

République Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique*

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics



PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics

Thème

**CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN PONT (OA.40.1 AU
PK 40+307) DANS LA WILAYA DE AIN DEFLA**



Réalisé par :

- ZEMMOURA YUCEF
- OULD HAMMOUDA ABD
AL AZIZ

Encadré par :

Mr : BOUZIANE NASSER

∞ **Promotion 2012** ∞

Remerciement :

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

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promoteur

M.bouziane pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des professeurs et du personnel de l'ESNTP pour toutes les informations qu'ils ont apporté à notre travail, durant les cinq ans de notre formation.

Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail à :

À nos très chers parents

À nos frères

À tous nos collègues de l'ESNTP

À tous nos amis sans exception

À tous nation musulmane



SOMMAIRE

INTRODUCTION

Chapitre I : Généralité

I.1- Introduction	1
I.2- présentation du projet	2

Chapitre II: Caractéristiquement tablier

II.1- choix et type d'ouvrage	4
II.2- variante I : pont mixte a poutre multiples	4
II.3- variante II : pont a poutre précontraintes.....	7
II.4-analyse multi critique.....	11
II.5-la dalle.....	11
II.6-détermination des caractéristique géométriques de la poutre.....	13

Chapitre III : Caractéristiques des matériaux

III.1- introduction	18
III.2- béton	18
III.3-L'acier.....	20

Chapitre VI : Calcul des charges et surcharge et efforts longitudinaux

IV.2- Calcul des charges et surcharges	23
IV.3- Calcul des éléments de réductions dus aux charges.....	31
IV.4- calcule des éléments de réductions dus aux surcharges.....	32

Chapitre V : Efforts transversaux

V.1- Présentation de l'logiciel ROBO	40
V.2- Modélisation	41

Chapitre VI : Etude de la précontrainte

VI.1- précontraintes par post tension.....	45
VI.2- Dimensionnement de la précontraint	45
VI.3- Disposition constructive des câbles	49
VI.4-Vérification des contraintes normales.....	56
VI.5-calcul des pertes.....	57
VI.6-vérification des contraintes normales.....	62
VI.7-Vérification de la contrainte tangentielle.....	66
VI.8- Ferrailage de la poutre	70
VI.9-étude de la plaque d'about.....	72

Chapitre VII : Calcul de l'hourdis

VII.1- Définition	76
VII.2- Etude de la flexion longitudinale	76
VII.3- Etude de la flexion transversale	77

Chapitre VIII : étude des déformations

VIII.1- calcul des flèches	78
VIII.2- calcul des rotations.....	80
VIII.3- calcul des déplacements.....	81

Chapitre IX : Les équipements de pont

IX.1- Les appareils d'appuis	83
IX.2- ferrailage de dé d'appui	88
IX.3- joint de chausse	89

Chapitre X : Etude de la pile

X.1- introduction	91
X.2- implantation des piles	91
X.3-présentation des piles.....	91
X.4-répartition des charges et surcharges sur la pile.....	92
X.5-ferrailage de chevêtre.....	95
X.6-ferrailage du fut.....	100
X.7-étude de la semelle sous pile.....	102
X.8-ferrailage des pieux.....	110

Chapitre XI : Etude de la culée

XI.1-introduction.....	108
XI.2-choix du type de culée.....	108
XI.3-pré dimensionnement de la culée remblayée.....	109
XI.4-détermination des différents cas de charge.....	111
XI.5-détermination des réactions en tête des pieux.....	114
XI.6-ferrailage des différent éléments de la culée.....	115

CONCLUSION

I-1 : INTRODUCTION :

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toute fois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quelque soit sa dimension, construit in situ.

Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations.

Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) 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 d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

Dans ce mémoire nous essayons d'examiner la conception et l'étude d'un pont isostatique à poutres multiples en béton précontraint, OA 40.1 est/ouest tronçon KHMIS MILIANA-OUED FODDA , qui sera réalisé par la Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Arts (S.A.P.T.A).

I.2 : Présentation de l'ouvrage :

L'étude du plan de développement routier a montré, après avoir effectué une démarche systématique visant la connaissance des trafics, l'importance du réseau routier de la wilaya de AIN DEFLA et signale la nécessité de l'aménagement avec des capacités nettement supérieures à celles de l'actuel réseau routier.

Ce projet a pour objet de redistribuer l'existant trafic et d'éviter l'encombrement, en assurant un transit direct du trafic afin d'améliorer le niveau de service de la route et donner aux usagers les meilleures conditions de circulation (le confort, liberté de déplacement et le gain du temps de parcours).

Il est donc recommandé de réaliser un ouvrage qui relie la ville de KHMIS MILIANA et la ville de OUDE FODDA

C'est un pont droit de longueur 50,4m, et une largeur de 9,4m à deux travées identiques de 25,2m de chaque une.

1_Données naturelles :

Qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue :

i. Les données géotechniques :

Comme tout projet l'étude géotechnique (essais physiques, mécaniques) joue un rôle très important pour le choix du système d'ouvrage.

Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques sont fondamentaux, ils conditionnent l'implantation des fondations et leur fonctionnement mécanique qui ont permis de mettre en évidence les formations suivantes :

- Couche de remblai de 0.6 à 3.5m ;
- Couche d'argile brune graveleuse d'épaisseur allant jusqu'à 4m ;
- Grés calcaires poreux et très durs dont l'épaisseur maximale est de 5m ;
- Marne grise du plais ancien.

D'après le rapport géotechnique élaboré par le laboratoire les caractéristiques mécaniques du sol sont :

- Capacité portante du sol : $\sigma_{adm} = 5\text{bars}$
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 30 \text{ à } 35^\circ$
- Cohésion $C_U = 0.7$
- Densité du sol $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

2_Données fonctionnelles :

Les données sont fixées par le maître de l'ouvrage, on distingue :

-1- Données relatives à la voie portée qui sont :

Le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

-2- Données relatives à l'obstacle franchi qui sont :

Les gabarits et les ouvertures.

i. Données relatives à la voie portée :**✓ Tracé en plan :**

En plan, l'ouvrage est un pont droit constitué de 2 travées identiques de 25,2m.

✓ Profil en long :

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long, il présente deux travées identiques de 25,2m .

✓ Profil en travers :

Ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le tablier est constitué de deux chaussées de 3.5m chacune donc une largeur de tablier de 9,4m avec un dévers nul , et deux trottoirs de 1,2m avec un C'est un pont de 1^{ère} classe selon le fascicule61.

ii. Données relatives à l'obstacle franchi :

Ce projet consiste la continuité entre les deus villes de KHMIS MILIANA et AIN DEFLA , dans ce cas il convient de respecter la crue centenaire qui se caractérise par une hauteur des plus hautes eaux « PHE = 7,3m. »

II.1) Choix du type d'ouvrage

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

II.1.1) 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 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.

II.) 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.

II.2. Variante I : Pont mixte à poutre multiples

L'introduction de l'acier a permis de réaliser des types de ponts qui n'étaient pas réalisables.

