raccourcissement naturel due essentiellement à l'évaporation de l'excédent de l'eau de gâchage ce qui engendre de légères déformations dans le béton. Les pertes par retrait sont données par la formule :

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(t_0)] E_p \quad [Mpa] \quad (\text{Article 3.3.21.BPEL91}).$$

Avec :

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m}$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de cette section}} \quad [cm]$$

$$\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4} \text{ (Nord d'Algérie).}$$

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

t_0 : Le jour de la mise en tension.

position	0	L/4	L/2
(Δσ p) p 1F	61,21486536	53,49864546	56,33448476
(Δσ p) p 2F		63,57357071	66,90092675

Tab.9.13. Pertes dues à la relaxation des armatures.

9.6.3.3/ Pertes par fluage :

Le fluage est un phénomène de déformation du béton lorsqu’il est soumis à une contrainte maintenue de compression. Les câbles étant ancrés sur le béton subissent la même déformation donc diminution de leur tension.

Le BPEL propose la formule simplifiée permettant de calculer cette chute de tension :

$$(\Delta\sigma_p)_{fluage} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}}$$

σ_p : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est fonction des charges permanentes et de la précontrainte.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est obtenue à la mise en précontrainte.

❖ **1ère famille : (28ème jour) :**

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^p}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

❖ **2ème famille : (56ème jour) :**

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^{(p+d+e)}}{I_n} \cdot e_{n_2} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_2}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_2} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_2}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[\frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

En appliquant les formules précédentes, on trouve les résultats suivants :

Position	0	L/4	L/2
6_M 1ère famille	7,745855559	30,26778032	34,06031547
6_b 1ère famille	7,075301508	26,13982256	27,78076517
$(\Delta 6)$ fluage 1ère famille	82,33976149	313,3755716	343,5615591
6_M 2ème famille	-	10,97435626	8,246412925
6_b 2ème famille	-	28,5715934	31,0259949
$(\Delta 6)$ fluage 2ème famille	-	219,6997203	218,1800435

Tab.9.14. Pertes dues au fluage.

❖ Tableau récapitulatif des pertes différées :

Position	Colonne1	0	L/4	L/2
câble d'about	retrait	47,856	45,6312	45,6312
	relaxation	61,2148	59,5274	63,2446
	fluage	82,3397	96,6479	153,4976
	total	191,4105	412,50	445,52
câble à l'extrados	retrait	-	40,8862	40,8862
	relaxation	-	61,9643	65,3537
	fluage	-	56,4863	75,2481
	total	-	324,1594	325,9662

Tab.9.15. Tableau récapitulatif des pertes différées de précontrainte.

❖ Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau (9.16) :

Position	0	L/4	L/2
$\Delta 6_{TOT}$	320,87	1046,1864	1033,0772
% $\Delta 6_{TOT}$	10,78	23,43	23,14

Tab.9.16. Valeurs des pertes totales.

L'estimation des pertes à 25% est vérifié après le calcul, donc le nombre de câbles est bel et bien vérifié et égale à 3 câbles de 12T15S.

Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier que la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est-à-dire vérifié le non dépassement tangentielle aux contrainte limites dans toutes les phases de constructions et de service, en choisissant la section la plus sollicitée de cette dernière.

- Les contraintes normales sont déjà vérifiées dans le chapitre 09 (Tab.10.1)

10.1/ Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au dessus de l'axe neutre, (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de la poutre seule, et pour les étapes 4 et 5 on prend celle de la poutre + hourdis).

b_n : Épaisseur nette de l'âme (m)

I : Moment d'inertie de la section considérée (m⁴)

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + 2 \sigma_t / 3)$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j

σ_t : la contrainte de la précontrainte appliquée

$$\sigma_t(y) = \frac{P}{B_n} \quad \text{Avec} \quad P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

$$V_{red} = T_G + T_P$$

T_G = effort tranchant dû au poids propre

T_P = % de la mise en tension x A_p x σ_i ($\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2$)

$$\sigma_i = \sigma_{po} - \Delta \sigma \quad (\sigma_{po} = 1488 \text{ MPa})$$

$\Delta \sigma$: pertes pour chaque étape :

10.1.1/ A l'about :

Étape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about

Étape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$ avec : $\Delta\sigma_d$ pertes différées à l'about

Étape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

10.1.2/ A l'extrados :

Étape 1 : $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l'about

Étape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$

Étape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{about}} + \Delta\sigma_{\text{extrados}}$; avec : $(\Delta\sigma_{\text{about}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d ; \Delta\sigma_{\text{extrados}} = \sigma_i \text{ extrados})$

Étape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\text{about}} + \Delta\sigma_{\text{extrados}}$; avec : $(\Delta\sigma_{\text{about}} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d ; \Delta\sigma_{\text{extrados}} = \sigma_i \text{ extrados})$

10.1.3/ Vérification :**10.1.3.1/ A l'about : X=0,00L :**

$$b_n = 0,35 - 0,08 = 0,27 \text{ m}$$

Désignation	T_G	T_P	V_{red}	τ_{red}	f_{ij}	ϵ_t	τ
Étape 1	0,23	-0,201	0,029	0,10	1,99	3,80	1,89
Étape 2	0,23	-0,335	-0,105	-0,37	2,7	6,33	2,73
Étape 3	0,44	-0,335	0,105	0,37	2,7	6,33	2,73
Étape 4	0,51	-0,313	0,197	0,05	2,7	5,76	2,65
Étape 5	0,56	-0,313	0,247	0,069	2,7	5,76	2,65

Tab.10.1. Tableau de vérification de la contrainte tangentielle à l'about.

10.1.3.2/ En travée : X=0,25L :

$$b_n = 0,21 - 0,08 = 0,13 \text{ m}$$

Désignation	TG	TP	Vred	τ_{red}	f_{tj}	ϵ_t	τ
Étape 1	0,17	0	0,17	0,960	1,99	4,946	2,051
Étape 2	0,17	0	0,17	0,960	2,7	8,244	2,975
Étape 3	0,33	0	0,33	1,864	2,7	8,244	2,975
Étape 4	0,38	-0,269	0,110	0,624	2,7	6,641	2,774
Étape 5	0,44	-0,269	0,170	0,963	2,7	6,641	2,774

Tab.10.2. Tableau de vérification de la contrainte tangentielle en travée.

10.1/ Vérification à la rupture :**10.2.1/ Sécurité à la rupture en flexion :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RB} \\ 1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RA} \end{array} \right.$$

M_{RA} : le moment résistant à la rupture des armatures de précontrainte

M_{RB} : le moment résistant à la rupture du béton.

10.2.1.1/ Calcul de M_{RA} :

$$M_{RA} = 0,9 h \times F$$

$$h = 175 - 0,15 = 1,6 \text{ cm}$$

$$F = \omega f_{prg} \Rightarrow F = 3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 1860 = 10,04 \text{ MN}$$

$$M_{RA} = 10,04 \times 0,9 \times 1,6 = 14,4 \text{ MN.m}$$

10.2.1.2/ Calcul de M_{RB} :

➤ **Pour l'âme :**

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 b_0 \times h^2 \times f_{c28}$$

L'épaisseur de l'âme $b_0 = 0,21 \text{ m}$.

La hauteur utile $h = 1,6 \text{ m}$.

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times 0,21 \times 1,6^2 \times 35 = 6,58 \text{ MN.m}$$

➤ **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 ($h_0 = 11+25 = 36 \text{ cm}$) constituant la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b - b_0) (h - h_0 / 2) h_0 f_{c28}. \\ 0,35 (b - b_0) h^2 f_{c28}. \end{array} \right.$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (1,52 - 0,21) (1,6 - 0,36 / 2) 0,36 \times 35. \\ 0,35 (1,52 - 0,21) 1,6^2 \times 35. \end{array} \right.$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 18.75 \text{ MN.m} \\ 41.08 \text{ MN.m.} \end{cases}$$

Alors:

$$M_{RB \text{ hourdi}} = 18.75 \text{ MN.m}$$

Donc:

$$M_{RB} = M_{RB \text{ hourdi}} + M_{RB \text{ âme}} = 6.58 + 18.75 = 25.33 \text{ MN.m}$$

10.2.2/ Moment de fissuration :

Le moment de fissuration est le moment qui provoque 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.

$$\sigma_{rc} = \frac{P}{B_n} + \frac{p \times e_p \times v'}{I} + \sigma_{tb} = \text{MPa}$$

$$M_f \times v' / I = 50.55 \Rightarrow M_f = 50.55 \times 0.16 / 1.19 = 6.79 \text{ MN.m}$$

$$M_f = 6.79 < 14.46 \text{ MN.m.}$$

10.2.3/ Sécurité :

10.2.3.1/ Par rapport au béton :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times 4.18 + 1,5 \times 1.93 = 8.53 \text{ MN.m.}$$

$$M_{RB} = 25.33 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow \quad 0.7 M_{RB} = 17.73 \text{ MN.m}$$

$$\text{Donc :} \quad 8.53 \text{ MN.m} < 17.73 \text{ MN.m}$$

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,7 M_{RB}. \text{ Vérifiée.}$$

10.2.3.2/ Par rapport aux aciers :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 8.53 \text{ MN.m.}$$

$$M_{RA} = 14.4 \text{ MN.m.} \quad \Rightarrow \quad 0,9 M_{RA} = 12.96 \text{ MN.m}$$

D'où :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,9 M_{RA}. \text{ Vérifiée.}$$

Donc :

La sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

10.3/ Justification des contraintes tangentielles :**10.3.1/ Armatures transversales de peau :****10.3.1.1/ Calcul de l'effort tranchant ultime**

$$V_{ru} = 1.35V_G + 1.5 V_Q - 0,75 \sum P \sin \alpha = 0.76 - 0.33 = 0.43 \text{ MN.}$$

$$\text{D'où le cisaillement ultime } \tau_u = \frac{0.43 \times 0.138}{0.27 \times 0.20} = 1.09 \text{ MPa}$$

L'inclinaison des bielles est telle que : $\text{tg} 2\beta_u = 2\tau_u / \sigma_{xu}$

$$\text{Avec } \sigma_{xu} = \frac{P}{B} = \frac{4.86}{1.01} = 4.81 \text{ MPa ; On choisit les armatures transversales :}$$

2HA8 pour $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 1.81}{4.81} = 0.75 \quad \text{D'où } \beta_u = 18.48^\circ \text{ borné inférieurement à } 30^\circ$$

$$\text{tg } \beta_u = \text{tg } 30^\circ = 0.577$$

10.3.1.1/ Minimum d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1,15} \geq (\tau_u - f_{tj} / 3) \text{tg} \beta_u = (1.09 - 0.9) 0.577 = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } \frac{A_t}{S_t} \geq 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Soit } \left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} = \frac{0.6 \times 0.27 \times 1.15}{400} = 4.65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Nous retiendrons donc un cadre 2HA10 ($A_t = 1.57 \text{ cm}^2$) avec un écartement de 15 cm à l'appui et sur une longueur $h/2 \approx 1 \text{ m}$ et un espacement 25 cm à mi travée

10.3.1.2/ L'écartement maximum des cadres :

$$S_t \leq \min(0,8h, 3b_0, 1m) = \min(0,8 \cdot 1,5 ; 3 \cdot 0,47 ; 1m) = 1m \quad \text{Vérfié}$$

10.3.1.2/ Justification des bielles de béton :

Il suffit de vérifier que :

$$\tau_{u\ red} \leq \frac{f_{cj}}{6}$$

$$\tau_{u\ red} = 1,81 \leq \frac{35}{6} = 5,833 \text{ MPa} \quad (\text{Vérfiée})$$

10.4/ Étude de la zone d'about :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où un grand nombre d'armatures passives sont concentrées.

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.

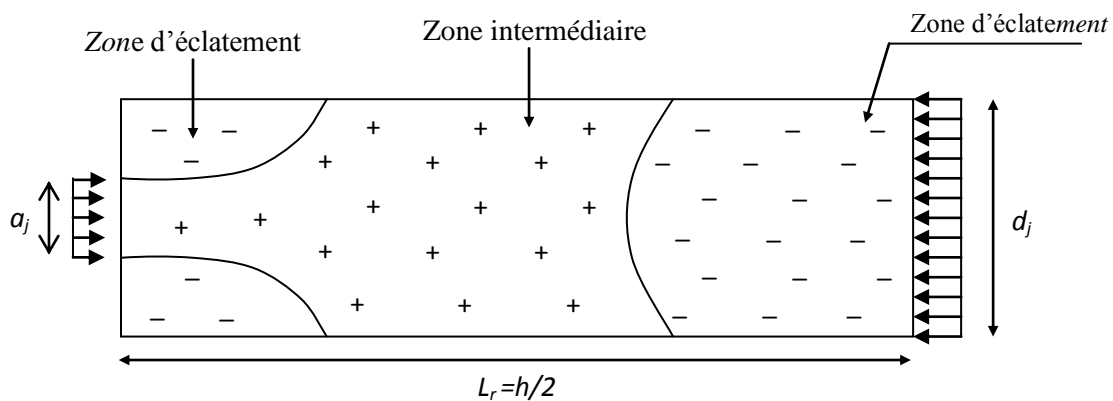


Fig.10.1. Zones de régularisation

10.4.1/ Etude de la première zone de régularisation :

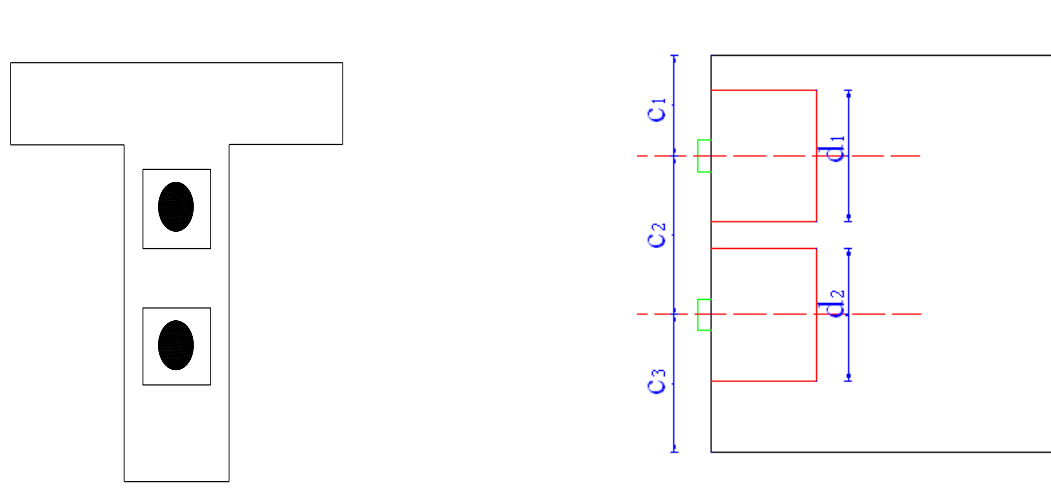


Fig.10.2. Zone d'about

$$C_1 = 0.43\text{m} ; C_2 = 0.5\text{m} ; C_3 = 0.57\text{m}$$

$$d_1 = \min(2c_1, c_2) = 50 \text{ cm}$$

$$d_2 = \min(c_2, 2c_3) = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d_{\min} = 50 \text{ cm} = d_j$$

10.4.1.1/ Zone de surface :

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface A_s donnée par la formule

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{P_{j_0}}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

$$\text{Avec : } P_{j_0} = P_0 = \sigma_{p_0} \cdot A_p = 2,6784 \text{ MN}$$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = 266,67 \text{ MPa}$$

- **Plan vertical :**

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{2,6784}{266,67} = 4,018 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Soit 2 cadres de HA12 ; } A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

- **Plan horizontal :**

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{2 \cdot 2,6784}{266,67} = 8,033 \cdot 10^{-4} m^2$$

Soit 2 cadres de HA12. $A_s = 8,04 cm^2$

10.4.1.2/ Zone intermédiaire comprimée

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec : $b = 0,47 m$; $d_j = 0,50 m$

- **Au 7^{ème} jour :** $f_{c7} = 23,179 MPa$

$$\sigma_{m7} = \frac{0,5 \cdot 2,6784}{0,47 \times 0,5} = 5,69 MPa \leq 15,45 MPa \quad (\text{Vérfiée})$$

- **Au 28^{ème} jour :** $f_{c28} = 35 MPa$

$$\sigma_m = \frac{2,6784}{0,47 \times 0,5} = 11,39 MPa \leq 23,33 MPa \quad (\text{Vérfiée})$$

10.4.1.3/ Zone d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σ_{teg} doit vérifier :

- **Plan vertical :** $\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$

Au 7^{ème} jour : $f_{t7} = 1,99 MPa$

$$\sigma_{te7} = 0,5 \left(1 - \frac{0,26}{0,5} \right) \frac{0,5 \cdot 2,678}{0,47 \cdot 0,5} = 1,36 MPa$$

$$\sigma_{te7} = 1,36 MPa \leq 2,489 MPa \quad (\text{vérfiée})$$

Au 28^{ème} jour : $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te28} = 0,5 \left(1 - \frac{0,26}{0,5} \right) \cdot \frac{2,678}{0,5 \cdot 0,47} = 2,73 \text{ MPa} \leq 3,37 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

- **Plan horizontal :** $\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{b} \right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj}$

Au 7^{ème} jour : $f_{te7} = 1,99 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te7} = 0,5 \left(1 - \frac{0,26}{0,47} \right) \cdot \frac{0,5 \cdot 2,6784}{0,5 \cdot 0,47} = 1,27 \text{ MPa} \leq 2,489 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

Au 28^{ème} jour : $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

$$\sigma_{te28} = 0,5 \left(1 - \frac{0,26}{0,47} \right) \cdot \frac{2,6784}{0,5 \cdot 0,47} = 2,54 \text{ MPa} \leq 3,37 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

10.4.1.4/ Ferrailage d'éclatement :

- **Plan vertical :**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{a_{j'}}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left(1 - \frac{0,26}{0,5} \right) \cdot \frac{2,678}{\frac{2}{3} 400} = 12,05 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{\max P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,678}{\frac{2}{3} 400} = 15,06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 15,06 \text{ cm}^2$$

On dispose 4 cadres de HA16 ($16,08 \text{ cm}^2$)

- **Plan horizontal :**

$$A_e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \left(1 - \frac{a_{j'}}{b} \right) \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,25 \left(1 - \frac{0,26}{0,47} \right) \cdot \frac{2,678}{\frac{2}{3} 400} = 11,21 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \frac{\max P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} = 0,15 \cdot \frac{2,678}{\frac{2}{3} 400} = 15,06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_e = 15,06 \text{ cm}^2$$

On dispose 4 cadres HA16 ($16,08 \text{ cm}^2$) autour de chaque plaque d'ancrage.

10.4.2/ Etude de la deuxième zone de régularisation :

L'about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumis d'une forces de précontrainte P_j qui introduit les contraintes $\sigma(P_j)$ et $\tau(P_j)$

Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées.

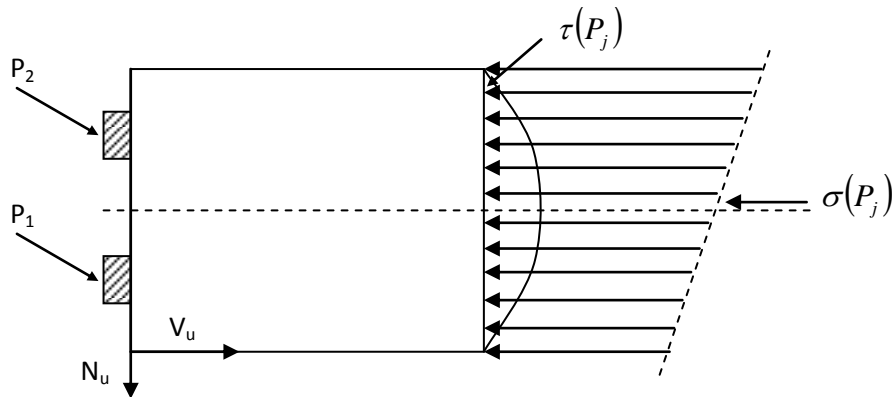


Fig.10.3. Concentration des contraintes.

La contrainte de cisaillement maximal est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1,5 f_{ij}$$

$$\text{Avec : } \tau_x = \frac{2 \cdot V_x}{b L_r} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$L_r = h/2$: Longueur de régularisation.

b : Largeur de la section.

τ_x : Contrainte de cisaillement due à V_x

V_x : l'effort tranchant dans la position x

$$V_x = P_0 (\text{SIN}_{\alpha 1} + \text{SIN}_{\alpha 2}) + q \cdot l/2$$

$$V_x = -2,678 \cdot 0,75 (\text{SIN } 2,99 + \text{SIN } 6,31) + 3,189 \cdot 31,9/2 = 0,182 \text{ MN}$$

$$\tau_x = (2 \cdot 0,182) / (0,47 \cdot 0,75) = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} = 1,03 + 1,81 = 2,84 \leq 4,05$$

10.4.3/ Ferrailage complémentaire :

$$A_c = \frac{|V_{xe \max}| - N_{tc}}{\sigma_{s \lim}} \quad \text{Avec :} \quad V_{xe \max} = V_{x \max} \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_{x \max}} \right)^2 \right]$$

$$V_{xe \max} = 0,92 \text{ MN}$$

$$N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - b \int_t \tau dt \quad N_{tc} = \sum P_i \sin \alpha_i - \frac{b \sum P_i \sin \alpha_i}{I_n b_1} \int_t S(t) dt$$

N_{tc} : l'effort normal ou V_{xe} égale à $V_{xe \max}$

$$N_{tc} = 0,09 \text{ MN}$$

$$\sigma_{s \lim} = 266,67 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_c = 31,12 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s + A_e = 4,52 + 16,08 = 20,6 \text{ cm}^2$$

$A_c > (A_s + A_e) \Rightarrow$ D'où la section à mettre en place est la différence.

$A_c - (A_s + A_e)$ Est répartie sur $\frac{2}{3} l_r$

$$A_c - (A_s + A_e) = 10,52 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7 \text{ cadres HA14}$$

10.5/ 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.

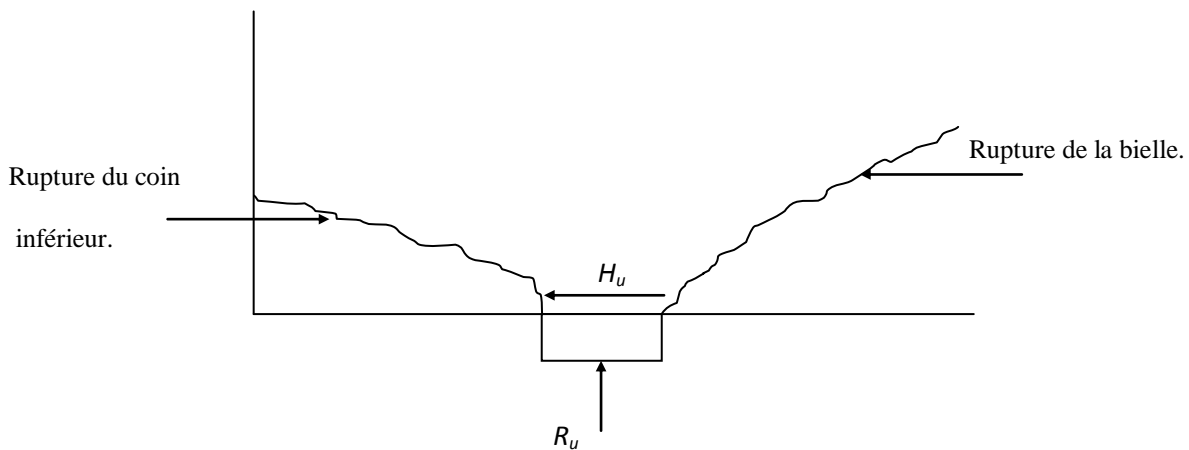


Fig.10.5. Rupture de la bielle et du coin inférieur.

10.5.1/ 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 dépasse l'angle d'application β_u Donnée par la formule.

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

Avec :

$$\sigma_{yu} = 0 \Rightarrow \text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu}}$$

La condition à vérifier : $\text{tg } \theta \leq \text{tg } \beta_u$

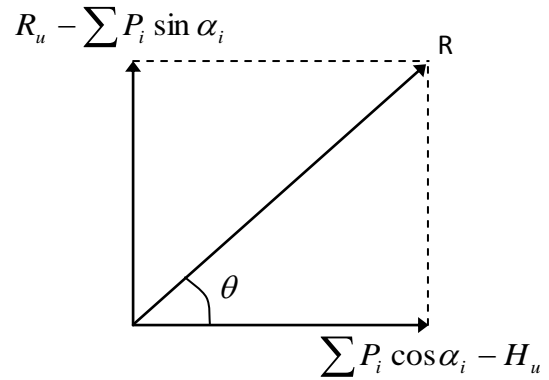


Fig.10.6. La résultante des forces.

Le calcul consiste au premier lieu à rechercher le niveau r de la poutre tel que donné dans la formule :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i) \text{cotg } \beta_u$$

\bar{P}_i : Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite.

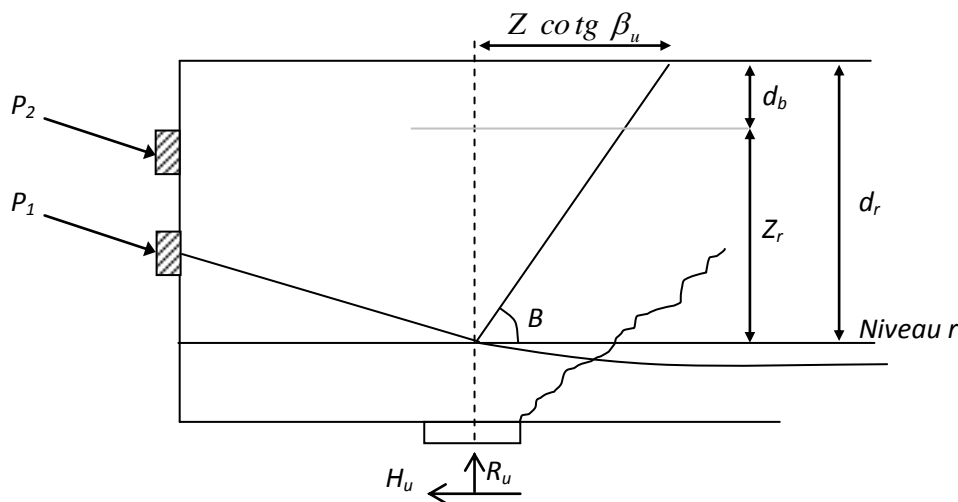


Fig.10.7. Représentation de la bielle d'about.

10.5.2/ Application à notre projet :

$$R_u = 1,35V_G + 1,6(V_{AL} + V_T) = 0,77 \text{ MN}$$

$$H_u = [1,35(H_{flu} + H_{ret}) + 0,8T^\circ] = 0,69 \text{ MN}$$

$$\bar{P}_i = \min \begin{cases} 1,2(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot A_p = 2,52 \text{ MN / câble} \\ \frac{f_{prg} \cdot A_p}{1,15} = 2,91 \text{ MN / câble} \end{cases}$$

$$\bar{P}_i = \min(2,52 ; 2,91) = 2,52 \text{ MN / câble} \quad \tau_u = \frac{0,71 \times 0,138}{0,27 \times 0,20} = 1,81 \text{ MPa}$$

$$V_{u\text{red}} = R_u - \sum \bar{P}_i \sin \alpha_i = 0,43 \text{ MN}$$

$$\tau_{u\text{red}} = \frac{V_{u\text{red}} \cdot S}{I \cdot b_n} = \frac{0,43 \cdot 0,138}{0,27 \cdot 0,20} = 1,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i}{B_h} = 4,86 \text{ MPa}$$

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{xu}} = 0,45 \Rightarrow \beta_u = 12,08^\circ \quad \text{On prend } \beta_u = 30^\circ$$

10.5.2.1/ Recherche du niveau r :**Câble N°1 :**

$$\bar{P}_1 \cos \alpha_1 - H_u \geq (R_u - \bar{P}_1 \sin \alpha_1) \text{co tg } \beta_u$$

$$2,52 \cos 3,09^\circ - 0,69 \geq (0,76 - 2,46 \sin 3,09^\circ) \text{co tg } 30^\circ$$

$$1,82 \geq 1,12 \quad (\text{Vérifiée})$$

Donc la condition est vérifiée, d'où le niveau « r » correspond au niveau du câble N°1.

Conclusion :

La fissure due à la bielle va s'arrêter au niveau d_r .

$$d_r = h - y_{câble1} = 1,5 - 0,57 = 0,93 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = d_r - 0,1h = 0,78 \text{ m}$$

$$Z = \frac{2}{3} h = 1,00 \text{ m}$$

D'où : $Z > Z_r$, il faut majorer la section par le coefficient $\frac{Z}{Z_r} = 1,25$ et $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures est donc : $A'_t = \frac{Z}{Z_r} \cdot A_t = 1,96 \text{ cm}^2$

$A'_t = 1,96 \text{ cm}^2$ Soit 1 cadre HA16

10.5.3/ 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 : $\text{tg } \alpha \leq \text{tg } \phi$

Avec :

α : Angle de la résultante avec la normale à P_i .

ϕ : Angle de frottement interne du béton, le BPEL donne $\phi = \text{arc tg } \frac{2}{3}$

Il faut vérifier que :

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \cdot \frac{1,5 - \text{tg } \theta}{1 + 1,5 \text{tg } \theta}$$

10.5.3.1/ Au niveau du câble N°1 :

$$\text{tg } \theta = \frac{0,46}{0,50} = 0,92$$

$$\lambda = \frac{1,5 - \text{tg } \theta}{1 + 1,5 \text{tg } \theta} = 0,24$$

$$\sum \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u = 4,33 \text{ MN}$$

$$(R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \lambda = 0,15 \text{ MN}$$

Donc :

$$4,33 \geq 0,15 \quad (\text{Vérifiée})$$

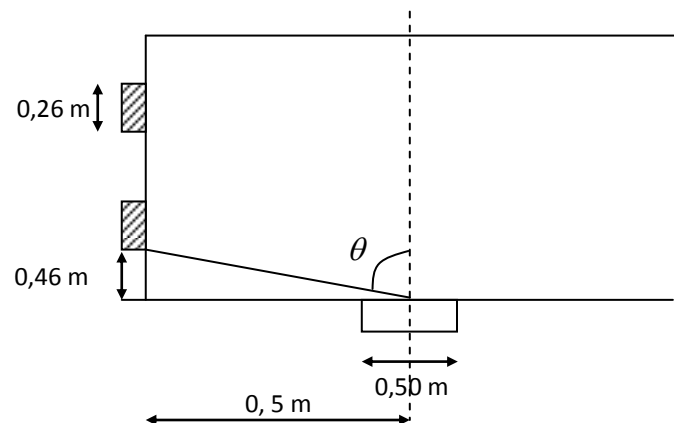


Fig.10.8. Coin inférieur.

10.4.3.2/Calcul de la section d'acier minimal :

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{2}{3} = \frac{0,46}{x}$$

$$x = 0,69 \text{ m} > 0,50 \text{ m}$$

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 :

$$A_{l\min} = \frac{0,04 R_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \cdot (5 - 4K)$$

$$A_{l\min} = \frac{0,04 \cdot 0,76}{400 / 1,15} \cdot 5 = 4,37 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 (4,52 cm²)

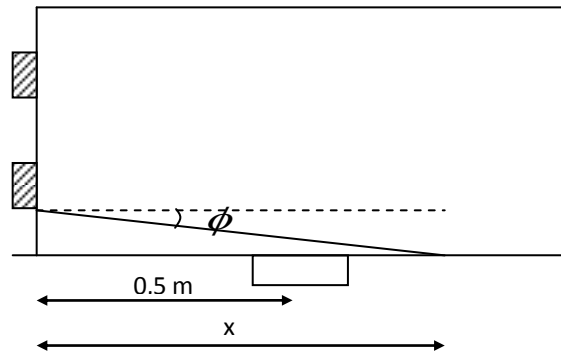


Fig.10.9. Plan de rupture

Remarque

Les cadres et les étiers doivent maintenir les armatures longitudinales qui ont un double Rôle

- Elles permettant d'avoir une cage d'armatures passives peu déformation avant le bétonnage de la poutre
- Après bétonnage, ces armatures servent essentiellement à limiter les fissurations susceptibles de se produire avant la mise en tension, sous l'action du retrait ; du fluage..
- On les appelle aussi les armatures de peau la de la poutre

10.6/Les armatures passives longitudinales :

La section théorique à prendre en compte est donnée par :

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{BT}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \quad \text{Avec :}$$

Bt : désigne l'aire de la partie tendue du béton.

σ_{bt} : contrainte maximale de traction du béton.

N_{BT} : Effort résultant équivalent aux contraintes de traction exercées sur l'aire du béton tendu.

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal théoriquement n'est pas nécessaire, on disposera comme même un ferrailage pour palier aux problèmes de limitation des fissures du béton,

répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera 4 ϕ 20 en nappe inférieure dans le talon et 6 ϕ 20 sur les deux périmètres latéraux du talon.

10.6.1/ Armatures longitudinales de peau :

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations de température.

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien répartir le ferrailage.

La section à prendre en compte est donnée par :

$$A_{\min} \geq 0,1\% \text{ de la section du béton}$$

$$A = 0,1\% \times 10143 = 10,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\min} \geq 10,149 \text{ cm}^2$$

On disposera 3HA12 sur chaque parement latérale et 6HA12 en nappe supérieure $A = 10,18 \text{ cm}^2$

10.5.2/ 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 $St = 15 \text{ cm}$ à l'about et à 20 cm en travée.

10.5.3/ Armatures supérieures de la table de compression : IJ

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

$$\text{Le poids propre : } q_1 = 0,065 \times 2,5 \times 1,00 = 0,16 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Le béton frais hourdis : } [1 \times 0,25] \times 2,5 \times 1,00 = 0,62 \text{ t/ml.}$$

Une surcharge de 450 kg/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de la construction.

$$q_1 = 1,5 \times 0,45 \times 1 \times 1,00 = 0,675 \text{ t/ml}$$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$$\text{Le moment est : } M = \frac{qt^2}{2} = 0,013 + 0,31 + 0,393 = 0,716 \text{ t.m/ml.}$$

$$A_s = 0,98 \text{ cm}^2.$$

On prend 4HA8 tous les 25 cm.

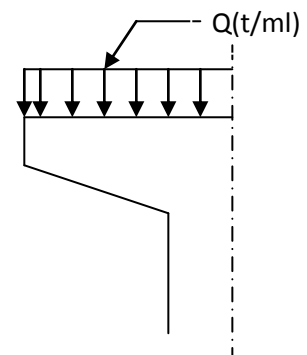


Fig.8.5. chargement de la poutre

Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent se produire librement sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pourquoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté à la rotation et les déplacements d'appui.

11.1/ Flèches et contre flèches :**11.1.1/ 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 répartie à raison de « q/ml ».

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5ql^4}{384.E_v.I}$$

E_v : module de déformation différée (longue durée)

$l = 32.4$ m

$q = 3.19$ t/ml

I : inertie de la poutre + hourdis

$$E_v = 3700^3 \sqrt{\sigma'_{28}} = 3700^3 \sqrt{35} = 1.21 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$f_G = \frac{5 \times 3.19 \times 10^{-2} \times (32.4)^4}{384 \times 1.21 \times 10^4 \times 0.20} = 0.19 \text{ m}$$

$$f_G = 19 \text{ cm}$$

11.1.2/ 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.

$$M = \sum N_i e_{pi} \quad , \quad N_i = \sum P_i \cos \alpha_i \quad , \quad P_i = 0,75.P_0$$

e_{pi} : L'excentricité des câbles.

		0	L/4	L/2
N	N ₁	4,001	4,01	4,017
	N ₂	-	2	2,0085
e _{pi}	e _{p1}	-0,3	-0,86	-1,04
	e _{p2}	-	-0,89	-0,94
M _p (MN.m)		-1,2	-5,2286	-6,06567

Tab.11.1. Valeurs des moments dus à la précontrainte

Le diagramme des moments M :

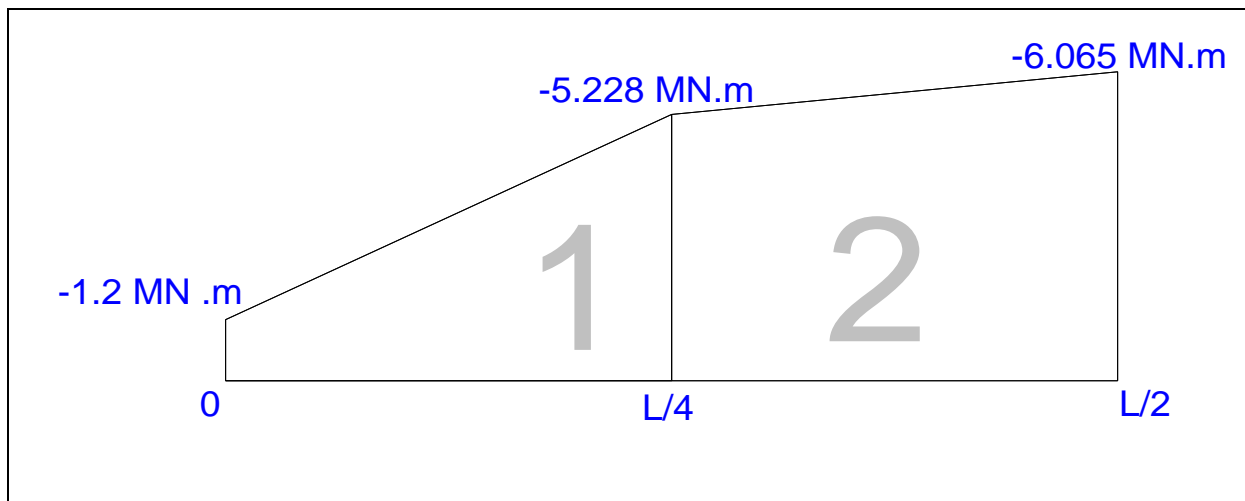


Fig.11.1. Diagramme des moments

❖ Calcul du moment statique :

	Aire (m ²)	Distance/0	SΔ/0 (m ³)
1	-26,83	5,05	-135,4127
2	-47,15	12,62788107	-595,4045
Σ			-730,8172

Tab.11.1. Calcul du moment statique

$$f_p = \frac{-730.8172}{1.21 \times 10^4 \times 0.20} = -0.30m$$

D'où :

$$f_p = 30 \text{ cm}$$

11.1.3/ Flèche de surcharge

Le poids du au AL + trottoir

$$P = 14.45 + 0.315 = 14.765 \text{ t/ml}$$

$$q = 14.765 / 10 = 1.47 \text{ t/ml par poutre}$$

$$E_i = 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{GS} = \frac{5ql^2}{384EI} = \frac{5 \times 1.47 \times 10^{-2} \times (32.4)^4}{384 \times 3.6 \times 10^4 \times 0.20} = 0.029 \text{ m}$$

$$f_{GS} = 2.9 \text{ cm}$$

11.1.4/ 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 :

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_G) = \frac{3}{4}(29 - 19) = 7.5 \text{ cm}$$

En fin on aura :

❖ **En service à vide :**

$$f = f_p + f_G + f_C = -30 + 19 + 7.5 = -3.5 \text{ cm}$$

❖ **En service en charge :**

$$f = f_p + f_G + f_C + f_{GS} = -3.5 + 2.9 = -0.6 \text{ cm}$$

X-2- Calcul des rotations :**X-2-1- Rotation sous le poids propre :**

$$\theta_p = \frac{qL^2}{24 \times E_v \cdot I}$$

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à l'about.

E_v : module d'élasticité différée du béton

$$E_v = 1.21 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \theta_G = \frac{3.19 \times 10^{-2} \times (32.4)^2}{24 \times 12.1 \times 10^5 \times 0.20} = 0.5 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_G = 0.5 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

11.2.2/ 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.

$$\int_0^L M dx = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} M dx = 2 \times 68.98 = -137.96 m^2$$

$$\text{D'où : } \theta_p = \frac{-137.96}{2 \times 12.1 \times 10^5 \times 0.20} = -0.028 \text{ rd}$$

$$\theta_p = -28.5 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

11.2.3/ Rotation du au surcharge (AL + T):

$$\theta_s = \frac{qL^2}{24 \times E_v \cdot I}$$

$$\theta_s = \frac{1.47 \times 10^{-2} \times (32.4)^2}{24 \times 12.1 \times 10^5 \times 0.20} = 0.26 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_s = 0.26 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

11.2.4/ Rotation total:

❖ En service à vide :

$$B = B_G + B_p = 0.5 \times 10^{-3} - 0.028 = -23 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

❖ En service en charge :

$$B = B_G + B_p + \theta_s = -23 \times 10^{-3} + 0.00026 = -22.74 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

11.3/ Calcul des déplacements :**11.3.1/ Déplacement du à une rotation d'appui :**

$$\Delta\theta = \frac{\theta \cdot h}{2} = 0.0228 \times \frac{1.50}{2} = 0.0171 \text{ m}$$

$$\Delta\theta = 1.71 \text{ m}$$

11.3.2/ Déplacement du au retrait :

$$\Delta h_{ret} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

$$\Delta h_{ret} = 3 \times 10^{-4} \cdot \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \cdot \frac{32.4}{2} = 4.8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta h_{ret} = 0.48 \text{ cm}$$

11.3.3/Déplacement du au fluage :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} \cdot \frac{\Delta \sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :

$$E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{flu} = 153,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{32,4}{2} \cdot \frac{153,5}{2 \cdot 10^5}$$

$$\Delta h_{flu} = 1,24 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta h_{flu} = 0,12 \text{ cm}$$

11.3.4/ Déplacement du a la variation de température :

$\Delta L = \pm 1 \times 10^{-4}$ Pour variation de température de $\pm 10^\circ\text{C}$ pour chaque appui on a :

$$\Delta t = \pm 1 \times 10^{-4} \frac{L}{2} = \pm 1 \times 10^{-4} \cdot \frac{32,4}{2}$$

$$\Delta t = \pm 0,162 \text{ cm}$$

11.3.5/ Déplacement total :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta \theta + \Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta t = \frac{2}{3} (1,71 + 0,48 - 0,12) + 0,162$$

$$\Delta_{\max} = 1,54 \text{ cm}$$

Introduction :

Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements et rotations.

12.1/ Appareil d'appui :**12.1.1/ Dimensionnement des appareils d'appuis :**

D'après le document SETRA BT N°4/1974 :

Hauteur nette de l'élastomère : $T \geq \frac{U_1}{0,5}$

U_1 : déformation lente (retrait, fluage, température)

- ✓ Dus au fluage $\Delta f = 0,124$ cm
- ✓ Dus au retrait $\Delta r = 0,48$ cm
- ✓ Dus à la température $\Delta T = 0,162$ cm

Avec : $U_1 = \Delta r + \Delta T + \Delta f = 0,766$ cm = 7,66 mm.

Donc : $T \geq 7,66 / 0,5 = 15,32$ mm on prend **T = 40 mm**.

On prendra : **T = 40 mm = 4cm** ; Soit : **4 feuilles de 10mm**

12.1.1.1/ Hauteur totale de l'appareil d'appui :

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère

t_s : épaisseur d'une frette

SETRA BT N°4/1974 $\Rightarrow t = 10$ mm, $t_s = 3$ mm

$\Rightarrow H_{\text{Totale}} = 52$ mm

XI-1-1-2- Détermination de la section :

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_{\text{moy}} = \frac{N_{\text{max}}}{a.b} \leq 15\text{MPa} \quad \text{avec :}$$

- σ_{moy} : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}
- N_{max} : réaction d'appui.
- 2 MPa : condition de non cheminement.
- 15 MPa : condition de non écrasement.

Tel que : $N_{\text{max}} = V_G + V_{\text{AL+T}} = 0.74$ MN

D'où : $0.049 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,372 \text{ m}^2$

12.1.1.3/ Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Condition de non - flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

$5T \leq a \leq 10T$ $200\text{mm} \leq a \leq 400\text{mm}$

On prend $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{a = 250\text{mm}} \\ \mathbf{b = 350\text{mm}} \end{array} \right.$

Donc on optera pour un appareil type : « **CIPEC 350x250x4(10+3)** »

Nous avons donc :

3 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5 \text{ mm}$

4 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3\text{mm}$.