L'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées voir très importantes pouvant dépasser les 1000m (Pont sur la Humber en Angleterre de portée central de 1410m).

II.2.1-Forme de la section transversale :

Le béton assure le rôle de table de compression et les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non glissement entre le hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé) les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervertir dans la flexion générale.

On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble.

II.2.2- Pré dimensionnement de la poutre :**• Nombre de poutres (N)**

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

$$N = La/d$$

La : Est la largeur du tablier égale à **9,4m**.

On fixe l'espacement : **d = 1,34m**

$$N = 9,4 / 1,32 = 7 \text{ on prendra : } \mathbf{N = 7 \text{ poutres}}$$

• Elancement de poutres : l'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $22 \leq L/h \leq 25$

ce qui nous donne (25,2/25) donc : **h = 1,3 m**.

• Epaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Fatigue.

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

- Une épaisseur de **10mm** à mi travée.
- Une épaisseur de **18mm** sur appui.

• Semelles :

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

- résistance.
- instabilité.

✓ Semelle supérieure en travée:

La largeur de la semelle varie entre 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12 et 40mm, on

prendra donc :

- Une largeur de **300mm**.
- Une épaisseur de **20mm**.

✓ Semelle supérieure sur appui :

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

- Une largeur de **500mm**.
- Une épaisseur de **30mm**.

✓ Semelle inférieure en travée :

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

- Une largeur de **400mm**.
- 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 prendra donc :

- Une largeur de **700mm**.
- Une épaisseur de **40mm**.

II.2.3 - Les avantages :

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

II.2.4 - Les inconvénients:

- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

- Les poutres en **I** sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.

II-3-Variante II : Ponts à poutres précontraintes

- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontrainte sont souvent très économiques ,pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en prés contraintes par prés-tension ,et pour des portées comprises entre 30 et 50m en précontrainte par post-tension ,bien entendu ,cette conception est d'autant plus intéressant que le nombre de poutres à réaliser est plus grand ;
- On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

II.3.1 --Les ponts à poutres précontraintes par pré tension : ((PRAD)) qui occupent une gamme de portées allant de 10m à 35m.)

II.3.2 - les ponts à poutres précontraintes par post-tension

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50mètres.

II.3.2.a-Procédé de précontrainte par post tension :

Le principe de la précontrainte par post tension est de tendre les armatures en prenant l'appui sur la pièce à précontrainte. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé, présente un léger raccourcissement ; pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager évidemment dans le béton tubulaire généralement formé par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Les dispositions des armatures et surtout de leurs ancrages et le mode de mise en tension constituent des procédés brevetés, offerts aux entreprises par des sociétés spécialisées.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend en général les éléments suivants :

- **L'ancrage actif** : situe à l'extrémité où s'effectue la mise en tension ;
- **Ancrage passif** :ou ancrage mort, situe à l'extrémité de l'armature opposée à celle par où s'effectue la mise en tension (la mise en tension peut être effectuée soit d'un seul coté, soit simultanément par les deux extrémités, dans les deux cas les deux ancrages sont actifs).
- **Le coupleur** : disposition permettant, après la mise en tension d'une armature, de la prolonger par une deuxième. La disposition de jonction est utilisée comme un

ancrage passif de la seconde ; après la mise en tension de celle-ci , tout se passe en apparence comme si l'on avait une seule armature continue.

- **Les accessoires** : gaine, manchons d'extrémité évent, tubes d'injection ...etc.
- **Le matériel de mise en tension** : vérin de traction, pompe d'alimentation des vérines, pompes d'injection,...etc.

II.3.3- Dimensionnement des éléments du tablier :

II.3.3.3- Les poutres :

II.3.3.1- Définition des poutres :

Une poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton arme, en béton précontraint servant de support un plancher avec les charges d'exploitations.

C'est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième.

II.3.3.2- Pré dimensionnement de la poutre :

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

L'espacement entre axes des poutres est situe entre 1,5 et 2,5
 $1,5 \leq \lambda \leq 2,5m$

Donc nous allons fixe l'espacement $\lambda = 1,4m$ mais il y aura des changements après la définition des différents paramètres de la poutre.

$$\lambda = 1,4m$$

✚ Nombre de poutres : (N)

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

$$N = (La / \lambda) + 1$$

Avec :

La: est la distance entre appuis de rive La8.4 = m

$$\lambda = 1,4m$$

$$N = 8.4 / 1,4 + 1 = 7 \text{ poutres}$$

$$\mathbf{N = 7 \text{ poutres}}$$

✚ Hauteur des poutres :

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

C'est pourquoi, on considère généralement que l'élancement optimal L/h se situe entre 18 et 20 ; avec {L : est la portée d'une travée et h : la hauteur des poutres}

$$L/22 \leq h_t \leq L/18$$

Avec : $L = 25,2\text{m}$

Donc $1,17 \leq h_t \leq 1,43\text{m}$; soit $h_t = 1,3\text{m}$

$$h_t = 1,3\text{m}$$

✚ Largeur de talon (L_t):

Le talon, dont les dimensions est commande a la fois par la résistance a la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraints.

Pour des poutres élancer au $1/21$ et l'espacement est de l'ordre de $1,6\text{m}$, la largeur du talon varie entre 40 et 50cm :

$40 \leq L_t \leq 50\text{cm}$; soit $L_t = 44\text{cm}$.

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

$$L_t = 0,44\text{m}$$

✚ Epaisseur du talon (e_t) :

Epaisseur du talon l'inégalité suivante: $e_t \geq 0,14\text{m}$.

Soit : $e_t = 0,18\text{m}$.

$$e_t = 0,18\text{m}$$

✚ Largeur de la table de compression (b) :

La largeur de la table de compression $b \geq 0,6h_t$ avec $h_t = 1,3\text{m}$

Donc $b \geq 0,76\text{m}$; et comme les poutres ont la forme I et l'espacement entre leurs axes est de $1,5\text{m}$ on prend : $b = 1\text{m}$.

$$b = 1\text{m}$$

✚ Epaisseur de la table de compression (e) :

Nous allons utiliser des poutres en I avec une hauteur de $1,3\text{m}$ et un espacement entre leurs axes de $1,6\text{m}$, ce qui influx sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compressions : $10 \leq e \leq 15\text{cm}$; On prend : $e = 0,11\text{m}$

$$e = 0,11\text{m}$$

✚ Epaisseur de l'âme en travée (b_0):

Epaisseur de l'âme est varie antre $0,15$ et $0,25\text{m}$

$0,15 \leq b_0 \leq 0,25\text{m}$; soit $b_0 = 0,18\text{m}$

La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par les prescriptions réglementaires;

D c'est le diamètre des câbles de précontraints.

$b_0 > h_t / 40 + 0,09$ avec $h_t = 1,3\text{m}$

$b_0 = 0,18 > 0,12\text{m}$

On fixe : $b_0 = 0,18\text{m}$ pour la section médiane.

$$b_0 = 0,18\text{m}$$

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

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

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

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

On fixe :

$b_0 = 0,44m$ pour la section d'about.

$b_0 = 0,44m$

✚ Epaisseur de l'âme à l'intermédiaire :

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

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

On fixe :

$b_0 = 0,32m$ pour la section intermédiaire.

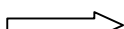
$b_0 = 0,32m$

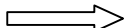
✚ Goussets :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixe entre 45° et 60° :

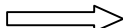
$45^\circ < \alpha < 60^\circ$

a. Gousset du talon :

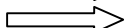
En travée : $\alpha_1 = 57^\circ$  **$e_0 = 0,20m$**

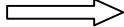
A l'intermédiaire : $\alpha_1 = 56,3^\circ$  **$e_0 = 0,09m$**

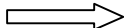
b. Gousset de la table de compression :

En travée : $\alpha_1 = 11^\circ$  **$e_1 = 0,06m$**

$\alpha_2 = 45^\circ$  **$e_2 = 0,10m$**

A l'intermédiaire : $\alpha_1 = 11^\circ$  **$e_1 = 0,06m$**

$\alpha_1 = 45^\circ$  **$e_2 = 0,03m$**

A l'appui : $\alpha_1 = 12^\circ$  **$e_1 = 0,06m$**

Avantages :

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé

➤ **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 décentrer ou décoffrer.
- La nécessité pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

II.4- Analyse multicritère :

	Pont mixte	Pont à poutre en béton précontrainte (2 travées)
Economie	Chère	moins chère
Entretien	très difficiles	Facile
Esthétique	Mauvaise	Bonne
Exécution	facile	Facile
Délais(chantier)	6 mois	9 mois

a) **Pour le pont mixte :** les points sensibles de cette variante sont :
« L'économie, entretien et esthétique ».

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

c) **Pour le pont à poutre en béton précontrainte :** les six points de cette variante sont favorables

Après les mesures des différents points des trois variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, le choix s'est porté sur le pont à poutre en béton précontrainte (2 travées) à travées indépendante tension.

- Conclusion :

Le type d'ouvrage qui sera retenu est donc le pont à poutres précontraintes par post

II.5- La dalle :

II.5.1- Définition de la dalle : (l'hourdis)

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages

perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

II.5.2- Pré dimensionnement de la dalle :

✚ Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis est égale à l'élançement des poutres.

Donc : $L_d = 25,2 \text{ m}$

$$L_d = 25,2 \text{ m}$$

✚ Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis est égale à la largeur de la chaussée roulable L_r plus la largeur des deux trottoirs L_{tr} : $L_d = L_r + 2 L_{tr}$

Avec $L_r = 7 \text{ m}$ et $L_{tr} = 1,2 \text{ m}$

Donc : $L_d = 9,4 \text{ m}$

$$L_d = 9,4 \text{ m}$$

✚ Epaisseur de la dalle :

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversales; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30 m : $0,20 \leq e_d \leq 0,30 \text{ m}$

Pour notre cas l'espacement entre axes des poutres est 1,6 m, et la largeur de la dalle est 10 m on va prévoir une épaisseur de 0,25 m.

Donc : $e_d = 0,25 \text{ m}$.

$$e_d = 0,25 \text{ m}$$

✚ La dalle :

Elle est appelée pré-dalle, elle joue le rôle d'un coffrage perdu mais on admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier, en fait elles sont amenées à supporter les efforts dus au poids du béton encore frais; leur épaisseur est de l'ordre de 05 cm et leurs encrages dans les poutres est de 05 cm.

Donc :

Epaisseur = 05 cm

Encrage = 05 cm

Largeur = 53 cm

✚ Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en l'isolant. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier une nationale ; la largeur des trottoirs sera donc : $L_T = 1 \text{ m}$

$L_T = 1 \text{ m}$

✚ Les corniches :

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

✚ Les glissières de sécurité :

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les prolongeant des véhicules qui roulent sur les voies du pont; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions sont normalisées.

✚ Les garde-corps :

Le rôle des garde-corps est de sécuriser les piétons sur les trottoirs et les véhicules qui sur le pont; les garde-corps ont souvent une fonction esthétique; pour notre pont on va employer des garde-corps standardiser en Algérie.

Donc : $h_{GC} = 1,1m$ $h_{GC} = 1,1$

II.6- Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

Notation :

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

B_j: aire de la section (j)

y_j : position du c.d.g. de la section (j) par rapport a l'axe (Δ) .

y_G : la position du centre de gravité (c.d.g.) de la poutre est donnée par :

$$y_G = \frac{\sum B_j Y_j}{\sum B_j}$$

S_{/Δ} : Moment statique

V : distance séparant le centre de gravité de la fibre inférieure $V = (S_{/\Delta}) / B$.

V' : distance séparant le centre de gravité de la fibre supérieure $V' = h - y_G$

I₀ : Montant d'inertie propre de la section j

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

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

IG : moment d'inertie de la poutre par rapport a son centre de gravité : $IG = \sum (I_{0j} + B_j (y_j - y_G)^2)$

i² : rayon de giration: $i^2 = IG / \sum B_i$

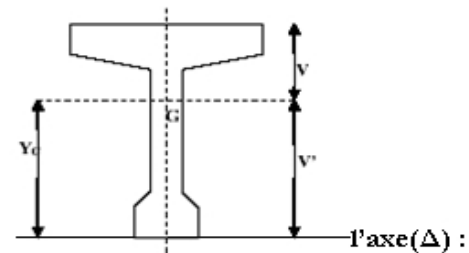
ρ: coefficient de rendement géométrique : $\rho = i^2 / V.V'$