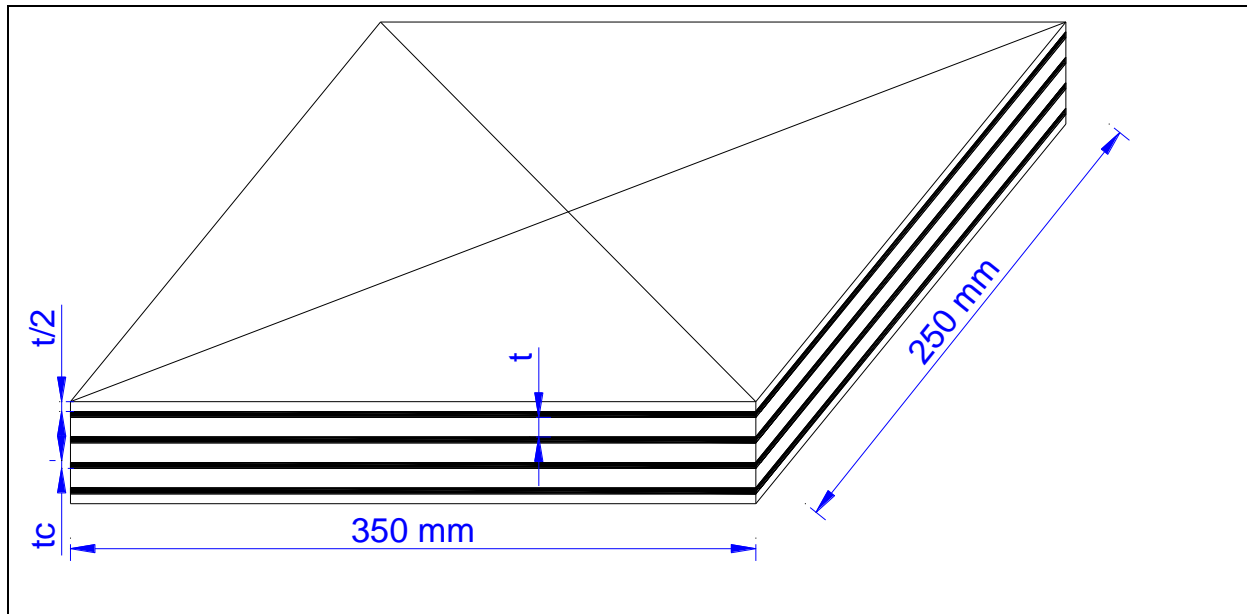


Fig.12.1. Appareil d'appui

12.1.2/ Dimensionnement de dé d'appui :

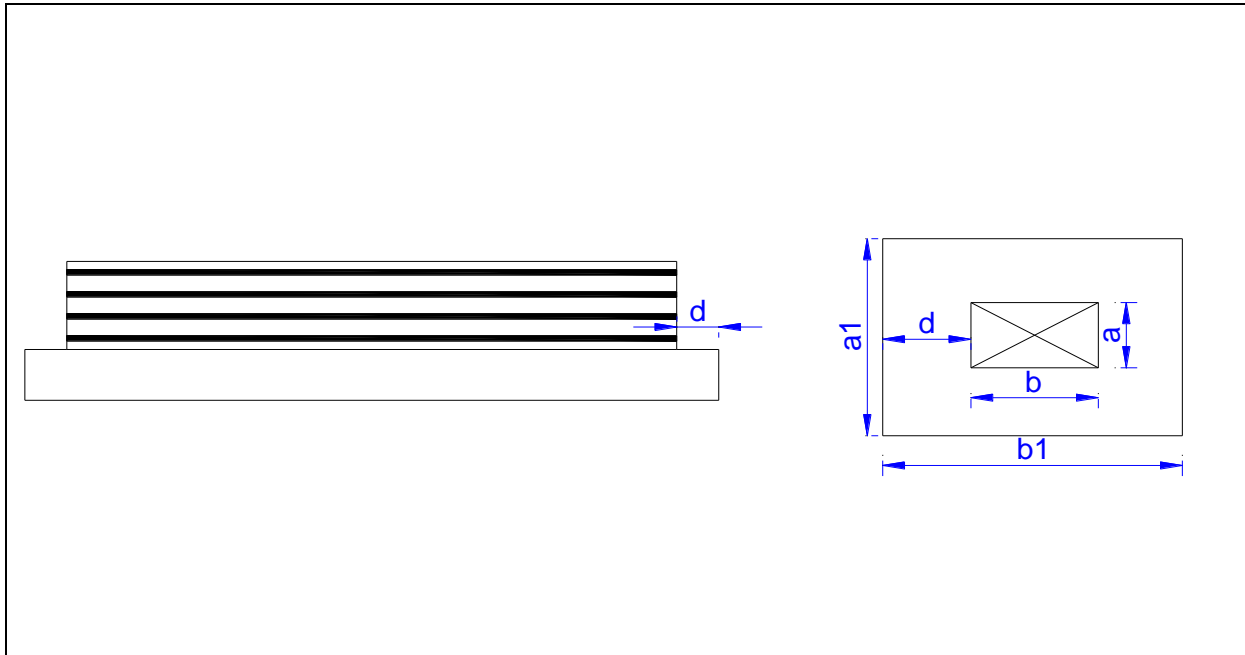


Fig.12.2. Appareil d'appui plus dé d'appui

$$H \geq (2a b / P_0) = (2 a b) / 2 (a + b) \implies H \geq 14.58 \text{ cm.}$$

On prend :

$$H = 25\text{cm} \quad \text{avec : } a_1 = 450 \text{ mm et } b_1 = 550 \text{ mm.}$$

12.1.3/ Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions :

12.1.3.1/ Effort horizontaux :

❖ Système A(l) :

L'effort de freinage correspond à la charge A est égale à la fraction suivante :

$$F_t = \left[\frac{P_A}{20 + 0.0035 S} \right]$$

P_A : le poids donné par la position la plus défavorable de A(L)

S : surface chargée donnant l'effet le plus défavorable.

$$F_t = \left[\frac{14,45 \times 33,4}{20 + 0.0035 \times 13,85 \times 33,4} \right] = 22,32 \text{ t}$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$F = \frac{F_t}{2 \times 10} = 1,116 \text{ t}$$

❖ **Système B_c :**

On suppose qu'au maximum, un seul camion B_c peut freiner ; l'effort de freinage donné par chaque essieu est donné par :

$$F_{B_c} = \frac{30 \times 1,2}{2 \times 10} = 1,8t / \text{appui}$$

❖ **Effort du au vent :**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 0,2t/m²

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = 33,4 \times 1,75 = 58,45 \text{ m}^2$$

$$F_H = \frac{58,45 \times 0,20}{2 \times 10} = 0,58t$$

❖ **Effort du au séisme :**

L'intensité du séisme est :

$$\varepsilon_h = 0.3 \text{ G} \quad \text{horizontalement}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0.09 \text{ G} \quad \text{verticalement}$$

$$\text{Avec le poids propre du tablier :} \quad G = 956,70 \text{ t}$$

$$\varepsilon_h = 0.3 \times 956,70 = 287,01 \text{ t}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0.09 \times 956,70 = 86,10 \text{ t}$$

Donc :

$$\varepsilon_{h/\text{appui}} = \frac{287,01}{2 \times 10} = 14,50 \text{ t}$$

$$\varepsilon_{v/\text{appui}} = \pm \frac{86,10}{10 \times 2} = \pm 4,305 \text{ t}$$

❖ Effort du à la déformation (déplacements) :

$$\varepsilon = 1.54 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \Delta_{\max}$$

On a le moment d'élasticité transversale

$$G = 100 \text{ t/m}^2$$

Et la hauteur nette de l'élastomère

$$T = 4 \text{ cm}$$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = (H \times T) / (G \times a \times b)$$

$$\text{donc } H = G \times a \times b \times \varepsilon / T$$

$$H = 100 \times 0.35 \times 0.25 \times 0.0064 / 0.04$$

$$H = 3.36 \text{ t}$$

12.1.4/ Vérification des contraintes :**12.1.4.1/ Sollicitation sous charges verticales :**

Contraintes de compression :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{0,76}{0,35 \times 0,25} = 8,68 \text{ MPa} < \sigma_1 \quad (\text{vérifiée})$$

σ_1 : contrainte de compression

$$\sigma_1 = 15 \text{ MPa}$$

12.1.4.2/ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_N = \frac{1,5\sigma_m}{\beta} \leq 3G$$

Avec :

β : coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = 7,29 \text{ m}$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \times 8,68}{7,29} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_N < \bar{\tau} \quad (\text{vérifiée})$$

$$\bar{\tau} = 3 \times G = 3 \text{ MPa}$$

12.1.4.2/ Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal

❖ **Sous déplacement lent :**

$$\tau_{H1} = G \times \Delta_{\max} / T = G \ Tg \ \gamma_1$$

Avec :

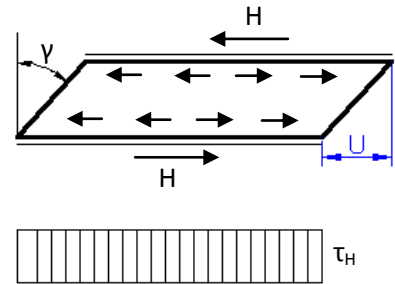
G : module d'élasticité transversale

T : hauteur nette de l'élastomère

$$\tau_{H1} = G \times U_1 / T = 1 \times 1.54 / 4 = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.5 \times G = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} \leq \bar{\tau} \quad (\text{vérifiée})$$



❖ **Sous un effort dynamique (freinage):**

1) **Force de freinage dû au Bc :**

$$F_{Bc} = 1.8t$$

$$\tau_{H2} = \frac{F}{a \times b} = \frac{1.8}{0.25 \times 0.35} = 0.20 \text{ MPa}$$

2) **Déformation lente plus Déformation rapide dues au freinage :**

Il faut que : $\tau_H \leq 0.7 G$.

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \ \tau_{H2} = 0.38 + 0.5 \times 0.20 = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_H = 0.7 \times G = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_H < \bar{\tau}_H \quad (\text{vérifiée})$$

12.1.5/ Sollicitation due à une rotation α_T :

$$\tau_a = \frac{Ga^2(\alpha_T + \alpha_0)}{2t^2n}$$

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$ rad.

α_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$\alpha_T = -0.0166$ rad.

n : nombre de feuillets de l'élastomère n = 5

$$\tau_a = 1 \times 0.25^2 (-0.0166 + 0.01) / 2 \times 0.04^2 \times 5 = -0.025 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5 G$$

$$\tau = 1.78 + 0.48 - 0.025 = 2.23 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

❖ **Condition de non cheminement et non glissement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = N_G / a \cdot b \geq 2 \text{ MPa} \text{ telle que : } \sigma_{\min} \text{ est due au poids propre de la poutre} \\ H \leq f \cdot N_{\min}, \text{ telle que } f: \text{ Coefficient de frottement} = 0.10 + (0.60 / \sigma_{\min}) \end{array} \right.$$

$$N_{\min} = 56.47 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = 0.56 / 0.25 \times 0.35 = 6.4 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa.} \quad (\text{Vérifiée}).$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0.1 + (0.6 / 6.4) = 0.19$$

$$f \times N_{\min} = 0.19 \times 56.47 = 10.94 \text{ t.}$$

❖ **H due à la déformation lente :**

H : force horizontale correspondante à N_{\min} .

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 100 \times 0.25 \times 0.35 \times 0.0154 / 0.04 = 3.36 \text{ t} < 10.94 \text{ t} \quad (\text{Vérifiée}).$$

❖ **H due au séisme :**

$$H_s = \varepsilon_{h/\text{appui}} = 4,78 \text{ t} < 10.94 \text{ t.} \quad (\text{Vérifiée}).$$

12.1.6/ 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.

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha_T}{n} = (0.01 - 0.0166) / 4 = -0.00165 \text{ rad}$$

Dans ce cas on vérifie que :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{B} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$G = 1 \text{ MPa}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$\beta = 5$$

module d'élasticité transversale

épaisseur d'un feuillet élémentaire

coefficient de forme

$$\alpha_T \leq (3 \times 0.01^2 \times 8.68) / (5 \times 0.25^2 \times 1) = 0.0084 \text{ rad}$$

$$\alpha_T = 0.00165 \leq 0.0084 \text{ rad} \quad (\text{vérifiée})$$

12.1.7/ Condition de non flambement :

$$\left\{ \begin{array}{ll} T \leq (a/5) = 25/5 = 5 \text{ cm} & T = 4 < 5 \text{ cm} \quad (\text{vérifiée}) \\ \text{Et} & \\ T \geq (a/10) = 25/10 = 2.5 \text{ cm} & T = 4 > 2.5 \text{ cm} \quad (\text{vérifiée}) \end{array} \right.$$

12.1.8/ Vérification des dimensions des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{ax\sigma_m}{Bx\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm.} \end{cases}$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 220 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq 0.25 \times 8.68 / 5 \times 220 = 0.002 \text{ m}$$

On a : $t_s = 3 \text{ mm.}$ (Vérifiée)

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, donc l'appareil d'appui choisi est :

C.I.P.E.C 250 * 350 * 4 * (10+3)

12.1.9/ Ferrailage de dés d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peuvent provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

12.1.9.1/ Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25 R_{\max}$.

$$R_{\max} = 0.76 \text{ MN}$$

D'où :

$$A_C = 0,25 R_{\max} / \bar{\sigma}_s = 7.12 \text{ cm}^2$$

Avec : $\bar{\sigma}_s = 2 \times f_e / 3$

Donc $A_C = 7.21 \text{ cm}^2$ soit 4HA16 « 8.04 cm² »

12.1.9.2/ Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = 0.125 R_{\max} / \bar{\sigma}_s = 3.56 \text{ cm}^2$$

Donc $A_p = 3.6 \text{ cm}^2$ soit 4HA12 « 4.52 cm² ».

12.1.9.2/ Armatures de diffusion :❖ **Ferrailage de surface « frettes sup » :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{\max}

$$A_S = 0.04 R_{\max} / \bar{\sigma}_S = 1.13 \text{ cm}^2$$

d'où $A_S = 1.13 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 « 2.01 cm^2 ».

❖ **Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$h/3 < Z < h \implies Z = 20 \text{ cm}$$

$$A_e = 0.1 R_{\max} / \bar{\sigma}_S = 2.84 \text{ cm}^2$$

D'où $A_e = 2.84 \text{ cm}^2$ soit 4HA10 « 3.14 cm^2 »

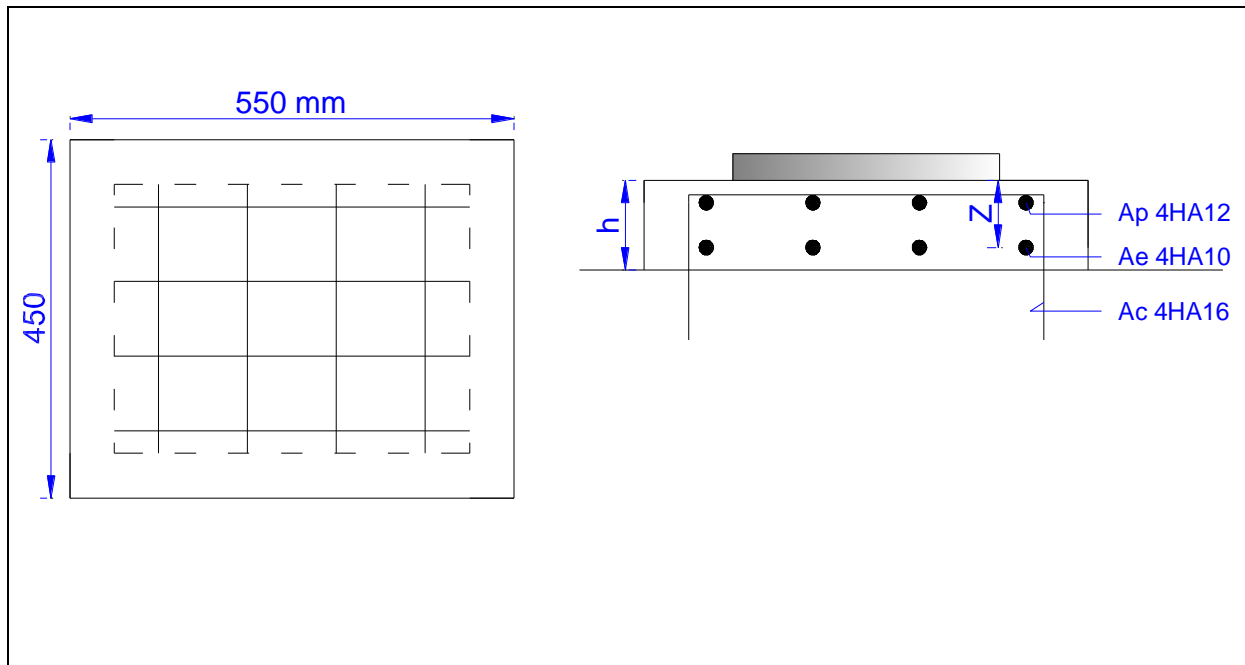


Fig.12.3.Ferrailage du dé d'appui.

12.2/ Calcul du joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarifiés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plus part des cas, il est insérés entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à **3000** véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre **1000** et **3000** véhicules et Les joints légers pour un trafic inférieur à **1000** véhicules.

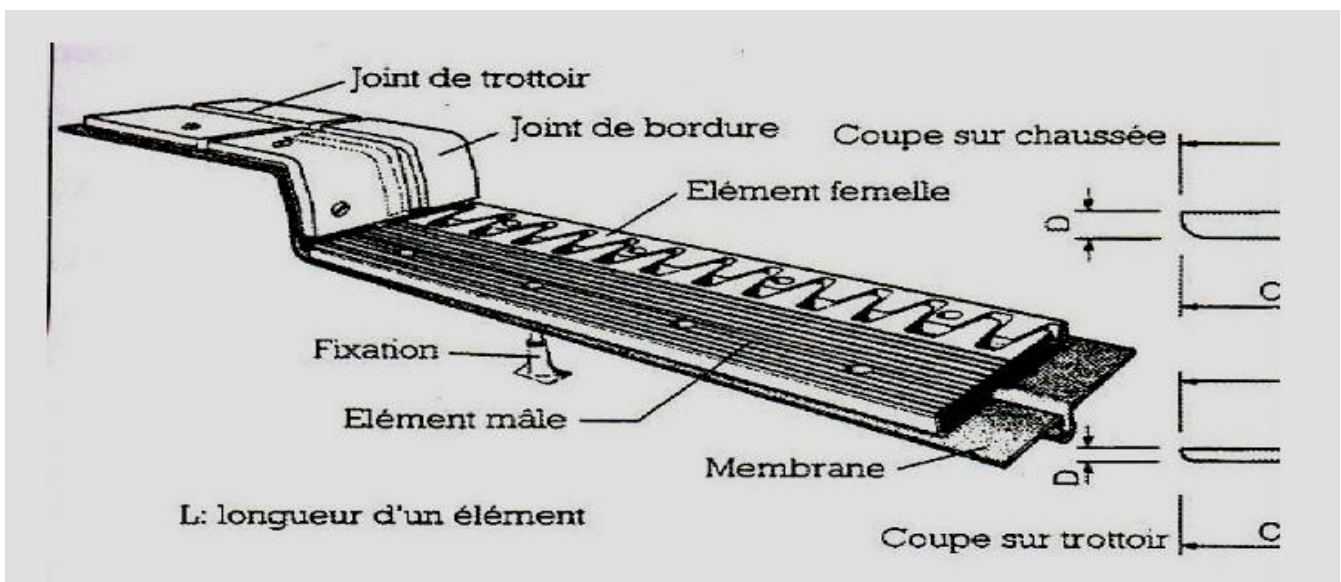


Fig.11.4. Eléments du joint de chaussée

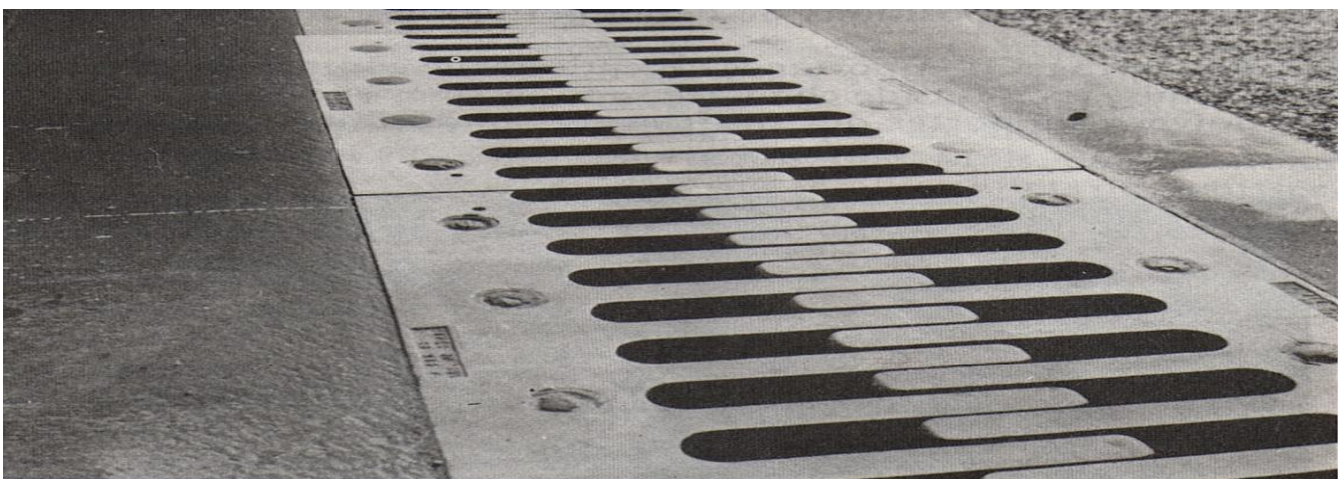


Fig.11.5 Photo réelle d'un joint de chaussée

12.2.1/ Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- a) Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage ($\Delta t + \varepsilon_f < W$).
- b) Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme ($\Delta t + \varepsilon_s < 1,3 W$).

W : le déplacement caractérisant le type de joint de chaussée choisi, nous utilisons dans notre projet les joints de type **ALGAFLEX**.

12.2.1.1/ Déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 0.76 \text{ cm.}$$

12.2.1.2/ Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante : $\varepsilon_f = T H / G S$.

Avec **G** : module de déformation transversale.

G = 1.6 MPa pour des variations instantanées.

$$\varepsilon_f = 0.04 \times 0.018 / 1.6 \times 0.25 \times 0.35 = 0.514 \text{ cm} = 5.14 \text{ mm.}$$

12.2.1.3/ Déplacement dû au séisme :

$\varepsilon_s = T H_s / G S$. Avec $H_s = 4.78 \text{ t/}_{\text{appareil}}$.

$$\varepsilon_s = 0.04 \times 0.047 / 1.6 \times 0.25 \times 0.35 = 1.34 \text{ cm} = 13.4 \text{ mm.}$$

12.2.1.4/ Combinaison :

$$\Delta t + \varepsilon_f = 7.6 + 5.14 = 12.74 \text{ mm} < 1.0 W$$

$$\Delta t + \varepsilon_s = 7.6 + 13.4 = 21 \text{ mm} < 1.3 W$$

D'après le bulletin technique d'**ALGA**, on opte pour un joint de type **T50**

Introduction :

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

13.1/ Pré dimensionnement des éléments de la pile :**a. Chevêtre :**

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 9 \times 1.52 + (2 \times 1.135) = 15.95$ m.
- Largeur : $l = 2.10$ m.
- Hauteur : $1\text{m} \leq H \leq 1,6\text{m}$. $H = 1,20$ m.

b. Fûts :

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous allons prendre **trois fûts** à un diamètre fixe de **2.0m** et un **entraxe de 6 m**.

c. Semelle :

- Epaisseur : 1.5 m.
- Largeur : 8.4m.
- Longueur : 15.0m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

On utilisé des pieux de diamètre $\Phi=1,2$ m avec un entraxe de 4.2m. (Fondation profonde).