B : c'est la section de la poutre $B = \sum B_j$

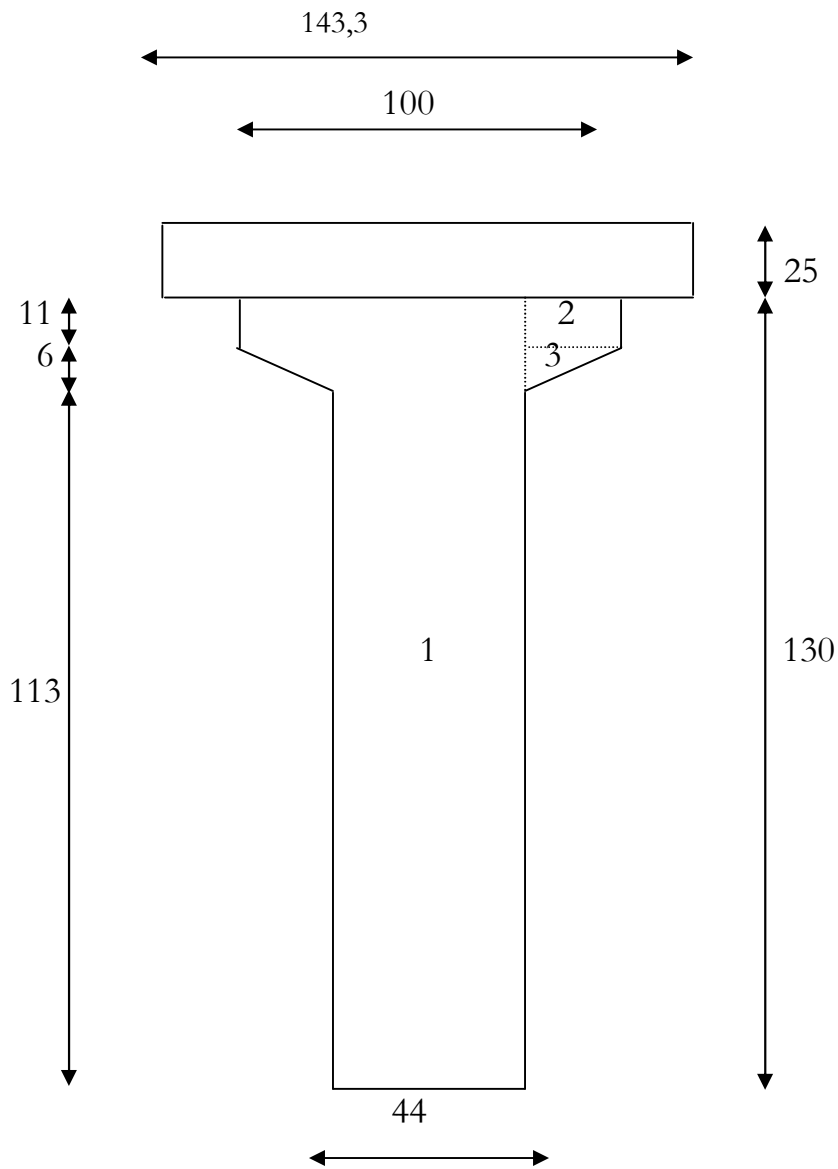
B (nette) = B (brute) - 5%B (brute)

S_{/Δ} (nette) = S_{/Δ} (brute) - 5% S_{/Δ} (brute)

I_{/Δ} (nette) = I_{/Δ} (brute) - 10% I_{/Δ} (brute)



II.6. 1-La poutre à l'about :



Poutre à l'about + hourdis

II.6. 1.1-Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about :

Désignation	Dimensions (cm)		B=b. h (cm ²)	Y (cm)	S/Δ =B.Y (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _{/Δ} = I ₀ +B.Y ² (Cm ⁴)
	b	h					
1x1	44	130	5720	65	371800	8055667	32222667
2x2	28	11	616	124,5	76692	3105,67	9551259,7
2x3	28	6	336	116	38976	336	4521552
B brute			6672				
B nette			6338,4				
S _{/Δ} brute					487468		
S _{/Δ} nette					463094,6		
I _{/Δ} brute							46295478,7
I _{/Δ} nette							41665930,8

$$V' = S_{/\Delta \text{ nette}} / B_{\text{nette}} = 73,1\text{cm}$$

$$V = h - V' = 55,9\text{cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta \text{ brute}} - S_{/\Delta \text{ brute}} \cdot V' = 10661567,9 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,38$$

$$\rho = 38 \% \leq 45 \% \quad \text{donc correspond à une section massive.}$$

$$V' = 73,1\text{cm}$$

$$V = 55,9\text{cm}$$

$$I_G = 10661567,9 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 38\%$$

II.6. 1.2-Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about :

Désignation	Dimensions (cm)		B=b. h (cm ²)	Y (cm)	S/Δ =B.Y (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _{/Δ} = I ₀ +B.Y ² (Cm ⁴)
	b	h					
Section poutre			6 672	73,1	487 723,2		46 295 478,7
Section hourdis	143,3	25	3 582,5	142,5	510 506,3	186 588,5	72 933 729,1
B brute			10 254,5				
B nette			9 741,8				
S _{/Δ} brute					998 229,5		
S _{/Δ} nette					973 843,3		
I _{/Δ} brute							119 229 207,8
I _{/Δ} nette							107 306 287

$$V' = S_{/\Delta \text{ nette}} / B_{\text{nette}} = 97,3\text{cm}$$

$$V = h - V' = 57,7\text{cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta \text{ brute}} - S_{/\Delta \text{ brute}} \cdot V' = 22126308,4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,40$$

$$\rho = 40\% \leq 55\% \quad \text{donc correspond à une section élancée.}$$

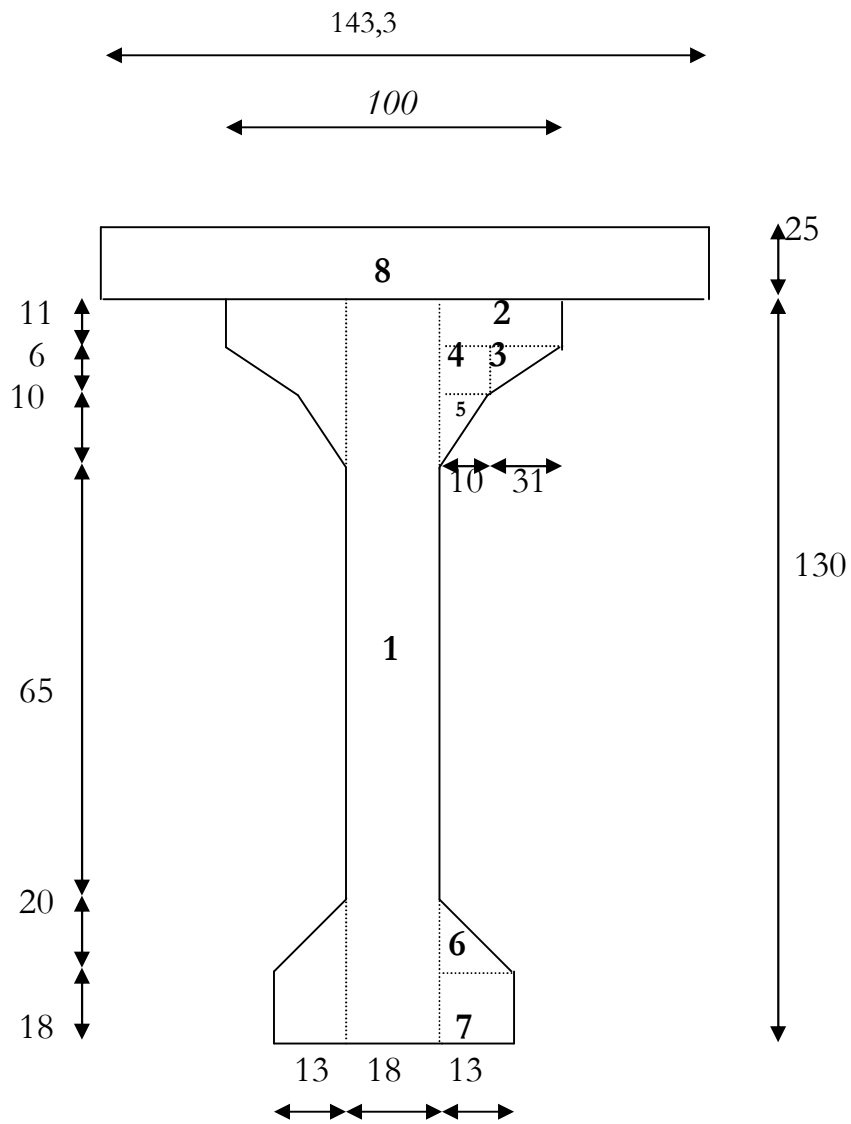
$$V' = 97,3\text{cm}$$

$$V = 57,7\text{cm}$$

$$I_G = 22126308,4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 40\%$$

II.6.2-La poutre à mi travée :



Poutre a mi-travée + hourdis

II.6.2.1-Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée :

Désignation	Dimensions (cm)		B=b. h (cm ²)	Y (cm)	S/Δ =B.Y (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _{/Δ} = I ₀ +B.Y ² (Cm ⁴)
	b	h					
1x1	18	130	2 340	65	270400	5858667	23434667
2x2	41	11	902	124,5	93126	7542,4	11601729,4
3x2	31	06	372	117	19 656	372	2 300 124
4x2	10	06	120	116	4 176	108	484 524
5x2	10	10	200	112	2 016	4,5	225 796,5
6x2	13	20	520	21	2 268	243	47 871
7x2	13	18	468	09	1 944	5 832	23 328
B brute			4 922				
B nette			4 675,9				
S _{/Δ} brute					363 015		
S _{/Δ} nette					344 864,2		
I _{/Δ} brute							36 853 438,1
I _{/Δ} nette							33 168 094,3

$V' = S_{/Δ\ nette} / B_{\ nette} = 73,8\text{cm}$

$V' = 73,8\text{cm}$

$V = h - V' = 56,2\text{cm}$

$V = 56,2\text{cm}$

$I_G = I_{/Δ\ brute} - S_{/Δ\ brute} \cdot V' = 10\ 062\ 931,1\text{cm}^4$

$I_G = 10\ 062\ 931,1\ \text{cm}^4$

$\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\ nette}) = 0,52$

$\rho = 52\%$

$\rho = 52\%$ donc correspond à une section normal.

II.6.2.2-Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée avec hourdis:

Désignation	Dimensions (cm)		B=b. h (cm ²)	Y (cm)	S/Δ =B.Y (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _{/Δ} = I ₀ +B.Y ² (Cm ⁴)
	b	h					
Section poutre			4 922	73,8	363 243,6		36 853 438,1
Section hourdis	143,3	25	3 582,5	142,5	510 506,3	186 588,5	72 933 729,1
B brute			8 504,5				
B nette			8 079,3				
S/Δ brute					873 749,9		
S/Δ nette					830 062,4		
I/Δ brute							109 787 167,2
I/Δ nette							98 808 450,5

$V' = S_{/Δ\ nette} / B_{\ nette} = 102,7\text{cm}$

$V' = 102,7\text{cm}$

$V = h - V' = 52,3\text{cm}$

$V = 52,3\text{cm}$

$I_G = I_{/Δ\ brute} - S_{/Δ\ brute} \cdot V' = 20\ 053\ 052,5\ \text{cm}^4$

$I_G = 20\ 053\ 052,5\ \text{cm}^4$

$\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\ nette}) = 0,46$

$\rho = 46\%$

$\rho = 46\%$ donc correspond à une section normale.

III-1- Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

III-2-Béton :

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA), il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics .

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup à celui de béton armé sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Le dosage du ciment pour le B.P est de l'ordre de 400 à 450 kg/m³ et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (pour notre cas ...

III-2-1-Résistance du béton :

La valeur caractéristique du béton notée « f_{cj} » est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte :

Pour un béton age de J jours on a :

- *pour la dalle*

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- *pour les appuis*

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log(j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par la relation suivante :

Pour un béton age de J jours on a :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour la dalle:} & 2,7 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis :} & 2,22 \text{ Mpa} \end{cases}$$

III-2-2-Contraintes admissibles :

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

- Contrainte ultime de compression :

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{b}$$

$$b = \begin{cases} 1,5 & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 1,15 & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

- Contraint limite de service :

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 \times f_{c28} & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 0,6 \times f_{c28} & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

III-2-3-Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton 'E_{ij}' défini par les règles B.P.E.L comme suit :

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

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

$$E_i = \begin{cases} 36000 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée)

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

$$E_v = \begin{cases} 12000 \text{ MPa} & \text{pour poutres et dalle} \\ 11000 \text{ MPa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

- Coefficient de poisson :

$$= \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

III-2-4-Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage :

Ses qualités sont :

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

III-3- L'acier :

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

III-3-1: Aciers passifs :

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE40 type 1** avec une limite d'élasticité $f_e = 400$ Mpa, la contrainte de rupture $f_r = 480$ Mpa

$$\text{pour } w \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \dagger_{en} = 4200\text{kg} / \text{cm}^2 \\ \dagger_a = \frac{2}{3} \dagger_{en} = 2800\text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{pour } w > 20\text{mm} : \begin{cases} \dagger_{en} = 4000\text{kg} / \text{cm}^2 \\ \dagger_a = \frac{2}{3} \dagger_{en} = 2670\text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

Le module d'élasticité $E_s = 200\text{KN/mm}^2$.

➤ La limite élastique :

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\chi_s} \rightarrow \begin{cases} \chi_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\chi_s = 1,15 \quad \text{pour une situation durable ou transitoire.}$$

➤ **Contrainte limite de traction :**

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\tau_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{y \cdot f_{ij}} \right]$ où $y=1$ pour RL et $y=1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\tau_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{y \cdot f_{ij}} \right]$

➤ **Diagramme contraint - déformation :**

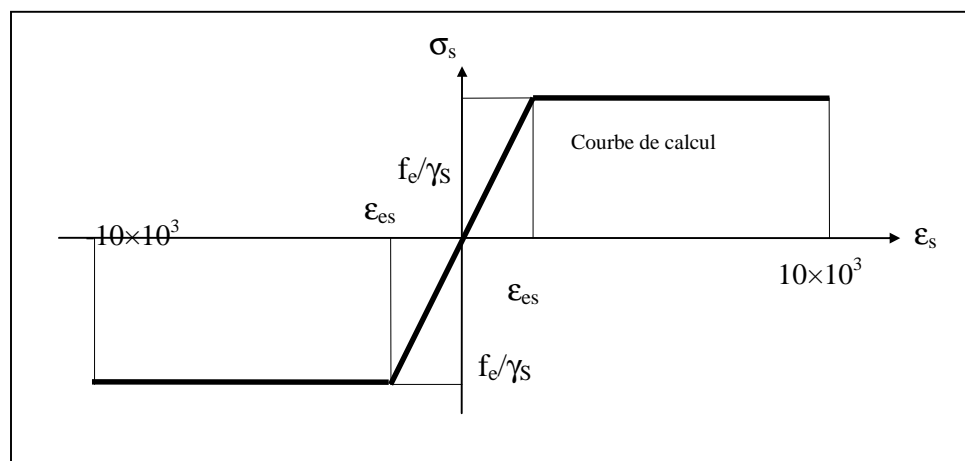


Diagramme contraintes déformations

➤ **Module d'élasticité longitudinale des aciers :**

Les aciers utilisés sont les aciers courant à haute adhérence de classe FeE40 type 1

$$f_e = 400 \text{ Mpa} \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa.}$$

III-3-2 : Aciers actifs :

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

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

-Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.