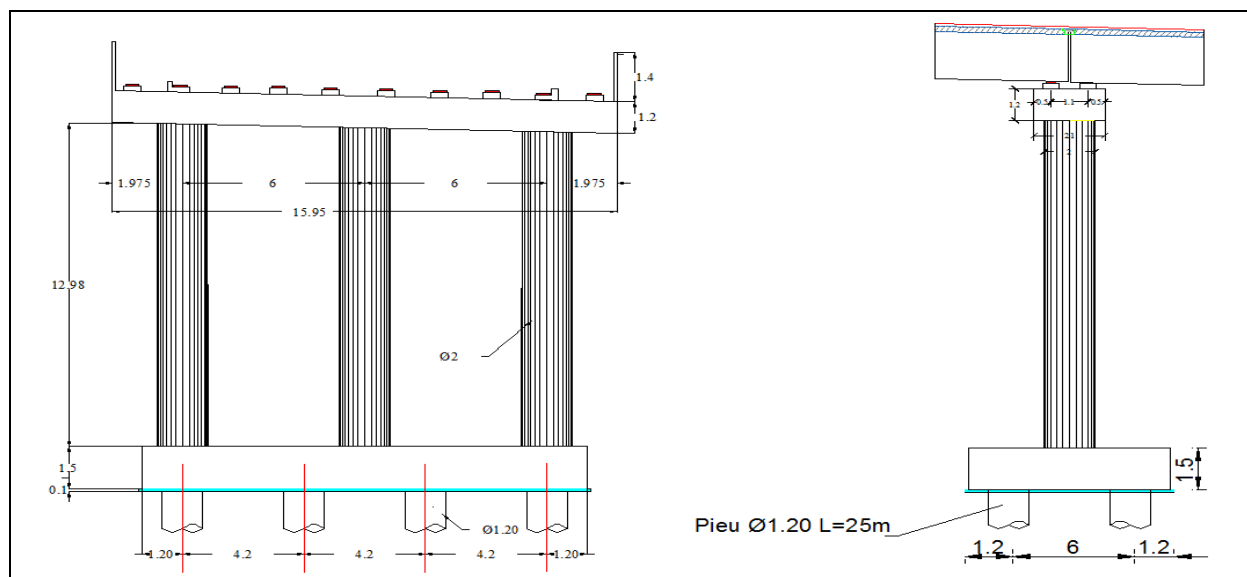
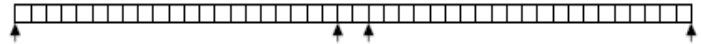


Fig.13.1.Détail de la pile

13.2/ Répartition Des Charges Sur La pile (calcul des réactions max) :

13.2.1/ Poids propre du tablier :

$R_{max} = 956.70 \text{ t.}$



13.2.2/ Poids propre du chevêtre :

$G_c = \gamma_b \times V = 2.5 \times 1.2 \times 2.1 \times 15.95$

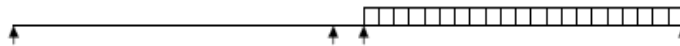
$G_c = 100.485 \text{ t donc } G_c = 6.3 \text{ t/ml.}$

$R_{max} = 100.485 \text{ t.}$

13.3/ Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) :

13.3.1/ La surcharge A (1) :

- Une travée :

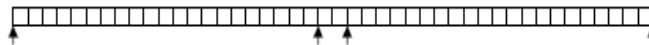


$A(1) = 0.23 + \frac{36}{12 + 32.4} = 1.04 \text{ t/m}^2.$

$A(1) \times a_1 \times a_2 = 0.787 \text{ t/m}^2.$

$R_{max} = \frac{0.787 \times 13.9 \times 32.4}{2} = 177.21 \text{ t}$

- Deux travées :

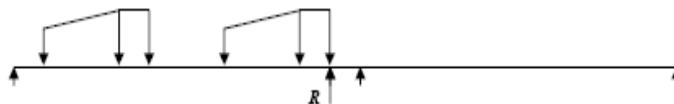


$A(1) = 0.23 + \frac{36}{12 + 64.8} = 0.698 \text{ t/m}^2.$

$A(2l) \times a_1 \times a_2 = 0.528 \text{ t/m}^2$

$R_{max} = 0.528 \times 13.9 \times \frac{32.4 \times 2}{2} = 237.8 \text{ t}$

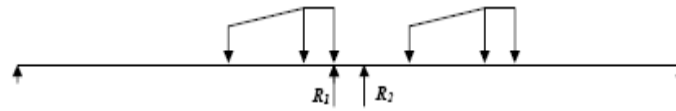
13.3.2/ Chargement Bc :



$b_c = 0.8 \quad \delta = 1.081$

$R = \frac{[48 \times (20.4 + 21.9 + 30.9 + 32.4) + 24 \times (15.9 + 26.4)]}{32.4} = 187.77 \text{ t}$

$R_{max} = R \times 0.8 \times 1.081 = 162.38 \text{ t}$



$$R_1 = \frac{[48 \times (32.4 + 30.9) + 24 \times (26.4)]}{32.4} = 113.33 \text{ t.}$$

$$R_2 = \frac{[48 \times (24.5 + 23) + 24 \times (29)]}{32.4} = 91.85$$

$$R_{\max} = R \times \delta$$

$$\delta = 1.064$$

$$R_{\max} = (113.33 + 91.85) \times 0.8 \times 1.064 = 174.65 \text{ t.}$$

13.3.3/ Charge M_{c120} :

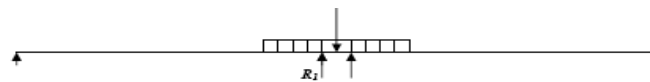


$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}} = 1.07$$

$$R_{\max} = R \times \delta$$

$$R = \frac{1}{32.4} \times (32.4 - 3.05) \times 110 = 99.64 \text{ t}$$

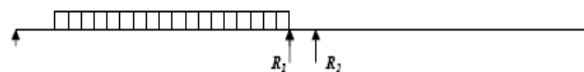
$$R_{\max} = R \times \delta = 99.64 \times 1.07 = 106.61 \text{ t. } \delta = 1.045$$



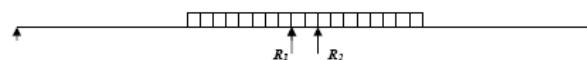
$$R_1 = R_2 = \frac{55}{32.4} \times 31.425 = 53.34 \text{ t}$$

$$R_{\max} = \delta \times (R_1 + R_2) = 111.48 \text{ t.}$$

13.3.4/ Chargement D₂₄₀ :

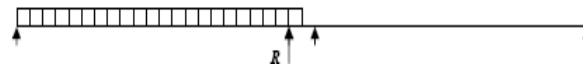


$$R_{\max} = \frac{240 \times 23.1}{32.4} = 171.11 \text{ t.}$$

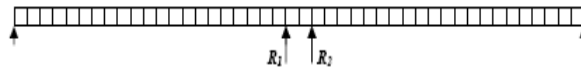


$$R_{\max} = 2 R_1 = \frac{2 \times 120 \times 23.65}{32.4} = 175.18 \text{ t}$$

13.3.5/ Surcharge trottoirs :



$$R_{max} = R = \frac{0.157 \times 32.4}{2} = 2.543 \text{ t.}$$



$$R_{max} = 2R_1 = 0.157 \times (64.8/2) = 5.086 \text{ t.}$$

❖ Une travée chargée :

Désignation	Surcharge	réaction (t)
A (L)	0.787	177.21
Bc	4 x 60	162.38t
Mc120	110	106.61
D240	240	171.11
Trottoir 2 Tc	0.157	2.543

Tab.13.1. Les valeurs des réactions dus à une travée

❖ Deux travées chargées

Désignation	Surcharge	réaction (t)
A (L)	0.528	237.8
Bc	4 x 60	174.65
Mc120	110	111.48
D240	240	175.18
Trottoir 2 Tc	0.157	5.086

Tab.13.2. Les valeurs des réactions dus à deux travées

Les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Poids du tablier /poutre (t)</i>		95.67
<i>poids du chevêtre (t/ml)</i>		6,3
<i>poids de surcharges /poutre</i>	A (L)	17.465
	D240	17.518
	S Tr	0.5086
<i>ELU</i>	<i>Pu=1,35xG+1,6(P_{A(L)}+P_{St})/ Poutre</i>	157.912
	<i>Pu=1,35xG+P_{D240}/ poutre</i>	146.672
	<i>G chevêtre =1,35 x Gc</i>	8,505
<i>ELS</i>	<i>P ser=G+1,2(P_{A(L)}+P_{St})/ Poutre</i>	117.24
	<i>P ser=G+P_{D240}/ Poutre</i>	113.188
	<i>G chevêtre =1,35 x Gc</i>	8,505

La réaction la plus défavorable est celle du $P_u=1,35xG+1,6 (P_{A(L)}+P_{St})$ à l'ELU:
 $R_{max}= 157.912t.$

Avec le poids propre du chevêtre multiplié par le coefficient de majoration :

$G_{chevêtre} = 1,35 \times G_c = 8.505 \text{ t/ml.}$

13.4/ Etude et ferraillage de la pile :

Le ferraillage se fait à l'E.L.U

13.4.1. Le chevêtre :

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

13.4.1.1/ Etude et ferraillage du chevêtre à la flexion:

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel Autodesk robot professionnel, le chevêtre est modélisé telle une poutre encastree sur les fûts.

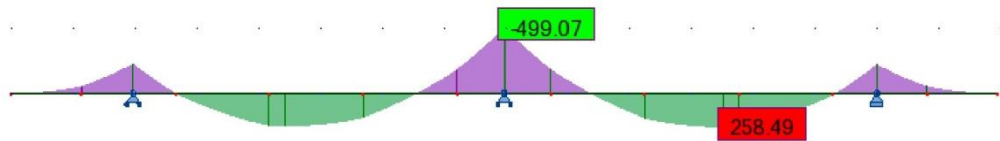


Diagramme de moment combinaison à ELU

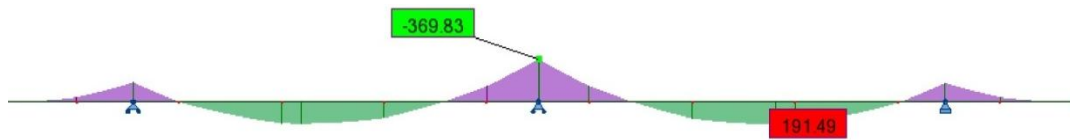


Diagramme de moment Combinaison à ELS

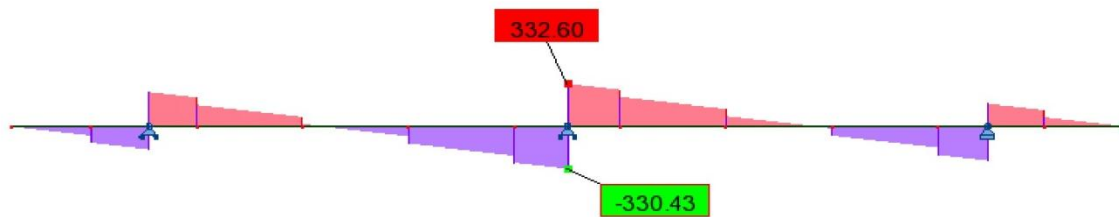


Diagramme d'effort tranchant combinaison à ELS



Diagramme d'effort tranchant combinaison à ELU

Résultats :

A l'ELS : $M_{MAX}^+ = 191.49 \text{ t.m}$; $M_{MAX}^- = -369.83 \text{ t.m}$; $T_{MAX} = 332.60 \text{ t}$.

A l'ELU : $M_{MAX}^+ = 258.49 \text{ t.m}$; $M_{MAX}^- = -499.07 \text{ t.m}$; $T_{MAX} = 448.84 \text{ t}$.

13.4.1.1.1/ Armature Longitudinale :

Section (2.1x1.2) m².

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Acier FeE40 A ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

Coefficient d'équivalence acier/béton $n = 15$

Coefficient de sécurité du béton $\alpha_b = 1.5$

Coefficient de sécurité de l'acier $\alpha_s = 1.15$

Coefficient de durée du chargement : $\theta = 1$

$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

❖ **Section d'armature supérieure (sur appui) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$\theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5$$

$$\text{D'où : } f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } M_u = 499.07 \text{ t.m} = 4.99 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 1.2 = 1.08 \text{ m}$$

$$b = 2.1 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \mu = \frac{4.99}{2.1 \times 1.08^2 \times 15.3} = 0.133$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} = 0.66$$

$$\mu_r = 0.8 \alpha_r (1 - 0.4 \alpha_r) = 0.39$$

$$\mu < \mu_r \text{ Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a } (\mu < 0.186 \rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

Donc notre cas ; la section est sans armature comprimée:

$$\alpha_r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.18$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.002 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{4.99}{1.002 \times 348} = 143.1 \text{ cm}^2$$

Soit : 18HA 32

❖ Section d'armature inférieure (en travée) :

De la même façon, on trouve :

$$\mu = \frac{2.5849}{2.1 \times 1.08^2 \times 15.3} = 0.069$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 0.66$$

$$\alpha_r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.089$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.041 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{2.5849}{1.041 \times 348} = 71.35 \text{ cm}^2.$$

soit : **15HA 25** Avec $A_s=73.63\text{cm}^2$

1. Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} f_{tj}\right) = 207.31 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d-X)}{I} < \bar{\sigma}_{st}$$

❖ Section d'armature supérieure (sur appui) :

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec $A'_s = 0$ (section sans armatures comprimées)

$$X = 0.80 \text{ m.}$$

$$I = 0.37 \text{ m}^4.$$

$$M_{ser} = 3.69 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.69 \times 0.8}{0.37} = 7.97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{3.69 \cdot (1.08 - 0.8)}{0.37} = 41.88 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ Mpa} \text{ vérifiée.}$$

❖ Section d'armature inférieure (en travée):

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

Avec $A'_s = 0$ (section sans armatures comprimées)

$$X = 0.8 \text{ m.}$$

$$I = 0.37 \text{ m}^4.$$

$$M_{ser} = 1.91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.91 \times 0.8}{0.37} = 4.13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1.91 \cdot (1.08 - 0.8)}{0.37} = 21.68 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ Mpa} \text{ vérifiée.}$$

13.4.1.1.2/ Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min[0.1f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] = 2.7 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau_u = \frac{4.48}{2.1 \times 1.08} = 1.97 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à **20 cm** d'après « S.E.T.R.A » :

Alors on prend $St=10\text{cm}$ sur appui et $St=15\text{cm}$ on travèe

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e} \gamma_s \cdot b_0$$

Avec : $k=1$ pas de reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq 13.02 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{t1} = 16.08 \text{ cm}^2$: 4 cadres de HA16.

❖ Calcul de section d'armature minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0.4b_0S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 2.1 \times 0.2}{400} = 4.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 12.02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) = 13.02 \text{ cm}^2.$$

Soit 4 cadres de HA16 pour $A_{t1} = 16.08 \text{ cm}^2$.

13.4.1.2/ Etude du chevêtre à la torsion :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'**une seule travée est chargée**. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e=0.55\text{m}$. Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à :

$$\frac{\emptyset}{6} = 0,2 \text{ m telle que : } \emptyset = 1.20\text{m,}$$

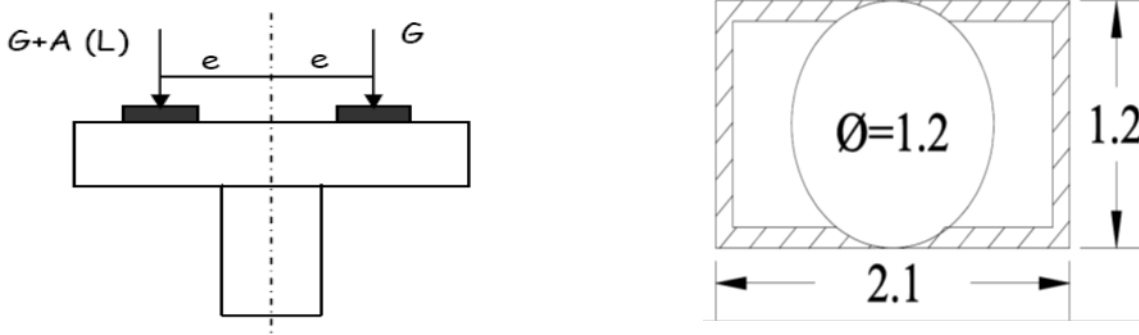


Fig.13.2.le Chevêtre.

13.4.1.2.1/ Calcul du moment de torsion :

a. moment de torsion du au surcharge A(L) :

$$\begin{aligned} \text{Mu1} &= 1.35 [(RG + RA(L)) \times e - RG \times e] \\ \text{Mu1} &= 1.35 \times RA(L) \times e = 1.35 \times 23.409 \times 0.55 \\ \text{Mu1} &= 17.38 \text{ t.m} \end{aligned}$$

b. moment de torsion du au poids propre G :

Pour les surcharges permanentes, on doit considérer les cas de l'ouvrage en construction c -à- d une seule travée repose sur le chevêtre.

$$\begin{aligned} \text{RG} &= 51.66 \text{ t/appui} \\ \text{Donc M} &= 1.35 \times \text{RG} \times e = 1.35 \times 51.66 \times 0.55 = 38.36 \text{ t.m} \\ \text{On prend Mu2} &= \frac{M}{2} = \frac{38.36}{2} = 19.18 \text{ t.m (S.E.T.R.A)} \end{aligned}$$

c. moment de torsion du au force de freinage :

On considère un moment de torsion Mu3 du au l'effort de freinage.

$$\begin{aligned} \text{Ft} &= 22.32 \text{ t (Voir appareil d'appui)} \\ \text{Mu3} &= 1.35 \times \text{Ft} \times \frac{h}{2} = 1.35 \times 18 \times \frac{1.2}{2} = 18.07 \text{ t.m} \\ \text{Mtu max} &= (\text{Mu1}, \text{Mu2}, \text{Mu3}) \\ \text{Mtu max} &= (17.38, 19.18, 18.07), \\ \text{Donc : Mtu max} &= 19.18 \text{ t.m} \end{aligned}$$

13.4.1.2.2/Ferraillage de chevêtre à la torsion :

a. Contraintes tangentielles :

On considère une section de forme rectangulaire ayant pour hauteur celle de chevêtre et de la largeur l_t limitée au diamètre du fut.

Hauteur de chevêtre :

$$\begin{cases} l_t = b & \text{si } b \leq x + h \\ l_t = x + h & \text{si } b > x + h \end{cases}$$

$$x + h = 1.5 + 1.2 = 2.7\text{m} > b = 2.1\text{m}$$

$$\text{donc } l_t = 2.1 \text{ m.}$$

$$b_n = \frac{h}{6} = 0.2 \text{ m.}$$

$$\Omega = (2.1 - 0.2)(1.2 - 0.2) = 1.9 \text{ m}^2.$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_{bt} = \frac{\text{Mtu max}}{2\Omega b_n} = \frac{19.18}{2 \times 1.9 \times 0.2} = 25.24 \text{ t/m}^2.$$

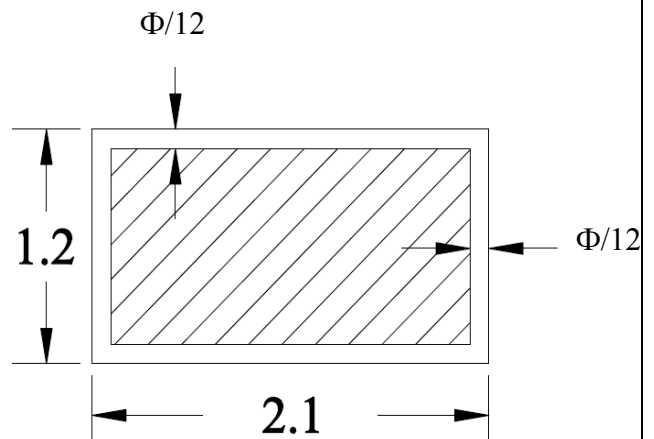


Fig. 13.4. Section du chevêtre

❖ **Armatures longitudinales :**

$$A_l \geq \frac{M_{tu \max} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.18 \times 6.6}{2 \times 1.9 \times \frac{400}{1.5}} 10^{-2} = 12.5 \text{ cm}^2.$$

Avec : U : périmètre extérieur U=6.6 m.

Donc, on prend **4HA20**. Avec $A_s=57 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{M_{tu \max} \cdot S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.18 \times 0.2}{2 \times 1.9 \times \frac{400}{1.5}} 10^{-2} = 0.37 \text{ cm}^2.$$

D'où $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 12.5 + 0.37 = 12.87 \text{ cm}^2$. :

donc **7 HA 16**.

• **Ecartement d'armatures transversales :**

$$t = \max \left[h_t \left(1 - \frac{0.3\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right); 0.2h_t \right] = \max(0.52 ; 0.24) = 0.52 \text{ m}.$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de **HA12** avec **St = 10 cm** sur appui et **St = 20cm** en travée.

• **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{T}{Ud} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.22 = 2.99 \text{ MPa}.$$

U : périmètre des armatures tendues.

Armatures tendues :

$$A_s = 15 \text{ HA } 25 + 4 \text{ HA } 20$$

$$U = 15 \times 78.5 + 4 \times 62.8 = 1428.7 \text{ mm} = 1.43 \text{ m}.$$

$$\tau_s = \frac{T}{Ud} = \frac{4.48}{1.43 \times 1.08} = 2.9 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_s = 2.9 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_s = 2.99 \text{ MPa}. \quad \text{vérifiée.}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec A_s : section d'acier tendu.

$$A_s = 15 \text{ HA } 25 + 4 \text{ HA } 20 = 73.63 + 57 = 130.63 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{130.63 \cdot 10^{-4}}{2.1 \times 1.08} = 0.00576 \geq 0.23 \frac{2.22}{400} = 0.00127 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

13.4.2.1/ Ferrailage 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 ferrailage du fût le plus sollicité n° II avec sollicitation D240 prise en compte.

On prendra pour le ferrailage :

A l'E.L.U : $N_u = 5.601\text{MN}$.

$$M_u = 0.16264\text{MN.m}$$

A l'E.L.S : $N_{\text{ser}} = 4.161\text{MN}$.

$$M_{\text{ser}} = 0.03\text{MN.m}$$

Selon l'abaque de **WALTHER** on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.03}{2} = 0.015$$

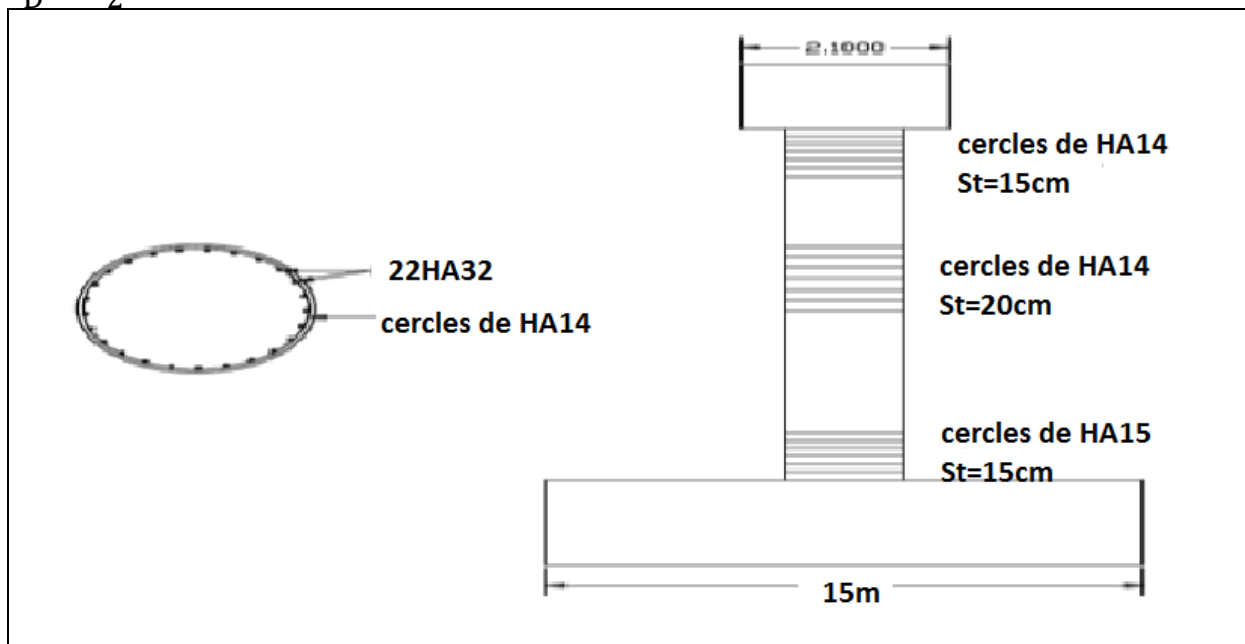


Fig. 13.5. Ferrailage de fût.

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = 0.06 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = 0.001 \end{cases}$$

$N_r = N_u$: effort normal.