➤ **La limite élastique :**

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

➤ **Contrainte limite de traction :**

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s = f_e / \alpha_s$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(2/3 f_e, 110(f_{tj})^{1/2})$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(1/2 f_e, 90(f_{tj})^{1/2})$

Avec $\alpha_s = 1 \rightarrow$ treillis soudés et ronds lisses

$\alpha_s = 1.6 \rightarrow$ aciers à haute adhérence

➤ **Module d'élasticité de l'acier :**

$E_s = 2.10^5$ MPa.

➤ **Module de Young :**

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

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

III-3-3 : Acier pour les poutres :

Les câbles utilisés sont des 12T15 Très Basse Relaxation (TBR)

$A_p = 1686$ mm²

$F_{prg} = 180000$ t/m²

$F_{peg} = 150000$ t/m²

$E_p = 2.10^5$ Mpa

Diamètre de la gaine : $d_g = 8,1$ cm

Coefficient de frottement par unité de longueur : $\mu = 1,4 \cdot 10^{-3}$ m⁻¹

Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire : $f = 0,16$ rd⁻¹

Relaxation à 1000 h ($r_{1000} = 2,5$ %)

Coefficient de scellement $\alpha \geq 1,3$ %

Coefficient de fissuration $d \geq 1,4$ %

IV. 1 - CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES:

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

- Permanentes
- Variables

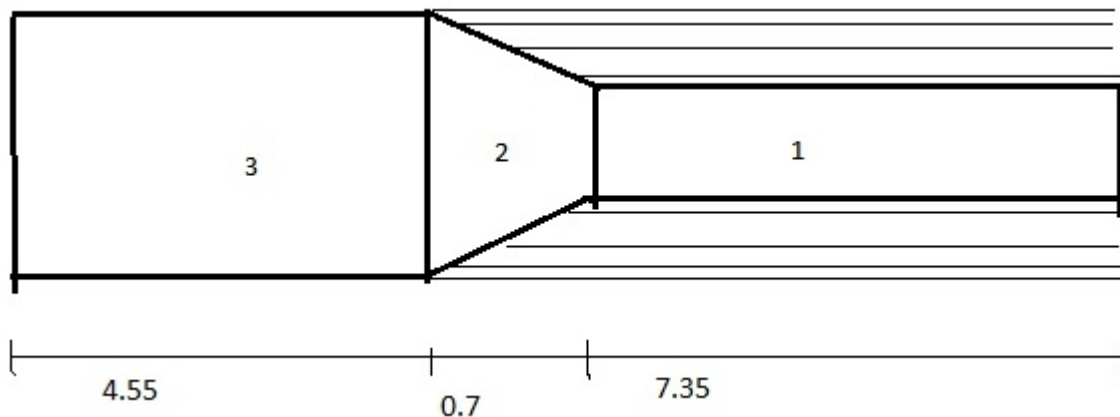
IV.1.1- Les charges permanentes :

Ces charges sont appelées CP; et concernent :

➤ *Poids propre de la poutre :*

La poutre étant a section variable ; son poids se compose de :

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



$$P_1 = 4,55 \cdot 0,5892 \cdot 2,5$$

$$= 6,70 \text{ t}$$

$$P_2 = 2,5 \cdot 0,7(0,5892 + 1,06)/2$$

$$= 1,44 \text{ t}$$

$$P_3 = 7,35 \cdot 1,06 \cdot 2,5$$

$$= 19,15 \text{ t}$$

Alors :

$$P_T = 2 (6,7 + 1,44 + 19,15)$$

$$= 27,29 \text{ t}$$

$$P_T \text{ (t/ml)} = 27,29 / 25,2$$

$$= 1,08 \text{ t/ml}$$

Poids (poutre seule) = 1,08 t/ml

➤ **La dalle :**

$$P_d = \gamma_b \cdot L \cdot e \text{ avec}$$

e : l'épaisseur de la dalle est : 25cm.

$$L = 7,35 \text{ m}$$

Le poids de la dalle est :

$$P_d = 4,60 \text{ t/ml}$$

➤ **Les éléments non porteurs :** (compléments des Charges permanentes)

Ces charges sont appelées CCP; et concernent :

*** Poids des revêtements + chapes d'étanchéité :**

$$P_r = (0,06 + 0,02)2,2 \times 1 \times 11 = 1,936 \text{ t}$$

*Les trottoirs + Les corniches : Poids $_{\text{trot} + \text{corn}} = 0,9 \text{ t/ml}$.

*Les gardes corps : Poids = 0,10 t/ml.

* Les glissières de sécurité : Poids = 0,06 t/ml.

Donc le poids total :

CCP = poids de revêtement + 2 x (poids de trottoir + Glissière de sécurité + Garde corps).

$$CCP = 1.936 + 2 \times (0.9 + 0.06 + 0.10) = 4.06 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = 4.06 \text{ t/ml.}$$

Poids total propre du tablier :

$$G_{/ml} = CP + CCP = 4,6 + 4,06 = 8,66 \text{ t}$$

- Poids total : (charges permanentes)

charges	P (t /ml)
poutre seule	1,08
hourdis	4,6
équipements	4,06
d	9,74

$$G = G_{/ml} \times L = 9,74 \times 25,2 = 245,44 \text{ t}$$

IV.1.2 - Etude des surcharges :**IV.1.2.1- Caractéristiques du pont :**

D'après le fascicule 61 titre II. Les chassées comportent un nombre De voies de circulation égale a la partie entier du quotient par 3 de leur Largeur chargeable.

• **Largeur chargeable :** $L_C = L_R = 7 \text{ m}$

• **Nombre des voies :** est déterminé comme suit : $L_C / 3$

Donc le nombre de voies = 2

• *Classe du pont* : tous les ponts supportant des chaussées roulables satisfaisant la condition suivante :

$L_R \geq 7m$ sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II) , donc le pont est de 1^{ère} classe car : $L_R = 7m$.

IV.1.2.2 - Calcul des surcharges routières (fascicule 61 titres II):

On distingue :

- La surcharge de type A (L).
- Système B (B_c : camions types , B_t : groupe de 2 essieux tandems)
- La surcharge militaire M_{c120} .
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges exceptionnelles D_{240}

➤ **Système de charge A (L) :**

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont $\leq 200m$ doivent rester à une charge A(L) uniforme exprimée en (Kg / m^2)est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

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

avec :

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12) \quad (Kg / m^2)$$

Avec : $L = 25,2 m \Rightarrow A(L) = 1,19 t/m^2$

A (L) est multipliée par le coefficient a_1 en fonction de la classe du pont pour le nombre de voies chargées

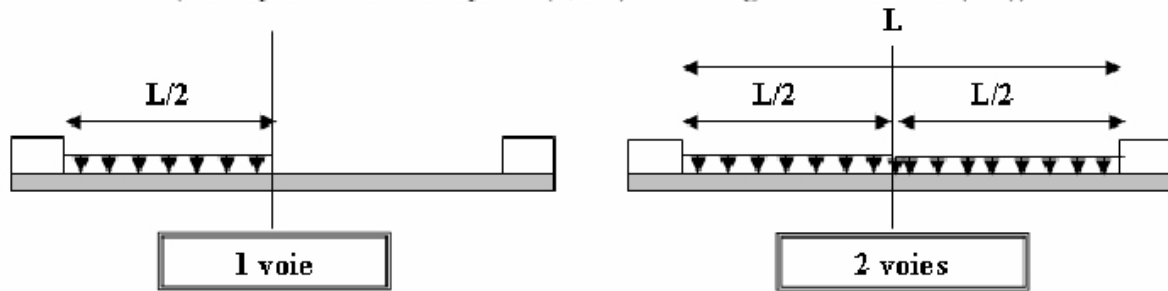
-Le coefficient a_1 : donner par le tableau suivant

Nombre de voies		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0,9
	2 ^{ème}	1	0,8	/
	3 ^{ème}	0,9	0,8	/

La charge A(1) est ensuite multipliée ensuite par un coefficient a_2

- Le Coefficient a_2 :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad (V_0 \text{ dépend classe du pont (3,5m) et } V \text{ largeur d'une voie(4m)})$$



Avec : $V_0 = 3,5$ m (pont de 1ère classe)
 V : largeur d'une voie : $V = Lc/n = 7/2 = 3,5$ m
 Donc : $a_2 = 1$

Tableau donnant les valeurs de $A(L)$ pour différentes voies chargées :

voies	a_1	a_2	$A(L) = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2$	largeur de voies	$A(L)$ (t/ml)
1	1	1	1,19	3,5	4,16
2	1	1	1,19	7	8,33

➤ Système B :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t)
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems »
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t)

Les surcharges du système **B** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

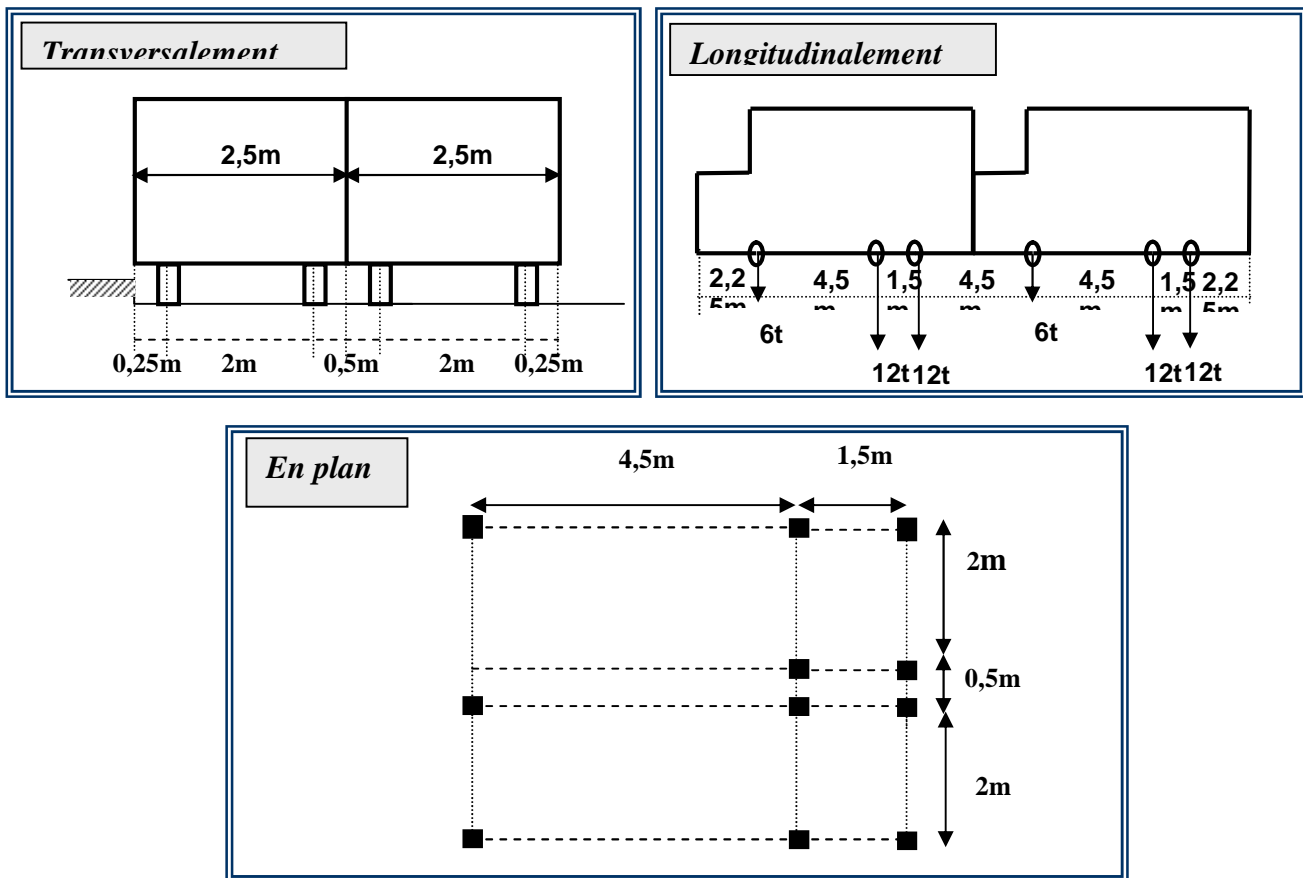
$$= 1 + S + r = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

✓ *Surcharge B_c* :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (cf.Art.2.2) et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

* *Disposition dans le sens transversal* : nombre maximal de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

* *Disposition dans le sens longitudinal* : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Système B_c

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

Nombre de convois		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1,2	1,1	0,95
	2 ^{eme}	1	1	/
	3 ^{eme}	1	0,8	/

- Calcul des coefficients dynamiques : u_{bc}

Avec

$L = 25,2$ m : portée de travée.