$M_r = M_u$

β_ω : Résistance de béton.

D'après l'abaque de **WALTHER**, on tire la valeur de ω : $\omega = 0.08$

Avec : ω : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

F_a : Aire totale de l'armature passive.

$$\sigma_f = 400 \text{ MPa.}$$

$$D'où : F_a = \frac{\pi R^2 \omega \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{3.14 \times 1^2 \times 0.08 \times 27}{400} = 169.56 \text{ cm}^2$$

Soit **22 HA32** pour $A_s = 176.93 \text{ cm}^2$.

13.4.2.1.1/ Armatures transversales :

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de **HA14** espacés de **20cm** en zones courantes et de **15 cm** en zones de jonction.

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{\pi D^2} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \pi D^2 = \frac{0.23 \times 2.22}{400} \times 3.14 \times 2^2 = 160.32 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

13.4.3/ La semelle :

- Epaisseur : 1,5m.
- Largeur : 8.4m.
- Longueur : 15 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

Evaluation des charges :

<i>Efforts</i>	<i>Efforts</i>	<i>Efforts</i>	<i>Bras de levier</i>	<i>Moment a la base</i>
<i>Charges</i>	<i>verticaux MN</i>	<i>horizontaux MN</i>	<i>m</i>	<i>MN.m</i>
<i>Poids propre du tablier</i>	9.567	-	-	-
<i>Poids propre du chevêtre</i>	0,941	-	-	-
<i>Poids propre du fut</i>	3.06	-	-	-
<i>Poids propre de la semelle</i>	6.3	-	-	-
<i>poids des terres sur semelle</i>	4.2	-	-	-
<i>A(L) +St</i>	2,42	-	0,55	1.331
<i>D 240</i>	1,75	-	0,55	0.9625
<i>Séisme vertical</i>	0,861	-	-	-
<i>Freinage sous Bc</i>	-	0,074	15.615	1.155
<i>Séisme du tablier</i>	-	2.87	15.45	44.3415
<i>Séisme du chevêtre</i>	-	0,282	15.134	4.267
<i>Séisme du fut</i>	-	0.918	8.491	7.794
<i>Séisme du semelle</i>	-	1.89	1	1.89

Tab.13.5.Valeurs des moments dus aux différentes charges

Combinaison des efforts :

ELU: 1.35G+ KQ K=1.6 (A(L) +St)

ELS: G+ KQ K=1.2 (A(L) +St)

ELA: G+ F séisme

Condition	Effort	H (MN)	N (MN)	M (MN.m)
normale	ELU	0.1184	16.79	0.065
	ELS	0.088	12.471	0.0484
Sismique	ELA	5.96	24.929	58.3

Tab.13.6.Valeurs des M.N.T

13.4.3.1/ Effort revenant à chaque pieu :

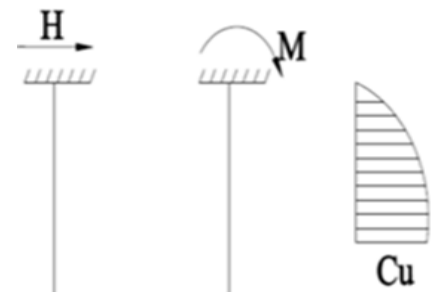
Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :
Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

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 : $N_{max} = \frac{16.79}{11} + \frac{0.065 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 1.531 \text{ MN}$

$N_{min} = \frac{16.79}{11} - \frac{0.065 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 1.522 \text{ MN.}$

ELS: $N_{max} = \frac{12.471}{11} + \frac{0.0484 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 1.137 \text{ MN.}$

$N_{min} = \frac{12.471}{11} - \frac{0.0484 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 1.13 \text{ MN.}$

➤ **Condition sismique :**

ELA : $N_{max} = \frac{24.929}{11} + \frac{58.3 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = 6.315 \text{ MN.}$

$N_{min} = \frac{24.929}{11} - \frac{58.3 \times 1.8}{8 \times 1.8^2} = -1.782 \text{ MN.}$

Tableau récapitulatif :

Condition	Effort	N max (MN)	N min (MN)
Normale	ELU	1.531	1.522
	ELS	1.137	1.13
Sismique	ELA	6.315	-1.782

Tab.13.7.Valeurs de l'effort normale

❖ Etude de la stabilité et de la résistance de la fondation :

Longueur de la semelle L =15m
 Largeur de la semelle l =B =8.4m
 Diamètre du fut D =2 m

❖ Condition de stabilité :

$$e_0 = \frac{M}{N} \begin{cases} \text{Aucun soulèvement n'est toléré : } e_0 \leq \frac{B}{6} \\ \text{Léger soulèvement est toléré : } \frac{B}{6} \leq e_0 \leq \frac{B}{4} \end{cases}$$

❖ 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 : $\sigma_3 = \frac{2N}{3L(\frac{B}{2} - e_0)} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{L \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right)$$

	e ₀ (m)	B/6(m)	B/4(m)	σ ₁ MPa	σ ₂ MPa	σ _m MPa	σ _{sol} MPa
E.L.U	0.003	1.4	2.1	0,133	0.133	0.133	0,300
E.L.S	0.004	1.4	2.1	0.099	0,098	0.098	0,300

Tab.13.8.Valeurs de vérification au glissement

❖ 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 : e₀=0.003m donc : B' =12.591 m > $\frac{1}{10} B$. **Vérifiée.**

Conclusion :

La semelle de la fondation est stable au soulèvement et résiste bien a la réaction du sol.

13.4.3.2/ Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

13.4.3.2.1/ Armatures transversales inférieures :

La condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h_s \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5}{\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4}} = 1.53 \rightarrow$$

$$\alpha = 56.83^\circ \geq 45^\circ \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3 \text{ m} < h_s = 2 \text{ m} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

On applique la méthode des consoles.

On a le moment :

$$M = R_{\max} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) = 1.3 R_{\max} .$$

Le ferrailage se fera en flexion simple :

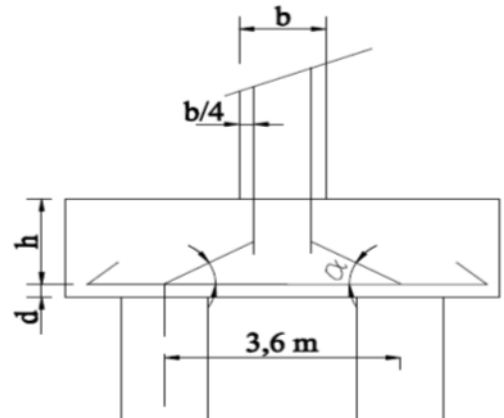
$$A = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

➤ **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e = 266.66 \text{ Mpa.}$$

➤ **Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ Mpa.}$$



Condition	Réaction	M (MN)	As (cm ²)
normale	ELU	1.99	37.32
	ELS	1.47	27.72
Sismique	ELA	7.97	102.62

Tab.13.9.Valeurs des sections pour les différents cas

La condition normale à l'ELA, nous a donnée une section d'acier :

$$A_s = 102.62 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 13HA 32 \text{ pour une } A_s = 104.55 \text{ cm}^2.$$

$$\text{L'espace est de : } S_t = \frac{(\emptyset + H - d)}{18 - 1}$$

Avec :

n : Nombre de barre = 13 barres.

d : Enrobage = 10cm.

\emptyset : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1.2 + 1.8 - 0.1}{18 - 1} \approx 0.17 \text{ m}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \phi_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$.

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 104.55 = 34.85 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{10 \text{ HA25}} \quad A_{\text{inf1}} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

13.4.3.2.2/ 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.

$$A_{\text{li}} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 104.55 = 34.85 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{10 \text{ HA25}} \quad A_{\text{inf1}} = 39.27 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{(1.2+1.8-0.1)}{8-1} = 0.41 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}.$$

13.4.3.2.3/ Armatures de construction :

Armatures transversales supérieures:

$$A_{\text{ts}} = \frac{A}{8} = \frac{104.55}{8} = 13.10 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{13 \text{ HA12}} \quad A_{\text{sup}} = 14.70 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{(1.2+1.8-0.1)}{12-1} = 0.263 \text{ m} \approx 25 \text{ cm}.$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{\text{ls}} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 104.55 = 34.85 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{10 \text{ HA25}} \quad A_{\text{inf1}} = 49.09 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{(1.2 + 1.8 - 0.1)}{8 - 1} = 0.41 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}$$

Armatures latérales :

$$A_{\text{ts}} = \frac{A}{8} = \frac{104.55}{8} = 13.10 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{13 \text{ HA12}} \quad A_{\text{sup}} = 14.70 \text{ cm}^2$$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1m**.

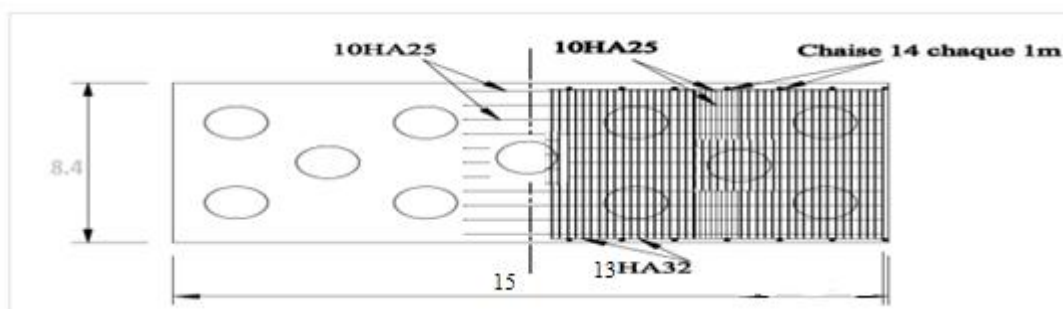


Fig.

13.6. Ferrailage de la nappe inférieure de la semelle.

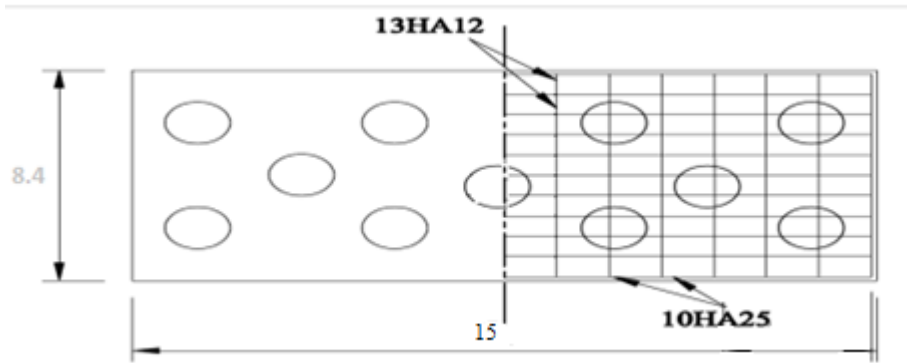


Fig. 13.7. Ferrailage de la nappe supérieure de la semelle.

13.4.4/ Les pieux :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à 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 opposer.

13.4.4.1/ Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0.$$

B : Diamètre du pieu.

C_u : 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.

13.4.4.2/ Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

b = Φ pieu = 120 cm.

$C_u = 2000 \text{ t/m}^3$.

E : module d'élasticité de béton.

$E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$.

I : moment d'inertie du pieu .

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1.2^4}{64} = 0.101736 \text{ m}^4. \quad ; \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{20 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.101736}} = 0.205 \text{ m}^{-1}.$$

D'où : $\lambda L = 0.205 \times 25 = 5.125$ avec $L = 25$ m

a. Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale :** Freinage = 18t. $\bar{P} = \frac{18}{11} = 1.64 \text{ t/pieu.}$

➤ **Condition sismique :** Séisme = 2492.9 t. $\bar{P} = \frac{2492.9}{11} = 226.63 \text{ t/pieu.}$

b. 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 formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = X_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $1/\alpha$.

$X_{\theta M}$; $X_{\theta P}$: Données par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(Z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} X_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

1. Détermination des coefficients $X_{\theta P}$; $X_{\theta M}$:

$\lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1.68$ $X_{\theta M} = 1.26$

$\lambda L = 6 \rightarrow X_{\theta P} = 2.09$ $X_{\theta M} = 2.13$

Pour $\lambda L = 5.125 \rightarrow X_{\theta P} = 1.89$ $X_{\theta M} = 1.75$

Condition normale : $\bar{P} = 1.64 \text{ t/pieu.} \rightarrow \bar{M} = - \frac{1.89}{1.75} \times \frac{1.64}{0.205} = - 8.64 \text{ t.m.}$

Condition sismique : $\bar{P} = 226.63 \text{ t/pieu.} \rightarrow \bar{M} = - \frac{1.89}{1.75} \times \frac{226.63}{0.205} = - 1193.95 \text{ t.m.}$

Valeurs des coefficients $X_{\theta P}$; $X_{\theta M}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	$0,1L$	$0,2L$	$0,3L$	$0,4L$	$0,5L$	$0,6L$	$0,7L$	$0,8L$
$X_{\theta M}$	0.92	0.91	0.4	0.18	0.1	0	-0.03	-0.02
$X_{\theta P}$	0.43	0.5	0.42	0.29	0.15	0.05	0.02	-0.02

Tab.13.10. Les valeurs des coefficients $X_{\theta M}$ et $X_{\theta P}$

c. Détermination des moments tout le long du pieu :

$$M(Z) = X_{\theta M} \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} X_{\theta P}$$

Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

Z	$0,1L$	$0,2L$	$0,3L$	$0,4L$	$0,5L$	$0,6L$	$0,7L$	$0,8L$
-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

CN	-4.5	-3.86	-0.096	0.76	0.336	0.4	0.42	0.128
CS	-623.06	-533.74	-132.6	105.68	-119.39	55.27	5.792	4.598

Tab.13.11. Valeurs des moments en fonction de Z.

D'après les résultats donnés par les valeurs des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = 623.06 \text{ t.m}$ (sur la tête du pieu).

d. Ferrailage:

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$N_{\max} = 6.315 \text{ MN}$$

$$M_{\max} = 6.2306 \text{ MN.m.}$$

Selon l'abaque de Walther on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.06}{1.2} = 0.04$$

h : l'enrobage.

D : diamètre de pile.

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_\omega} = \frac{6.315}{\pi 0.6^2 27} = 0.207 \\ \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_\omega} = \frac{6.2306}{\pi 0.6^2 1.2 \times 27} = 0.17 \end{cases}$$

$N_r = N_{\max}$: effort normal.

$M_r = M_{\max}$

β_ω : Résistance de béton.

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω :

$$\omega = 0.3$$

Avec :

ω : degré mécanique des armatures.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_\omega}$$

F_a : Aire totale de l'armature passive. ; $\sigma_f = 400 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ MPa}$.

D'où :

$$F_a = \frac{\pi R^2 \omega \beta_\omega}{\sigma_f} = \frac{3.14 \times 0.6^2 \times 0.3 \times 27}{400} = 228.906 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{29 \text{ HA32}} \text{ pour } \mathbf{A_s = 233.23 \text{ cm}^2}. S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot R}{32} = 12,99 \text{ on prend } S_t = 13 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \implies \phi_t \geq \frac{32}{3} = 10,66 \text{ cm}$$

On prend des cerces de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **10 cm** dans la zone de jonction.

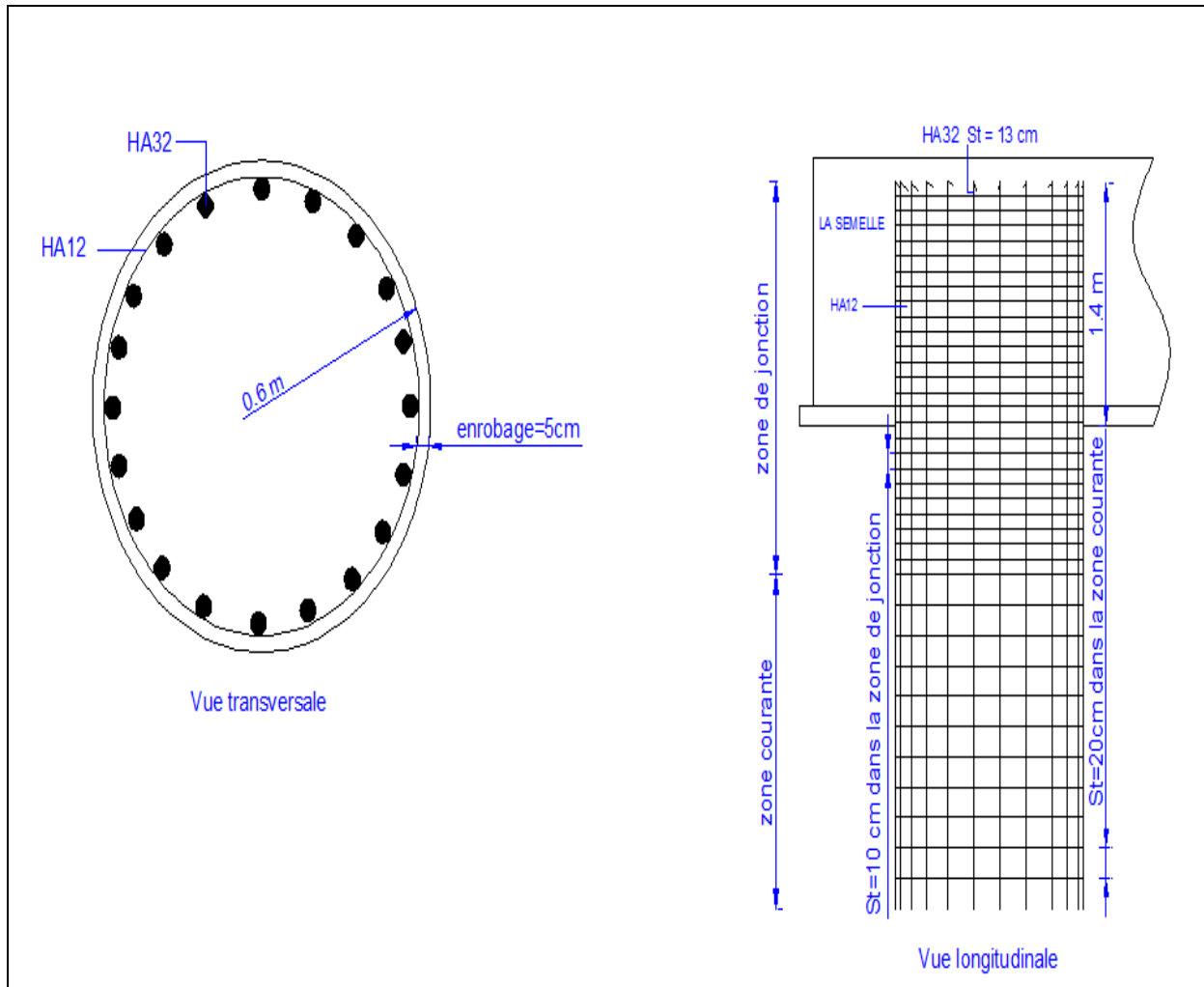


Fig. 13.7. Ferrailage de pieux.

Introduction :

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier, la culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres 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.

Choix de la morphologie :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux .

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurant la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition qui limite les tassements de la chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

14.1/Pré dimensionnement de la culée :**Tête de la culée :****a) Mur de garde grève :****1. La hauteur du mur garde grève h :**

$h = \text{hauteur de la poutre plus dalle (cote culée)} + \text{hauteur de l'appareil d'appui}$

$$h = 1,75 + 0,52 = \mathbf{2,3 \text{ m.}}$$

2. Epaisseur du mur :

$$e = \text{Max} \left(0,30\text{m}, \frac{h}{8} \right) = (0,30\text{m}, 0,28\text{m}) = \mathbf{0,3\text{m}}$$

3. Dalle de transition :

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6m, \text{Max}(4m, 0,6 \times H)]$$

Avec : H étant la hauteur de remblai = 6m , donc **L = 4 m**

Généralement elle a une épaisseur **e = 0.3 cm**.

b) Le mur frontal :

Hauteur de mur frontal : **h = 5,3 m**.

L'épaisseur **e_{mf} = 2,00 m**

c)- Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier L = largeur du pont = **15,95 m**.

La largeur du sommier **l=1,70 m**.

L'appareille d'appui ne doivent pas être implanté trop près du bord extérieur du sommier, $d \geq 20$ cm, on prend **d = 30 cm**.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien. $d \geq 5$ cm on prend **d = 10 cm**

d) Semelle :

On prend **E_s = 1,5m**

Longueur de la semelle : **L = 16,8m**.

Largeur de la semelle : **l = 9,6m**

e) Murs en retours :

Epaisseur du mur en retour varie entre 30 et 45 cm : **e_{mr} = 40cm**.

Longueur varie entre 7 et 8 m on prend **L = 7m**

Les dimensions de la culée sont représentées dans les schémas suivants :

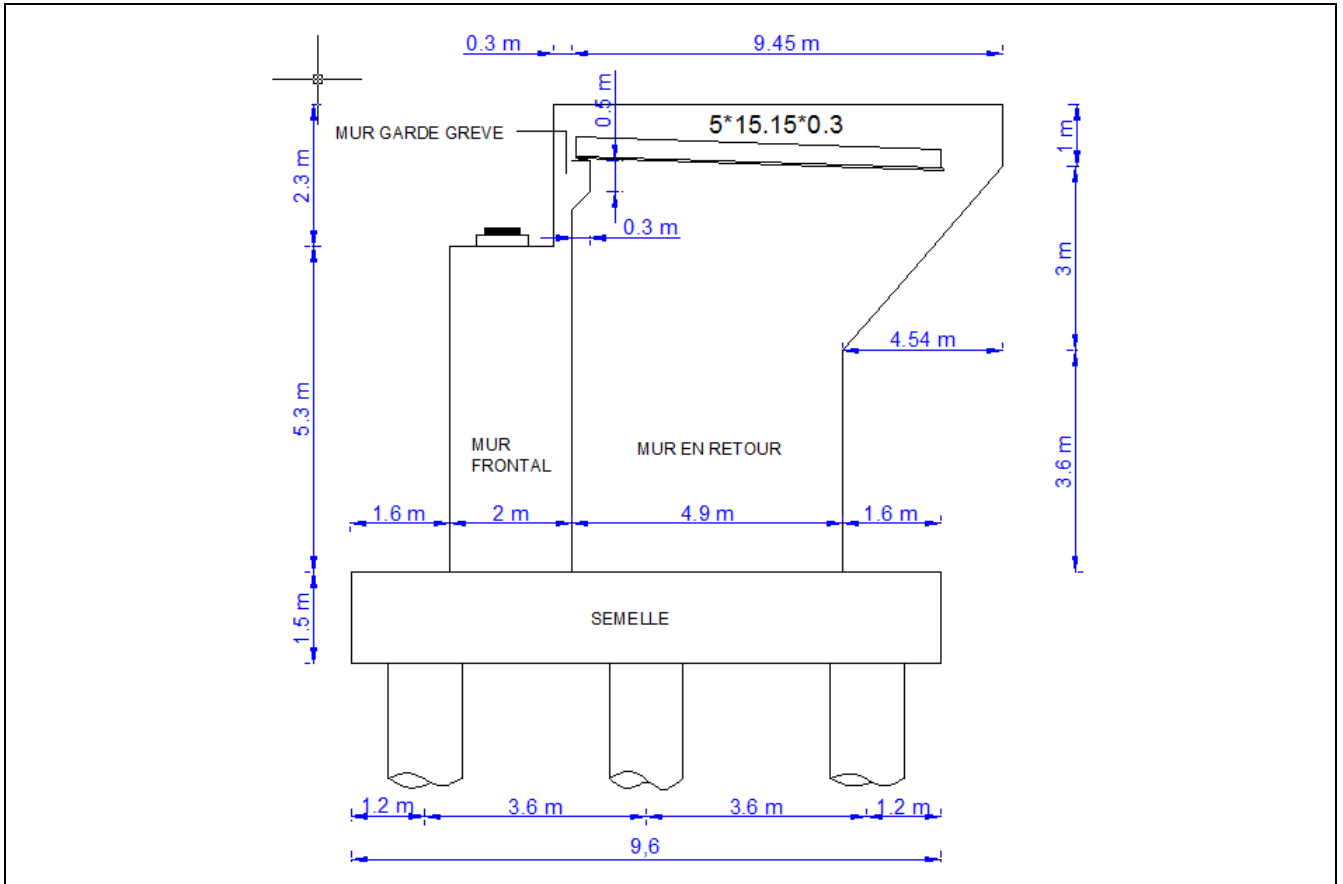


Fig.14.1.Coupe longitudinale de la culée

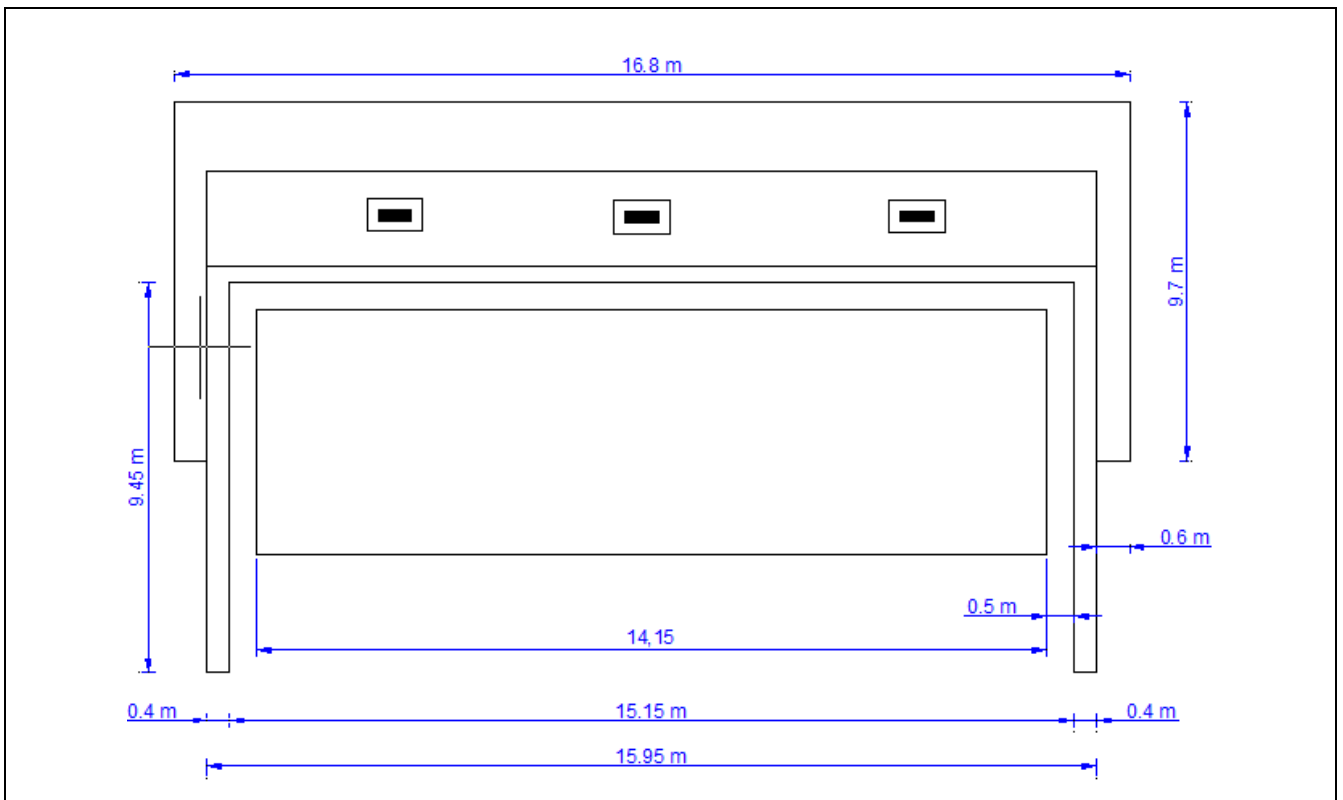


Fig.14.1. Vue en plan de la culée.

14.1/ Evaluation des efforts sollicitant la culée :**14.2.1/ Détermination du coefficient de poussée K_a :**

Dans les conditions normales : $K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]} \times \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)} \quad \text{avec}$$

φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 35^\circ$)

α : Angle de talus avec l'horizontal $\alpha = 0^\circ$

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0^\circ$

δ : Angle de frottement remblai – culée (sol – béton) $\delta = 0^\circ$

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \operatorname{Arctg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \right)$

K : Coefficient caractérisant le séisme : $K^2 = \varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)$

$\varepsilon_H = 0,3$: Accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\varepsilon_V = 0,3$, $\varepsilon_H = 0,09$: Accélération du séisme dans le sens verticale.

L'effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon_H \cdot G$

L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon_V) \cdot G$

En condition sismique devient alors:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta) \cdot K}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2 \cdot \cos \theta}$$

Action de séisme	ε_H	ε_v	K	θ	K_a
Condition normale	0	0	1	0	0,271
condition sismique	0,3	0,09	1,04	15,38	0,456
	0,1	-0,07	0,96	18,24	0,506

Tab.14.1. Valeurs des paramètres K_a , K et θ

14.2.2/ Détermination des différents cas de charge :

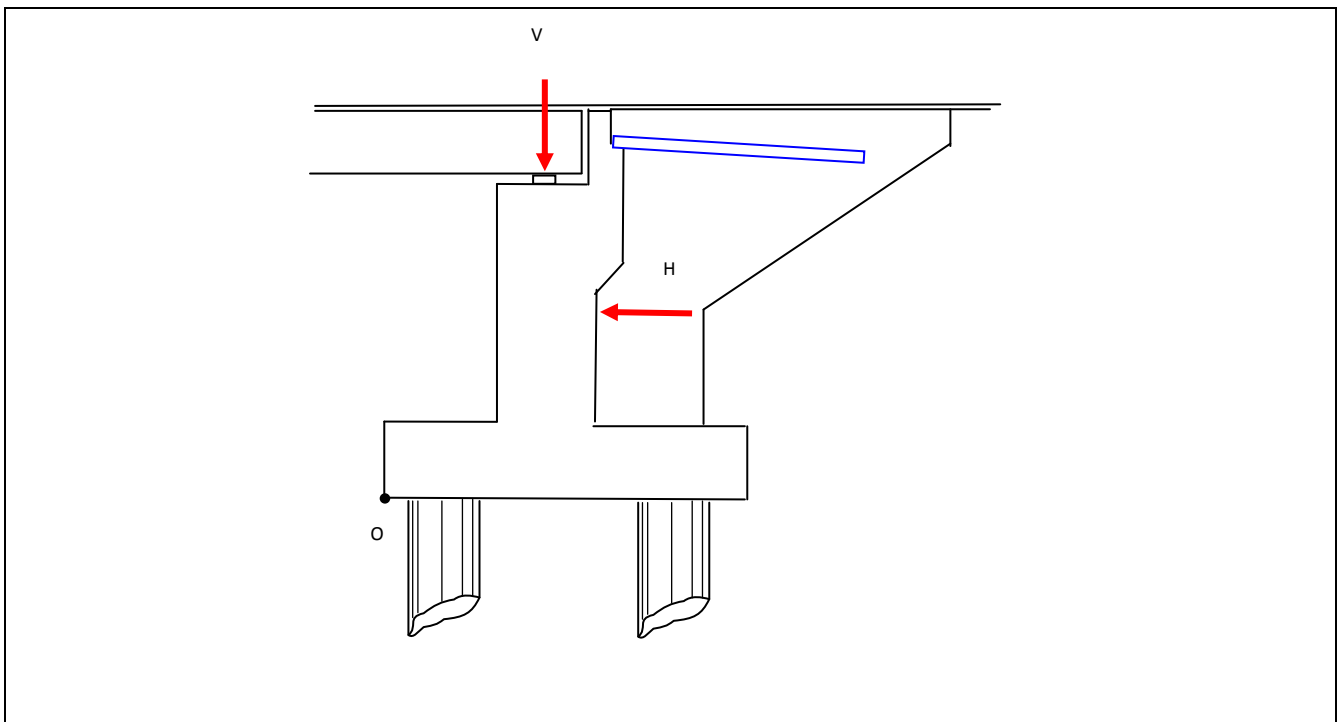


Fig14.2. Coupe longitudinale

❖ Poussée des surcharges de remblai :

L'intensité $q = 1 \text{ t/m}^2$, qu'on majore par 20 % : $P = q \cdot S$ avec S : surface de contact.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L \quad \text{avec } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3, \text{ poids volumique des terres.}$$

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point O.

M_s : désigne le moment stabilisant

M_r : désigne le moment renversant.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant:

Désignation	ϵH	P	$\epsilon H.P$	ϵV	$(1+\epsilon V).P$	ZV	Zh	MR	MS
poids de tablier	0	478,35	0	0	478,35	2,45	7,64	0	1171,95
	0,3		143,50	0,09	521,40			1096,37	1277,43
	0,3		143,50	-0,09	435,29			1096,37	1066,48
Mur garde grève	0	27,51	0	0	27,51	3,45	7,95	0	94,90
	0,3		8,25	0,09	29,98			65,61	103,45
	0,3		8,25	-0,09	25,03			65,61	86,36
Mur de front	0	422,67	0	0	422,67	2,6	4,15	0	1098,94
	0,3		126,80	0,09	460,71			526,22	1197,84
	0,3		126,80	-0,09	384,62			526,22	1000,03
Mur en retour	0	79,49	0	0	79,49	6,34	5,68	0	503,96
	0,3		23,84	0,09	86,64			135,45	549,32
	0,3		23,84	-0,09	72,33			135,45	458,60
Semelle	0	604,8	0	0	604,8	4,8	0,75	0	2903,04
	0,3		181,44	0,09	659,23			136,08	3164,31
	0,3		181,44	-0,09	550,36			136,08	2641,76
Poids de la dalle de transition	0	73,89	0	0	73,89	6,64	8,3	0	490,62
	0,3		22,16	0,09	80,54			183,98	534,78
	0,3		22,16	-0,09	67,23			183,98	446,47
Corbeau	0	7,38	0	0	7,38	3,73	7,87	0	27,52
	0,3		2,21	0,09	8,04			17,42	30,00
	0,3		2,21	-0,09	6,71			17,42	25,05
Dés d'appuis	0	1,54	0	0	1,54	2,45	6,89	0	3,77
	0,3		0,46	0,09	1,67			3,18	4,11
	0,3		0,46	-0,09	1,40			3,18	3,43
Poids des terres sur le talon	0	1151,55	0	0	1151,55	5,09	3,82	0	5861,38
	0,3		345,46	0,09	1255,18			1319,67	6388,91
	0,3		345,46	-0,09	1047,91			1319,67	5333,86
Poids des terres sur le patin	0	18,79	0	0	18,79	1,06	1,66	0	19,91
	0,3		5,63	0,09	20,48			9,35	21,70
	0,3		5,63	-0,09	17,09			9,35	18,12
Poids des terres sur D.T	0	76,41	0	0	76,41	6,8	8,78	0	519,58
	0,3		22,92	0,09	83,28			201,26	566,35
	0,3		22,92	-0,09	69,53			201,26	472,82
Surcharges sur remblai (1t/m ²)	0	84,9	0	0	84,9	6,8	9,59	0	577,32
	0,3		25,47	0,09	92,54			244,25	629,27
	0,3		25,47	-0,09	77,25			244,25	525,36
Surcharges AL+T	0	287,02	0	0	287,02	2,45	7,64	0	703,19
	0,3		86,10	0,09	312,85			657,84	766,48
	0,3		86,10	-0,09	261,18			657,84	639,91
Freinage Bc	0	18	0	0	0	2,45	7,64	0	0
	0,3		5,4	0,09	0			41,25	0
	0,3		5,4	-0,09	0			41,25	0
Poids de trottoir sur la culée	0	25,51	0	0	25,51	2,45	7,64	0	62,49
	0,3		7,65	0,09	27,80			58,46	68,12
	0,3		7,65	-0,09	23,21			58,46	56,87
Totale	-	-	0	-	3339,81	-	-	0	14038,65
			1007,34	-	3640,39			4696,46	15302,13
			1007,34		3039,22			4696,46	12775,17

Tab.14.2. Valeurs des moments dus à la charge permanente

14.2.2.1/ Poussée des terres :

$$P = 1/2 \times K\alpha \times \gamma_r \times l \times H_p^2$$

Désignation	K α	P	Z _v	Z _h	MR	MS
M.F + M.G.G	0,271	165,87	3,82	-	633,63	0
	0,456	279,10	3,82	-	1066,18	0
	0,506	309,71	3,82	-	1183,09	0
Semelle	0,271	9,21	0,5	-	4,60	0
	0,456	15,51	0,5	-	7,75	0
	0,506	17,21	0,5	-	8,60	0

Tab.14.3. Valeurs des moments dus à la poussée des terres.

14.2.2.2/ Poussée due aux surcharges :

$$P = \lambda_{oh} \times 1.2 \times l \times H_p$$

Désignation	K α	P	Y	X	MR	MS
M.F + M.G.G	0,271	37,44	4,38	-	164,00	0
	0,456	63,01	4,38	-	275,96	0
	0,506	69,91	4,38	-	306,21	0
Semelle	0,271	8,19	0,75	-	6,14	0
	0,456	13,78	0,75	-	10,34	0
	0,506	15,30	0,75	-	11,47	0

Tab.14.4. Valeurs des moments dus à la poussée des surcharges.

14.2.3/ les valeurs des moments et les efforts globaux :

Désignation	$\epsilon H.P$	$(1+\epsilon V).P$	MR	MS
Totale	220,73	3339,81	808,39	14038,65
	1378,75	3640,39	6056,71	15302,13
	1419,48	3039,22	6205,86	12775,17

Tab.14.5. Valeurs des moments et les efforts globaux.

14.3/ Vérification de la culée :

14.3.1/ Vérification du tiers central :

❖ **En condition normale :** on doit vérifier que : $E_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{9,6}{6} = 1,6m > e = \frac{B}{2} - X'$

Avec $X' = \frac{(\sum M_s - \sum M_R)}{\sum (1 \pm \varepsilon_v)P}$ et B: la largeur de la semelle.

❖ **En condition sismique :** $E_{MAX} = B / 4 = 2,4 m > e = B/2 - X'$.

$$E_{MAX} = \frac{B}{4} = \frac{9,6}{4} = 2,4m > e = \frac{B}{2} - X'$$

✓ Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous

condition	$\sum(1+v).P$	$\sum MR$	$\sum MS$	X'	E _{max}	e	Vérification
C.N	3339,81	808,39	14038,65	3,96	1,6	0,83	Vérifiée
H+v ⁺	3640,39	6056,71	15302,13	2,53	2,4	2,26	Vérifiée
H+V	3039,22	6205,86	12775,17	2,16	2,4	2,32	Vérifiée

Tab.14.6. Valeurs de vérification du tiers central

14.3.2/ Vérification au glissement :

❖ **Condition normale :** en condition normal le coefficient de sécurité au glissement

(C.S.G) égale à 1,5 donc on doit vérifier que : $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1,5$

❖ **Condition sismique :** en condition sismique le C.S.G égale à 1.

Donc on vérifie que: $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1$

✓ Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum \varepsilon H.P$	$\sum(1+\varepsilon v).P$	u	R	C.S.G	Vérification
C.N	220,73	3339,81	0,55	8,32	1,5	Vérifiée
H+V+	1378,75	3640,39	0,55	1,45	1	Vérifiée
H+V-	1419,48	3039,22	0,55	1,17	1	Vérifiée

Tab.14.7. Valeurs de vérification au glissement.

14.3.3/ Vérification au renversement :

- ❖ **Condition normale:** en condition normal le coefficient de sécurité au renversement

(C.S.R) égale à 1,5. donc on doit vérifier que : $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1,5$

- ❖ **Condition sismique:** en condition sismique le C.S.R vaut 1.

Donc on vérifie que: $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$

✓ Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum MR$	$\sum MS$	R	C.S.R	Vérification
C.N	808,39	14038,65	17,36	1,5	Vérifiée
H+V+	6056,71	15302,13	2,52	1	Vérifiée
H+V-	6205,86	12775,17	2,05	1	Vérifiée

Tab.14.8. Valeurs de vérification au renversement.

14.4/ Ferrailage des éléments de culée :**14.4.1/ Dalle de transition :**

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute ça surface (contacte directe avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au dessus de la dalle.

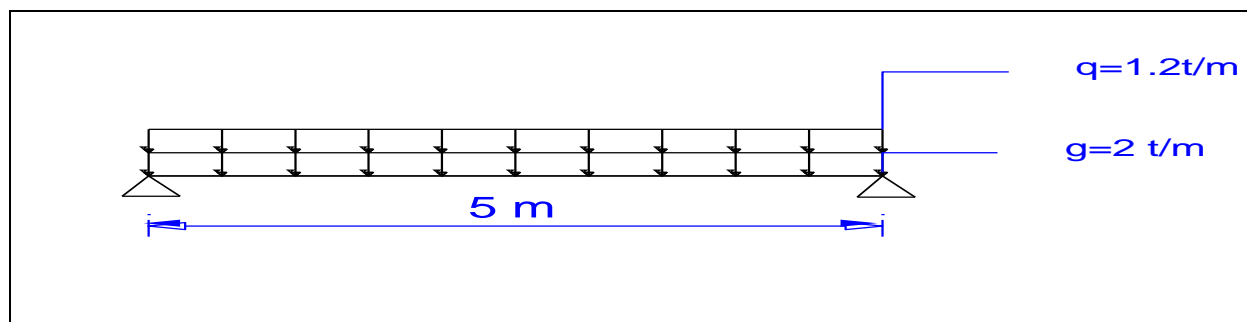
14.4.1.1/ Evaluation des efforts :

Remblai : $\gamma_r \times 0.6 = 1,08 \text{ t/m}^2$.

Poids propre de la dalle : $0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}^2$

Revêtement : $2.2 \times 0.08 = 0.176 \text{ t/m}^2$

Surcharges : $1,20 \text{ t/m}^2$ (surcharges sur remblai)



On utilise la combinaison d'action à l'E.L.U sachant que $P = 1,35G + 1,6Q$

D'où, $P = 4,62 \text{ t/m}^2$

$$M_U = \frac{P.L^2}{8} = 14.437 \text{ t.m/ml}$$

14.4.1.2/ ferrailage :

$$M_u = 15.375 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec, $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

$\theta = 1$ Et $\gamma_b = 1,5$

D'où, $f_{bu} = 15,3 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec, $M_u = 14.43 \text{ t.m/ml}$ (sous l'effet de la combinaison maximale)

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,30 = 0,27 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{D'où, } \mu = \frac{14.43}{1 \cdot (0,27)^2 \cdot 15,3} \cdot 10^{-2} = 0,129$$

$\mu_c(\alpha_c, \gamma)$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}, \quad \gamma = \frac{14,43}{10,75} = 1,35$$

$\alpha_c = 0,44$; d'où $\mu_c = 0,291$

Donc $\mu < \mu_c$ alors, on a une section sans armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,173$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \cdot 0,173) = 0,25 \text{ m}$$

On a : $\mu = 0,125 < 0,186$

Donc : $\varepsilon_s = 10^{-2}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{fe}{\gamma_s \cdot ES} = \frac{400}{1,15 \cdot 200000} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_{es}$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

Finalement :

$$A_s = \frac{MU}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{14,43}{0,25 \cdot 347,82} \cdot 10^2 = 16,59 \text{ cm}^2$$

14.4.1.3/ Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \implies A_{\min} = \frac{1 \times 0,27 \times 0,23 \times 2,22}{400} = 3,44 < 16,59 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Donc, $A_s = 16,59 \text{ cm}^2$

D'après le B.A.E.L on prend 6HA 20 = 18,85 cm², avec un espacement de 16cm

Pour la nappe inférieure on prend : 6HA 20, avec un espacement de 16cm.

Pour la nappe supérieure on prend : 6HA 14, avec un espacement de 16cm.

14.4.1.4/ Les armatures de répartitions:

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \implies 4,71 < A_r < 9,425$$

On prend : $A_r = 8,04 \text{ cm}^2 \implies 4 \text{ HA}16$, avec un espacement de 20cm

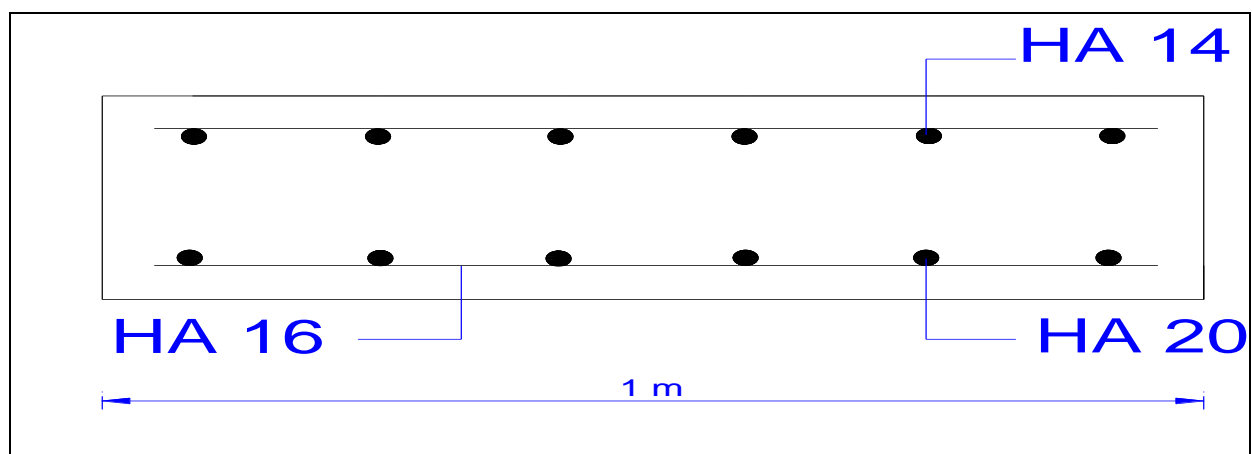


Fig14.3. Schéma de ferrailage.

14.4.1.5/ Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S avec les deux conditions suivantes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \end{cases} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$M_{ser} = \frac{P.L^2}{8} = 10.75 \text{ t.m} \quad (P = G+1,2 Q = 3.44t)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} \quad , \quad f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où, } \bar{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} \text{ Car } \xi_s = 10^{-2} > \xi_{es} = 1,74.10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2}.X^2 + n.A'_s(X - c') - n.A_s(d - X)$$

$$n = 15, \quad A_s = 18.85 \text{ cm}^2 \quad , \quad A'_s = 0$$

n : est le coefficient d'équivalence.

Donc,

$$X = 0,25 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{b X^3}{3} + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 5,2.10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I_1} = 5.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - X)}{I_1} = 6.2 \text{ MPa} < 347.83 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

14.4.2/ Mure garde grève :

14.4.2.1/ Evaluation des efforts :

D'après le document SETRA PP73 appuis du tablier, Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

Le mur garde grève est supposé encastrer dans le mur frontal.

a) Poussée de terres :

$$M_p = \frac{P.H}{3} \text{ Avec, } P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot K_\alpha, K_\alpha = 0,333 \text{ et } H = 2,3 \text{ m}$$

D'où, $M_p = 1,21 \text{ t.m}$

b) Poussée des charges locale :

D'après les documents 'SETRA', seul la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 t répartie sur un rectangle de (0.25m×0.75m).

Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur. Voir la figure 14.4 :

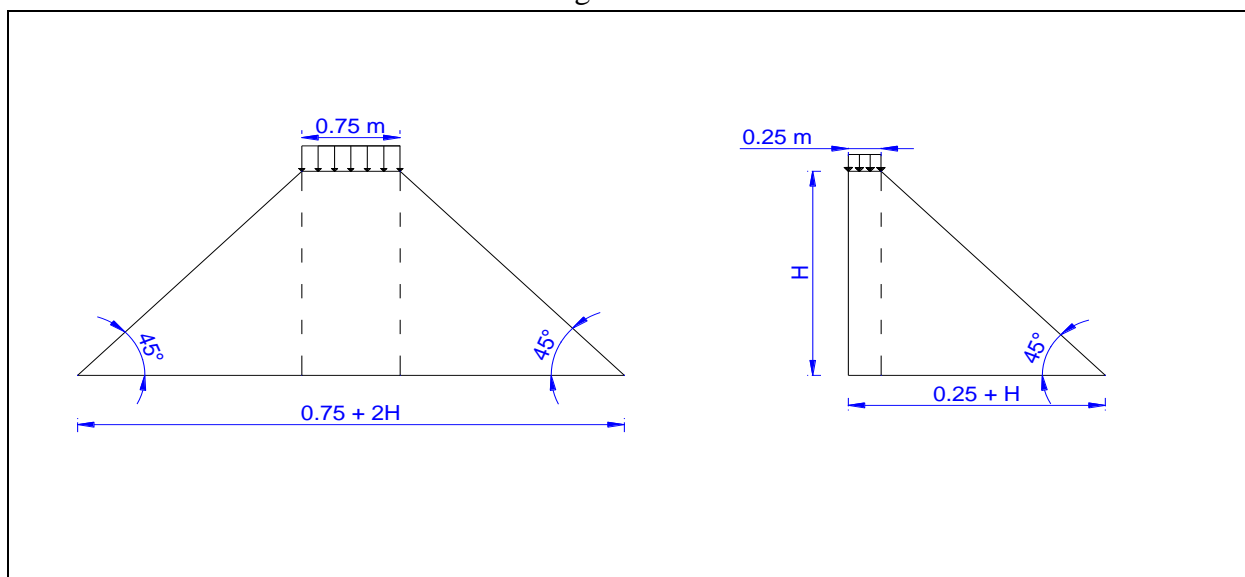


Fig14.4. Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_t = \frac{12.K}{0,75 + 2H} \int_0^H \frac{H-x}{0,25+x} dx \text{ ----- (I)}$$

Avec, $K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$

$b_c = 0.8$ (On fonction du nombre de voies charges)

$\gamma = 1,2$ Coefficient de pondération

$\delta = 1,081$ Coefficient de majoration dynamique

D'après l'équation (I)

$$M_t = \frac{12.K}{0,75 + 2.H} [(H + 0,25) + \ln(0,25 + H) - \ln(0,25) - H]$$

$$M_t = 5,76.K$$

γ : Coefficient de pondération ($\gamma = 1,6$ à L'E.L.U, $\gamma = 1,2$ à L'E.L.S)

$$\text{D'où : } M_t = \begin{cases} 3,18 \text{ t.m L'E.L.U} \\ 2,38 \text{ t.m L'E.L.S} \end{cases}$$

c) Force de freinage :

On concéder un essieu lourd on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5m en arrière .Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante

$$M_f = \frac{\mu.P.H}{0,75 + 2.H}$$

Avec, μ : Coefficient de pondération ($\mu = 1,6$ à L'E.L.U, $\mu = 1,2$ à L'E.L.S)

$$\text{D'où, } M_f = \begin{cases} 4.13\text{t.m L'E.L.U.} \\ 3.09\text{t.m L'E.L.S.} \end{cases}$$

Donc,

$$M_u = 1,35 M_p + 1,6(M_t + M_f) = 13,33\text{t.m /ml}$$

$$M_{ser} = M_p + 1,2(M_t + M_f)$$

$$M_{ser} = 7,77 \text{ t.m}$$

14.4.2.2/ Ferrailage :

Le calcul de la section d'acier est fait par le logiciel ROBOT EXPERT en flexion simple qui nous a donnée

$$\left. \begin{array}{l} M_u=13.33 \text{ t.m} \\ M_{ser}=7,77 \text{ t.m} \\ \text{Enrobage}=3\text{cm} \\ \text{Dimension (0.30x1 m}^2\text{)} \\ \text{Béton}=27\text{Mpa} \\ \text{Acier : } f_e=400\text{Mpa} \end{array} \right\} \Rightarrow A_s=16.1\text{cm}^2$$

14.4.2.3/ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{\min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 3,42 \text{ cm}^2 < A_s = 16.1 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend 6HA 20 = 18,85 cm² avec E = 16 cm

On a une section sans armateurs comprimé ($A_s' = 0$), pour la disposition constructive on prend, $A_s' = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$ avec E = 20cm

14.4.2.3/ Le ferrailage horizontal :

On prend : $A_{sh} = \frac{A_s}{4} = 4,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA} 12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec E = 20cm

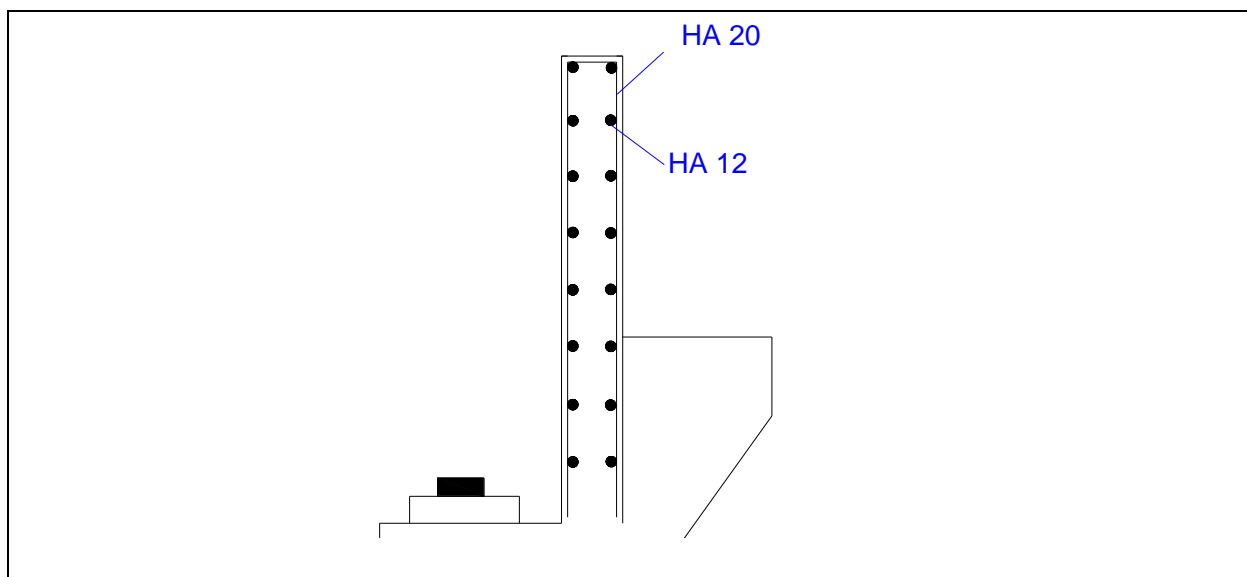


Fig14.5. Ferrailage du mur garde grève et du corbeau d'appui

14.4.3/ Corbeau :**14.4.3.1/ Evaluation des charges et surcharges :**

Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL/2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,88 \text{ t/ml}$.

Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 0,6 \times 5 \times 1,8 / 2 = 2,7 \text{ t/ml}$.

Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,5 \text{ t/ml}$.

Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL=1 \times 0,3 \times 2,5=0,75 \text{ t/ml}$.

Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL/2=5 \times 1,2/2=3 \text{ t/ml}$.

1- Réactions : $R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 12,67 \text{ t/ml}$.

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 9,43 \text{ t/ml}.$$

2- Moments : $M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,15 = 1,9 \text{ t/ml}$.

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,15 = 1,41 \text{ t/ml}.$$

14.4.3.2/ Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 1,9 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 1,41 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Dimension } (0,3 \times 1) \text{ m}^2$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 1,6 \text{ cm}^2 \text{ (Par ROBOT EXPERT)}$$

14.4.3. 3/ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,2}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} \geq 3,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s \text{ 4}\varnothing\text{12} = 4,52 \text{ cm}^2, E = 10 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } A_y = A_s / 3 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit 3HA10, } E = 0,30 \text{ cm}$$

14.4.4/ Le mur frontal :**14.4.5.1/ Evaluation des efforts :**

Le mur frontal est encasté sur la semelle ,il travail en flexion composée ,et solliciter par :

- Réaction du tablier.
- Poids propre de corbeau et le mur garde grève.
- Poids propre du mur frontal.
- Poussée des terres.
- Force de freinage.
- Force sismique horizontale.
- Poids des surcharges

❖ Charge permanente :

Désignation	P	$\epsilon_h.P$	$(1+\epsilon_v).P$	Z_v	Z_h	M	M_s
Poids de tablier	478,35	0	478,35	0,85	7,14	0	406,59
	478,35	143,50	521,40	0,85	7,14	1024,62	443,19
Mur garde grève	27,51	0	27,51	1,85	6,45	0	50,89
	27,51	8,25	29,98	1,85	6,45	53,23	55,47
Mur de front	422,67	0	422,67	1	2,65	0	422,67
	422,67	126,80	460,71	1	2,65	336,02	460,71
poids de la dalle de transition	73,89	0	73,89	5,05	6,8	0	373,14
	73,89	22,16	80,54	5,05	6,8	150,73	406,72
Corbeau	7,38	0	7,38	2,13	6,37	0	15,71
	7,38	2,21	8,04	2,13	6,37	14,10	17,13
Dés d'appui	1,54	0	1,54	0,85	5,39	0	1,30
	1,54	0,46	1,67	0,85	5,39	2,49	1,42
Poids des terres sur D.T	76,41	0	76,41	5,2	7,28	0	397,33
	76,41	22,92	83,28	5,2	7,28	166,87	433,09
Surcharges AL+T	287,02	0	287,02	0,85	7,14	0	243,96
	287,02	86,10	312,85	0,85	7,14	614,79	265,92
Freinage Bc	0	18	0	0,85	7,14	128,52	0
	0	18	0	0,85	7,14	128,52	0
Poussée des terres	0	165,87	0	0	2,32	384,82	0
	0	279,10	0	0	2,32	647,52	0
Poids due aux surcharges	0	37,44	0	0	2,88	107,83	0
	0	63,00	0	0	2,88	181,45	0
totale	-	221,31	1374,77	-	-	621,18	1911,63
	-	772,54	1498,49	-	-	3320,38	2083,67

Tab.14.9. Valeurs des sollicitations

❖ Effort à la base du voile :

Les conditions normales			Les conditions sismiques		
M (t.m)	N (t)	H (t)	M (t.m)	N (t)	H (t)
1290,45165	1374,77	221,315894	1236,70539	1498,4993	772,541876

Tab.14.10. Sollicitations à la base du voile

❖ Le calcul se fait par un mètre linéaire donc :

Combinaison	M (t.m/ml)	N (t/ml)
E.L.S	80,90	86,19
E.L.U	109,22	116,35
E.L.A	77,53	93,94

Tab.14.11. Sollicitations à la base du voile par un mètre linéaire.

14.4.5.2/ Résultats du ferrillage :

14.4.5.2.1/ Condition normale :

La section est soumise à la flexion composée

$N_u = 116.35t$

$N_{ser} = 86,19 t$

$M_u = 109.22t.m$

$M_{ser} = 80,90 t.m$

Enrobage = 3cm

Dimension (1.7x1 m²)

Béton = 27Mpa

Acier : $f_e = 400Mpa$

$A_s = 16.8cm^2$ (Par **ROBOT EXPERT**)

1) La condition de non fragilité:

2) $A_s < A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 27.94 cm^2$ la condition n'est pas vérifié donc on prend

A_{min} d'après le B.A.E.L 6HA 25 = 29,45 cm²

Armatures de construction :

$A_t = A_s/3 = 9.41 cm^2$ on prend 6HA16 pour $A_s = 12.06 cm^2$

3) Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S:

$$A'_s = 0$$

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2, M_{ser} = 80.90 \text{ t.m}$$

Donc,

$$\sigma_{bc} = 3.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2(0.6F_cj) \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 117.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\text{Donc, } A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \implies 6\text{HA}16 \text{ avec un } E = 16 \text{ cm}$$

14.4.5.2.1/ Condition séismique :

Le ferrailage se fait en flexion composée

$$N_u = 93.94 \text{ t}$$

$$M_u = 77.53 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Dimension } (1.7 \times 1 \text{ m}^2)$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\implies A_s = 10.18 \text{ cm}^2 \text{ (Par } \mathbf{ROBOT \ EXPERT})}$$

Soit 5HA16/ml pour $A_s = 10.05 \times 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

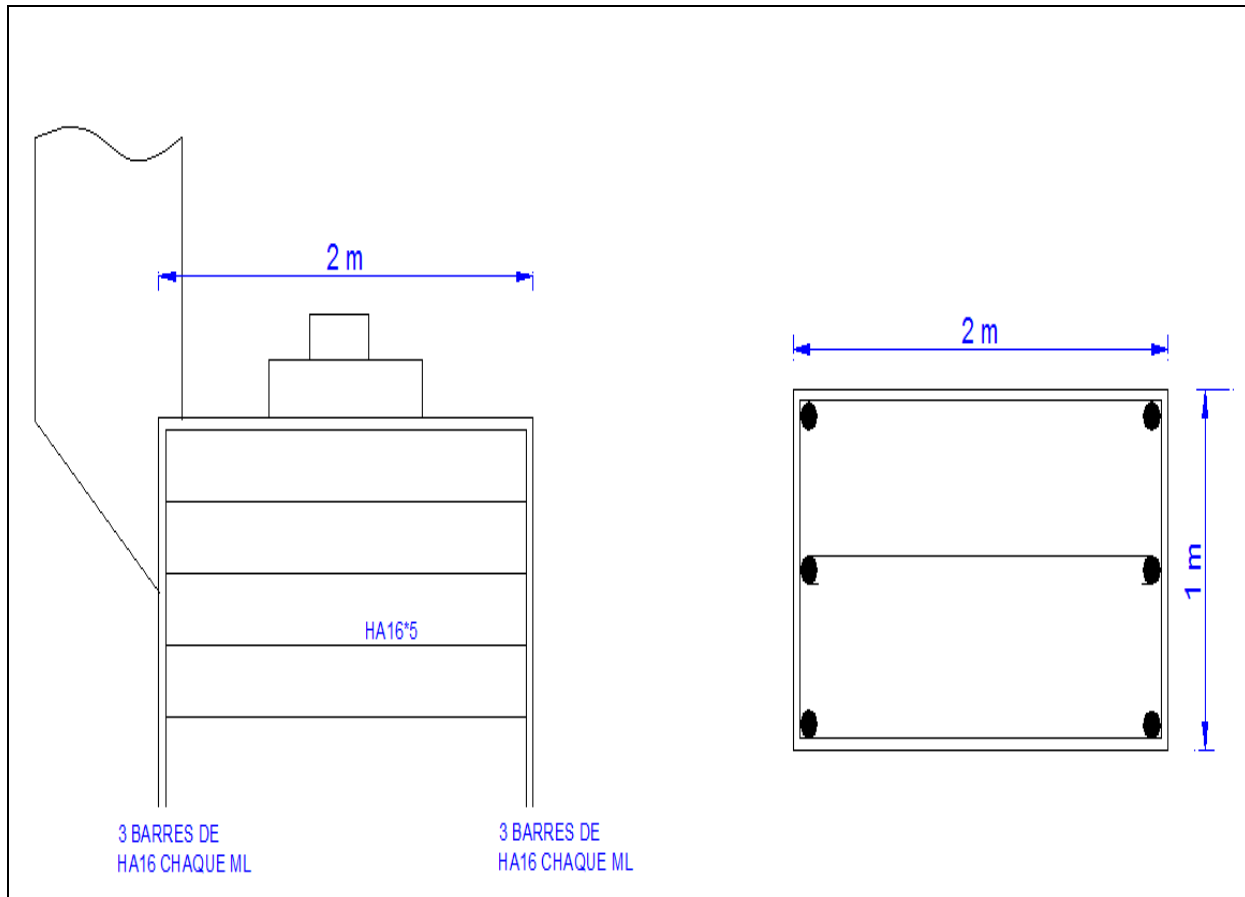


Fig14.6. ferrailage du mur de front.

14.4.6/Le mur en retour :

14.4.6.1/Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

❖ Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,271 \times 1,8 \times (7,6)^2 \times 1] = 14,95 \text{ t/ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 6,7 \times 0,271 \times 1 = 2,17 \text{ t/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t.}$

❖ Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 14.95 \times 1/3(7.6) = 37.87 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 2,17 \times 1/2(7,6) = 8.24 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2,4 \times (7.6-1) = 15.84 \text{ t.m}$.

❖ Les combinaisons :

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 89.65 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 66.76 \text{ t.m/ml}$$

❖ Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,4 \times 7.6 \times 2,5 = 7.6 \text{ t}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ t}$.
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0,43 \times 9.45 = 4.06 \text{ t.m}$

❖ Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 7.6 \times (4.17) = 31.69 \text{ t.m}$
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0,43 \times 0,5 \times 9.45 = 2,013 \text{ t.m}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 9.45 = 45.36 \text{ t.m}$.

❖ Les combinaisons :

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 118.07 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 54.43 \text{ t.m}$$

14.4.6.2/Ferrailage horizontal :

1) Ferrailage :

La section est soumise à la flexion simple :

$$\frac{89.65}{4.9} = 18.59 \text{ t.m}$$

$$M_u = 18.59 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 13,62 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Dimension} (0.4 \times 1 \text{ m}^2)$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 15.2 \text{ cm}^2 \text{ (Par ROBOT EXPERT)}$$

2) Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 6.21 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée, donc on prend :}$$

$$A_s = 15.2 \text{ cm}^2 \implies 5\text{HA } 20 \quad A_s = 15.71 \text{ cm}^2, E = 20 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{15.71}{3} = 5.32 \text{ cm}^2 \implies 5\text{HA } 12 \quad A_s = 5.56 \text{ cm}^2, E = 20 \text{ cm}$$

3) Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S:

$$A_s = 15.2 \text{ cm}^2, \quad M_{ser} = 13.62 \text{ t.m}$$

Donc,

$$\sigma_{bc} = 7.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 185.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

14.4.6.3/Ferraillage vertical :

La section est soumise à la flexion simple :

$$M_u = \frac{118.07}{7.6} = 15.53 \text{ t.m / ml}$$

$$M_u = 15.53 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 7,16 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Dimension} (0.4 \times 1 \text{ m}^2)$$

$$\text{Béton} = 27 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \text{ (Par ROBOT EXPERT)}$$

1) Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 9.6 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée, donc on prend :}$$

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \implies 5\text{HA } 20 \quad A_s = 15.71 \text{ cm}^2, E = 20 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{12.57}{3} = 4.19 \text{ cm}^2 \implies 5\text{HA } 12 \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2, E = 20 \text{ cm}$$

14.4.6.4/Ferrailage de suspension :**1) Ferrailage :**

$$M_u = \frac{118.07}{7.6} = 15.63 \text{ t.m/ml}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_u = 15.63 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 7,16 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 3\text{cm}$$

$$\text{Dimension (1x0.4 m}^2\text{)}$$

$$\text{Béton} = 27\text{Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400\text{Mpa}$$

$$A_s = 12.6\text{cm}^2 \text{ (Par **ROBOT EXPERT**)}$$

2) Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b.d. = 5.85 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée, donc en prend :}$$

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2 \implies 5\text{HA } 20 = 15.71 \text{ cm}^2, E=20\text{cm}$$

3) Vérification :

On fait la vérification à L'E.L.S:

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2, M_{ser} = 7.16 \text{ t.m}$$

Donc,

$$\sigma_{bc} = 4.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = 228.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 347.83 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

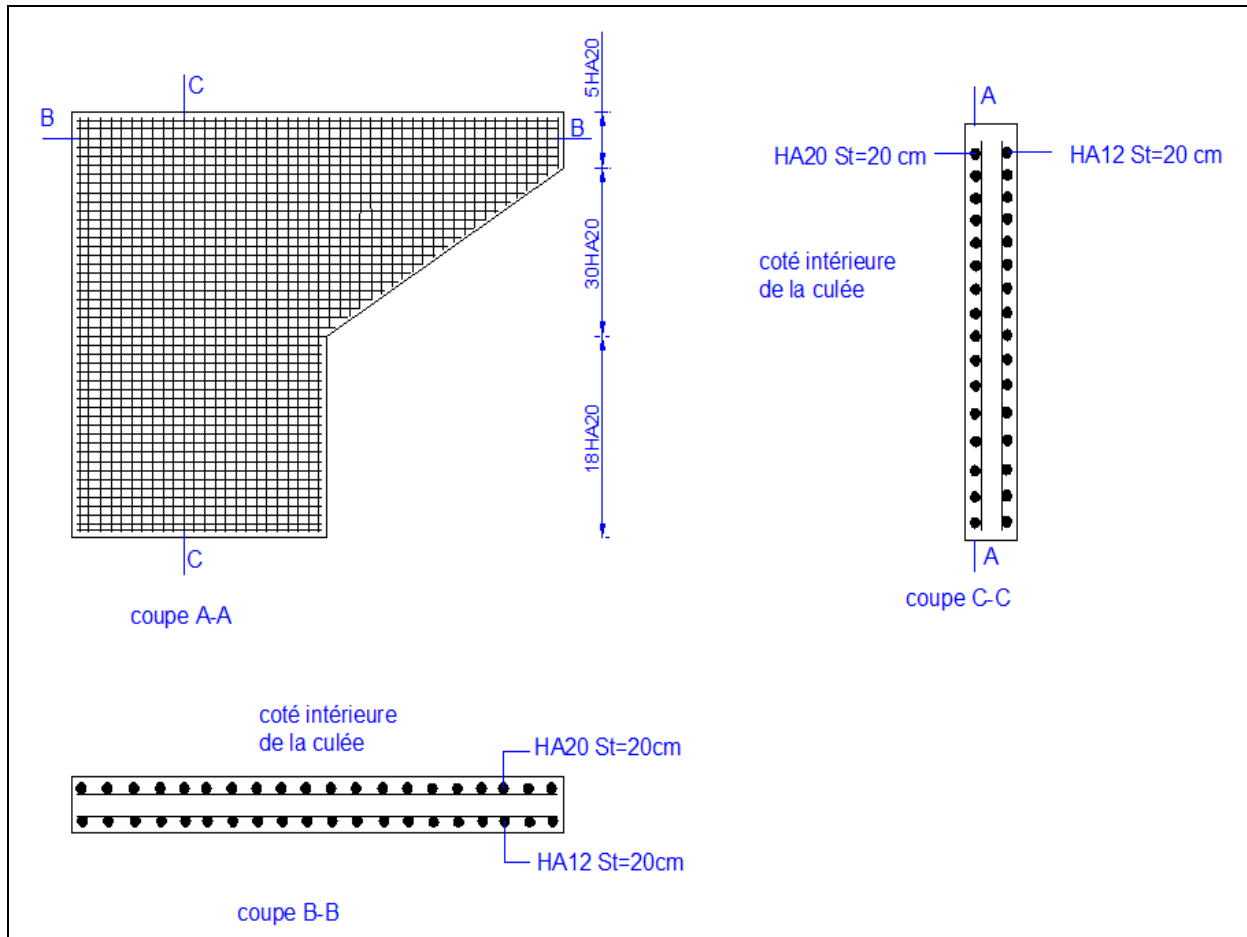


Fig14.7. ferrailage du mur en retour

14.5/ Etude et ferrailage de la semelle :

14.5.1/ Caractéristique de la semelle :

Longueur : $L = 16,8\text{m}$

Largeur : $B = 9,6\text{ m}$

Epaisseur : $E = 1,5\text{ m}$

14.5.2/ 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	$\epsilon_H \cdot P$	$(1 + \epsilon_V) \cdot P$	M_R	M_S
Totale	220,73	3339,81	808,39	14038,65
	1378,75	3640,39	6056,71	15302,13
	1419,48	3039,22	6205,86	12775,17

Tab.15.1. Sollicitations agissant sur la semelle.

14.5.2.1/ Conditions normales :

$$N_{\max} = 3339.81 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 14038.65 - 808.39 = 13230.26 \text{ t.m.}$$

14.5.2.2/ Conditions sismiques : G (1 ± 0,09)

$$N_{\max} = 3640.39 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 15302.13 - 6056.71 = 9245.42 \text{ t.m.}$$

14.5.3/ Détermination des nombres des pieux :

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{3640.39}{253} = 14.38$$

On prend 15 pieux.

14.5.4/ Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

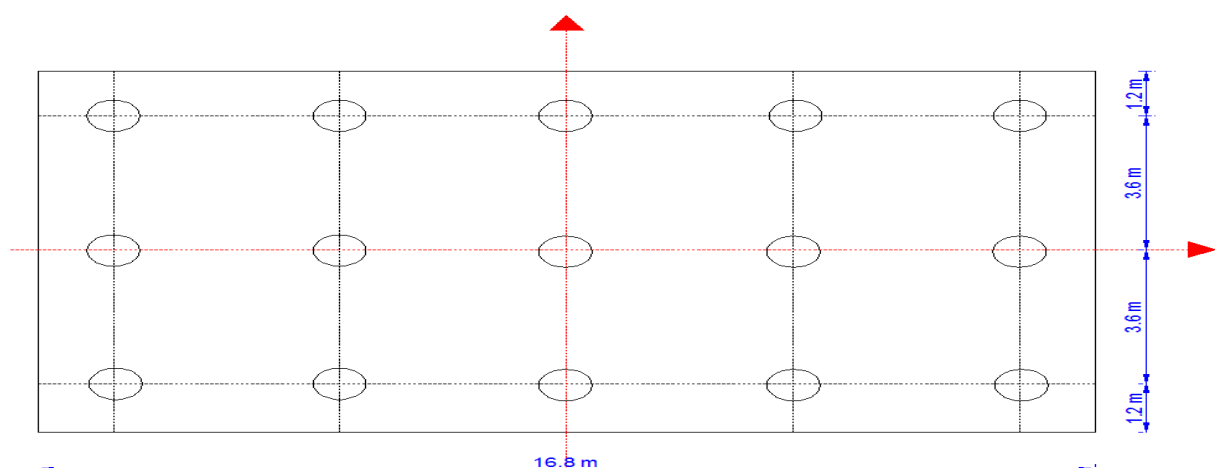


Fig.15.1. Coupe horizontale d'une semelle.

14.5.4.1/ Condition normale :

$$N_1 = \frac{3339.81}{15} + \frac{13230.26 \times 3,6}{15.(3,6)^2} = 467.65t$$

$$N_2 = \frac{3339.81}{15} - \frac{13230.26 \times 3,6}{15.(3,6)^2} = 22.38t$$

14.5.4.2/ Condition sismique:

$$N_1 = \frac{3640.39}{15} + \frac{9245.42 \times 3.6}{15 \times 3.6^2} = 413.90 t$$

$$N_2 = \frac{3640.39}{15} - \frac{9245.42 \times 3.6}{15 \times 3.6^2} = 71.48 t.$$

14.5.5/ Vérification de soulèvement :

$R_{\min} = 71.48 > 0$ \implies condition vérifiée

14.5.6/ Ferrailage de la semelle :

14.5.6.1/ Armatures transversales inférieures :

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées:

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1,50}{\frac{3,60}{2} - \frac{1,2}{4}} = 1$$

$\implies \alpha = 45^\circ$ vérifiée

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,5 \text{ m} < 1,6$ vérifiée

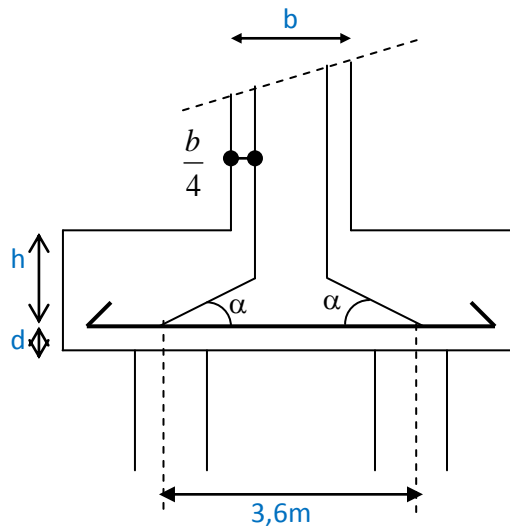


Fig.15.2.coupe transversal de La semelle

❖ Condition normale

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 2670 \text{ kg / cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}'_a} \cdot \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{4.67}{267} \times \frac{1,5}{1,5}$$

$$A_1 = 174.9 \text{ cm}^2$$

❖ Condition sismique

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{4,13}{400} \cdot \frac{1,5}{1,5}$$

$$A_2 = 103,25 \text{ cm}^2$$

La condition la plus la plus défavorable c'est la condition normale $A_s = 174.9 \text{ cm}^2$

On prend **22HA32** $\implies A_{\text{eff}} = 174.93 \text{ cm}^2$

L'espacement est de $S_t = \frac{\Phi + H - d}{N - 1}$

N : Nombre de barre

d : Enrobage 10cm

Φ : Diamètre de pieu

$$S_t = \frac{1,20 + 1,50 - 0,10}{22 - 1} = 12.38 \text{ cm}$$

On prend E = 12cm

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 150 + 120 = 270 \text{ cm}$$

Entre les différents bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que : $A_r = \frac{1}{3} A_{\text{eff}} / ml = \frac{1}{3} 174.9 = 58.3 \text{ cm}^2$

Soit 8HA32 $A_{\text{eff}} = 64.34 \text{ cm}^2$ avec espacement de 12cm.

14.5.6.2/ Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utilise les armateurs de répartition, tel que :

$$A_2 = \frac{1}{3} A_{ef} / ml = \frac{1}{3} \times 174.93 = 58.3 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA32** $A_{\text{eff}} = 64.34 \text{ cm}^2$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

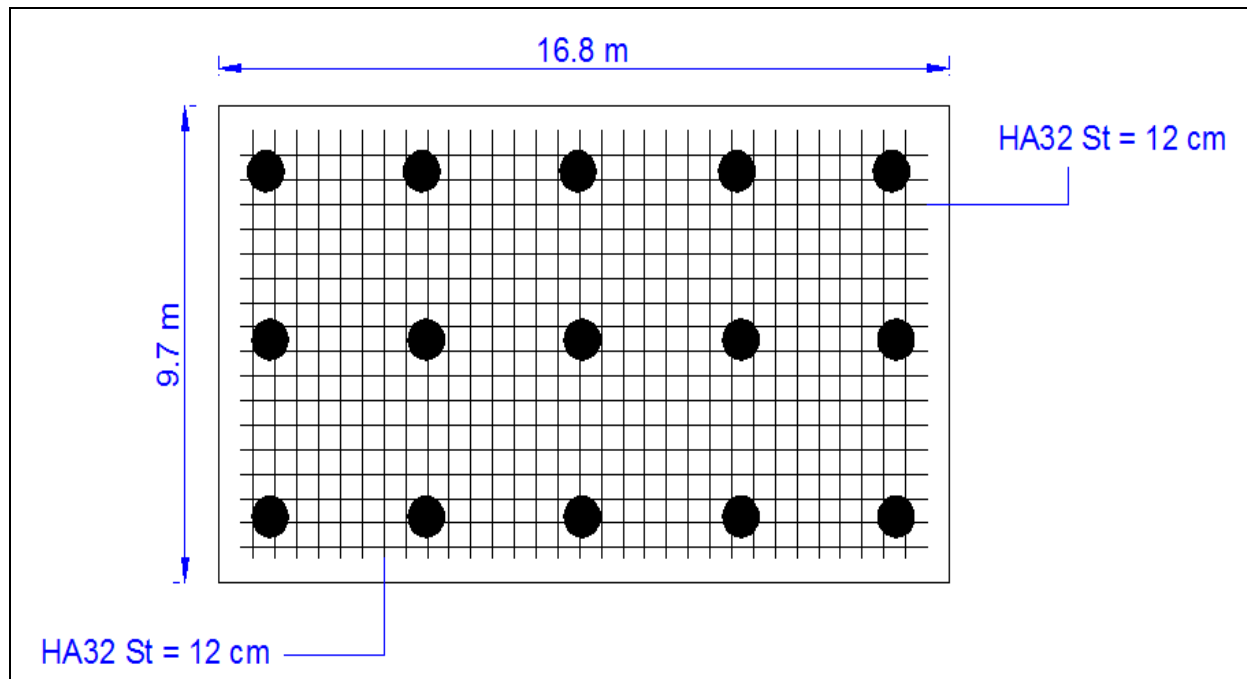


Fig.15.3. Schéma de ferrailage (nappe inférieure)

14.5.6.3/ Armatures de construction :

❖ Armatures transversales :

$$A_3 = \frac{A_{ef}}{10} = \frac{174.9}{10} = 17.49 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA20** $A_{\text{eff}} = 18.85 \text{ cm}^2$

L'espacement $S_t = 16 \text{ cm}$

❖ Armatures longitudinales supérieures :

$$A_4 = \frac{A_{ef}}{3} = \frac{174.9}{3} = 58.3 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA32** $A_{eff} = 64.34 \text{ cm}^2$

$S_t = 12 \text{ cm}$

14.5.6.4/ Armatures latérales :

$$A_3 = \frac{A_{ef}}{10} = \frac{174.9}{10} = 17.49 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA20** $A_{eff} = 18.85 \text{ cm}^2$

L'espacement $S_t = 16 \text{ cm}$

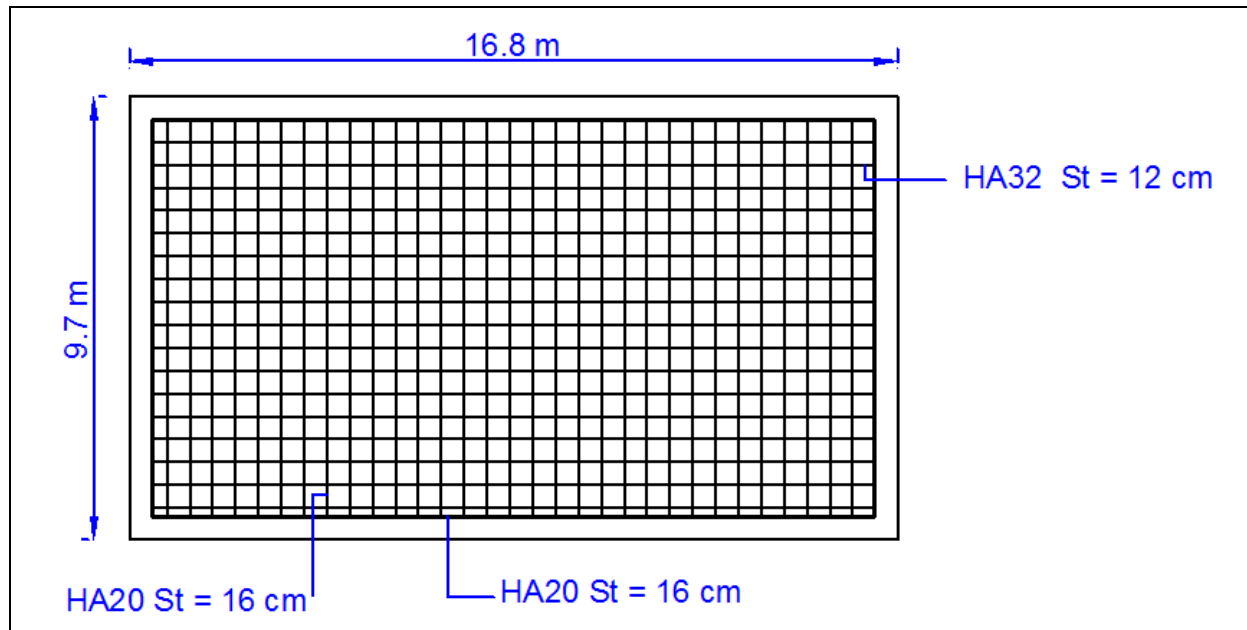


Fig.15.4. Schéma de ferrailage (nappe supérieure)

14.6/ Etude et ferrailage des pieux :**14.6.1/ 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 encastés 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 : $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$

b : Diamètre du pieu
 C_U : 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

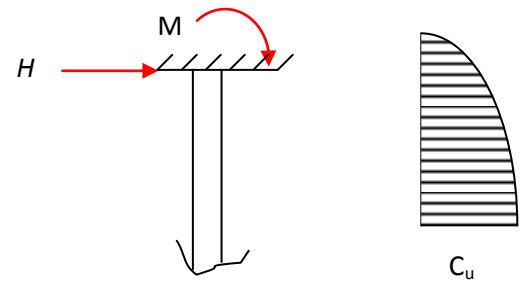


Fig.15.5.Action sur pieux

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul

14.6.1.1/ Calcul de λ :

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1,20\text{m}$

$C_U = 2000 \text{ t/m}^3$

$E = 21000\sqrt[3]{27} = 63000 \text{ kg/cm}^2$ Module d'élasticité du béton

I : Moment d'inertie du pieu

$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1,20)^4}{64} = 0,101787 \text{ m}^4$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1,20 \times 20}{4 \times 63000 \times 0,1017}} = 0,17\text{m}$

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où, $\lambda L = 0,17 \times 25 = 4.37$ avec : L la longueur de pieu L=25 m

14.6.1.2/ Effort tranchant en tête du pieu :

❖ **Condition normale :**

Freinage : 18 t

Poussées des terres et surcharges : 220.73 t

D'où, D'où $H = 238.73 \text{ t}$ donc $\bar{P} = \frac{H}{15} = 15.91 \text{ t/pieu}$

❖ **Condition sismique :**

$H = 1419.48 \text{ t}$ donc $\bar{P} = \frac{H}{15} = 94.63 \text{ t/pieu}$

14.6.2/ 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 :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Dans notre cas on concéder que, les pieux sont encastrés à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$: Donnés par les abaqués de WARNER en fonction de λL

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0$$

$$\Rightarrow M(z) = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 & \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45 & \chi_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

$$\lambda L = 4.37 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,295 ; \chi_{\theta M} = 1,56$$

a) Condition normale :

$$\bar{P} = 15,91 \text{ t / pieu} \Rightarrow \bar{M} = -77.69 \text{ t.m}$$

b) Condition sismique :

$$\bar{P} = 94,63 \text{ t / pieu} \Rightarrow \bar{M} = -462.02 \text{ t.m}$$

$\chi_{(M,P)}$ \ Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{\theta M}$	0,97	0,88	0,65	0,44	0,26	0,1	0,04	0,01
$\chi_{\theta P}$	0,38	0,63	0,66	0,56	0,42	0,25	0,14	0,04

Tab.15.2. Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}$, $\chi_{\theta P}$ en fonction de Z

Détermination des moments tout le long du pieu : $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$.

- **Condition normale** : $M(z) = -77.69 \times \chi_{\theta M} + \frac{15.91}{0,17} \times \chi_{\theta P}$
- **Condition sismique** : $M(z) = -462.02 \times \chi_{\theta M} + \frac{94.63}{0,17} \times \chi_{\theta P}$

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
C.N	-39,79	-9,40	11,2709	18,2268	19,1084	15,62	9,99	2,96
C.S	-236,63	-55,89	67,06	108,42	113,66	92,95	59,44	17,64

Tab.15.3. Valeurs des moments en fonction de Z

D'après les résultats donnés par le tableau des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{\max} = -462.02 \text{ t.m.}$

14.6.3/ Ferrailage des pieux :

14.6.3.1/ Détermination des sollicitations :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$$M_{\max} = -462.02 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 22.38 \text{ t}$$

14.6.3.2/ Détermination de la section d'armature :

La section des armatures est déterminée par la formule suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{4.62}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.12 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{0.22}{3.14 \times 0.6^2 \times 27} = 0.007 \end{array} \right. \longrightarrow \omega = 0,36. \text{ (Tirés par les abaques de WALTHER)}$$

$$A_s = \frac{\pi R^2 \cdot f_{c28}}{f_e} \cdot w \text{ Avec : } w = 0,36$$

D'où,

$$A_s = 251,92 \text{ cm}^2$$

On prend **32HA32** $\implies A_s = 257.36 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot R}{32} = 11,78 \text{ on prend } S_t = 12 \text{ cm}$$

14.6.3.3/ Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \implies \phi_t \geq \frac{32}{3} = 10,66 \text{ cm}$$

Donc on prend des cercles ϕ_{10} , avec un espacement de 20cm dans la zone courante, et 10cm dans la zone de jonction.

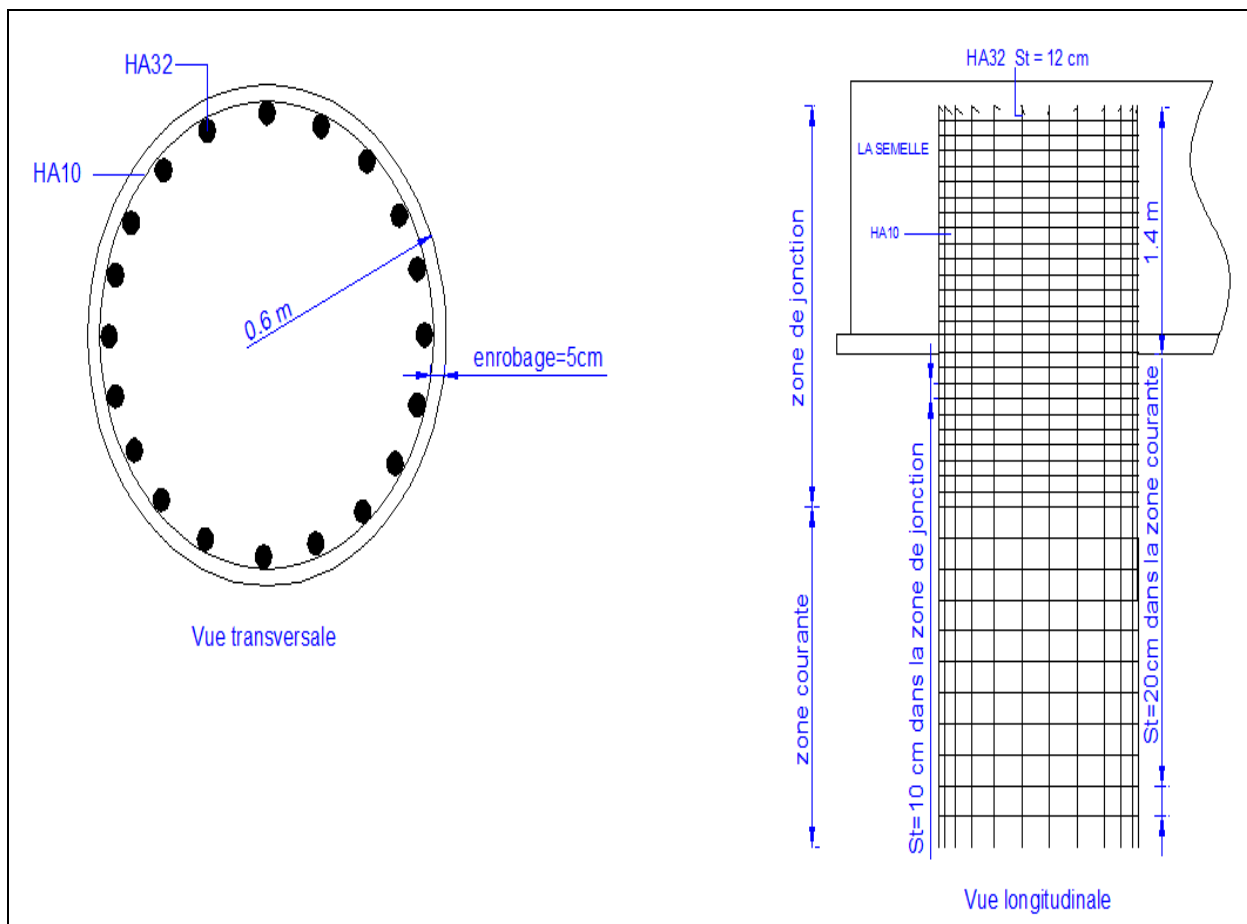


Fig.15.4. Schéma de ferrailage de pieu

Conclusion :

Notre projet avait pour but de concevoir et étudier un pont qui permet de relier la ville de ZERALDA à BOUDOUAOU en franchissant un oued.

Pour cela, on a opté à la stratégie suivante :

Premièrement, il fallait proposer des variantes et pour notre cas, on a proposé trois qui sont : pont mixte, pont en voussoir préfabriqué et pont à poutre en béton précontrainte par post-tension.

Après le passage par le prédimensionnement de ces trois variantes et on se basant sur des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution, la variante choisit était celle du pont à poutre en béton précontraint par poste tension.

Deuxièmement, on a entamé l'étude détaillé sur la variante choisit.

Notre étude est décomposée en deux grandes parties :

La superstructure : la, il s'agissait de définir les différentes charge et surcharges, calculer les réaction extrêmes sur la poutre la plus sollicitée en utilisant la méthode de GUYON MASSONET, puis passer au calcul de la précontrainte et à la vérification des contraintes sur les différentes parties des poutres en effectuant le calcul et le ferrailage de la dalle.

La deuxième partie était l'étude de l'infrastructure, en commençant par la détermination des efforts agissant sur chaque appuis (piles et culées), calcul des efforts de réduction puis ferrailer ces éléments en fonction de ces derniers, enfin on a procédé au calcul de fondation (fondations profondes) en utilisant des bielles.

A la fin de ce modeste travail, on a pu acquis une bonne formation dans le domaine des ouvrage d'art et plus précisément à poutres ; une formation qui devra être complétée dans la vie professionnelle.