G : la charge permanente $\Rightarrow G = 245,44$ t

S : surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

Avec : $S = S_1 \cdot b_c$

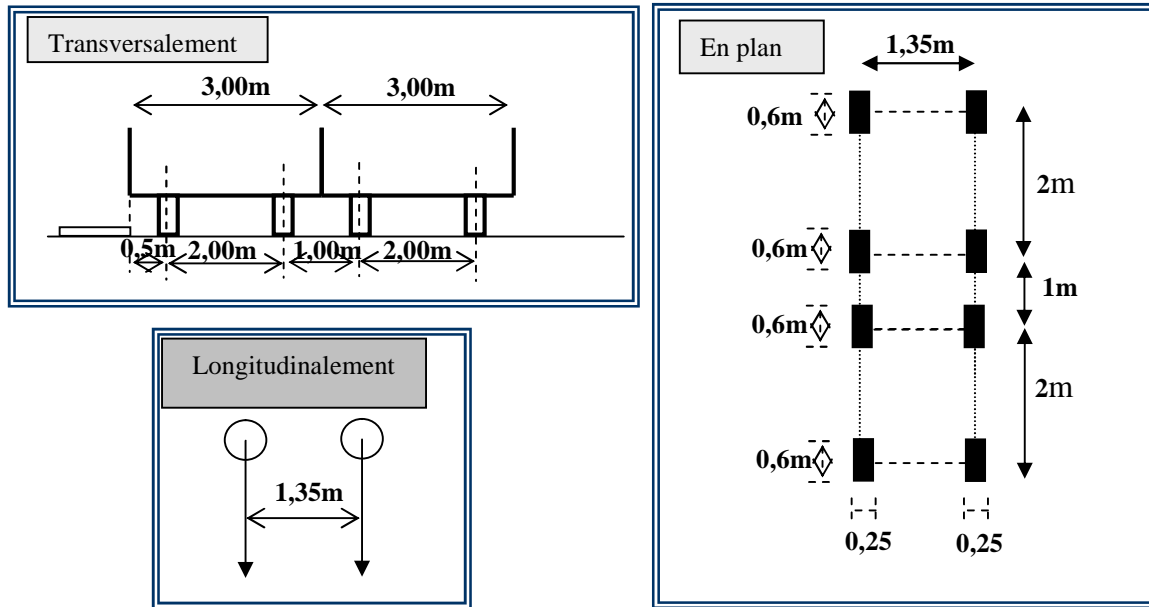
Désignation	b_c	S_1	S
1 voie	1,2	60	72
2 voies	1,1	120	132

Tableau des charges par essieu et par voie : B_C

voies chargées	b_c	charge par essieu (t)		
1 voie	1,2	E .AV	$6 \cdot 1,2 \cdot 1,13$	8,136
		E .AR	$12 \cdot 1,2 \cdot 1,13$	16,272
2 voies	1,1	E .AV	$6 \cdot 1,1 \cdot 1,13$	14,916
		E .AR	$12 \cdot 1,1 \cdot 1,13$	29,832

✓ *Surcharge B_t :*

. Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :



- Calcul des coefficients dynamiques : u_{bt}

Pour les ponts de 1^{ère} classe $b_t = 1$

S : surcharge maximal $\Rightarrow S = S \cdot b_t = 32 \cdot 4 \cdot 1 = 128 \text{ t}$

$\Rightarrow u_{bt} = 1,13$

Nombre de tandems	b_t	u_{bt}	Charge par essieux
1	1	1,13	$16 \cdot 1 \cdot 1,13 = 18,08\text{t}$
2	1	1,13	$16 \cdot 2 \cdot 1,13 = 36,16\text{t}$

✓ *Surcharge B_r :*

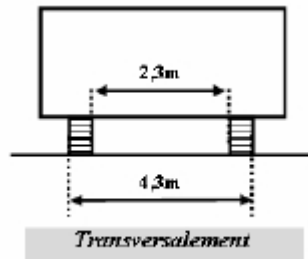
Ce système de charge composé d'une roue isolé de 10t qui peut être placée n'importe où, sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable

Désignation	s	u	roue (10t)
B_r	10	1.07	10.72

➤ **Surcharge militaire M_{C120} :**

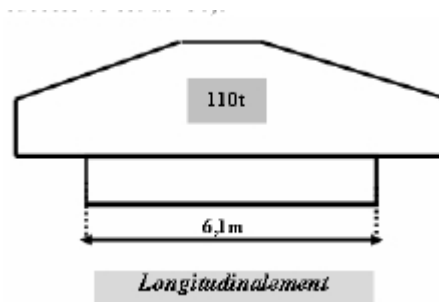
Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{C120} , ces derniers peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.



Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité, mais on doit limiter l'espacement entre deux convois est environ de **36,6m**

Poids total : on a 55 t/ml chenille \Rightarrow **totale = 110 t**



- **Calcul des coefficients dynamiques :** $u_{M_{C120}}$

Les surcharges militaires sont frappée d'un coefficient de majoration dynamique $\delta_{M_{C120}}$.

Désignation	S	u
M_{C120}	110	1,12

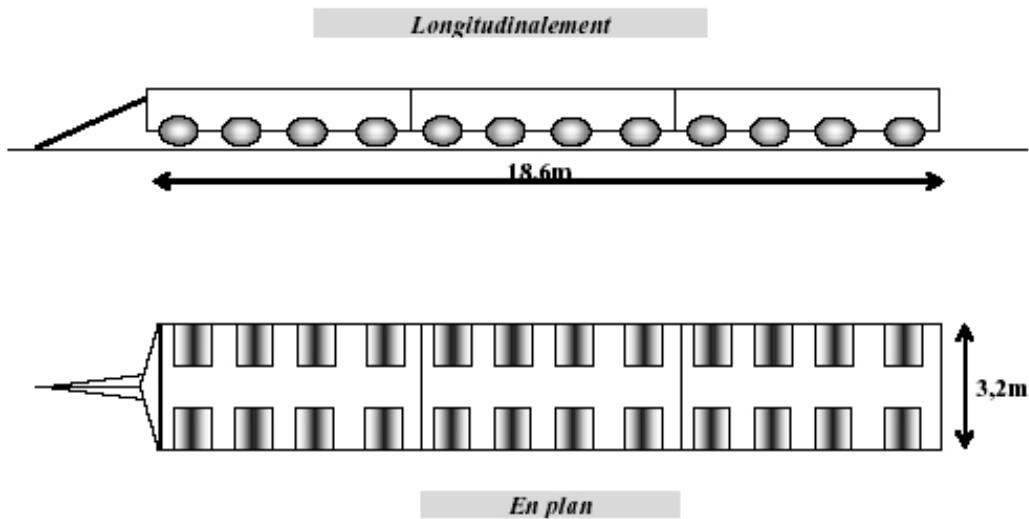
$$Q = 110 * 1,12 = 123,2t$$

➤ **Charge exceptionnelle : D_{240}**

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 240 t de poids total , ce poids est supposé uniformément répartie sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m) .

$$P = 240 t \Rightarrow p = 240 / 18,6 = 12,9 t/ml$$



➤ **Surcharge sur trottoir :**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m^2 (selon le fascicule)

* *un seul trottoir chargé :* $P_1 = 0,15 \times 1,20 = \mathbf{0,18 \text{ t/ml}}$

* *Les deux trottoirs chargés :* $P_2 = 2(0,15) = \mathbf{0,36 \text{ t/ml}}$

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.

VI-2-Calcul des éléments de réductions dus aux charges :

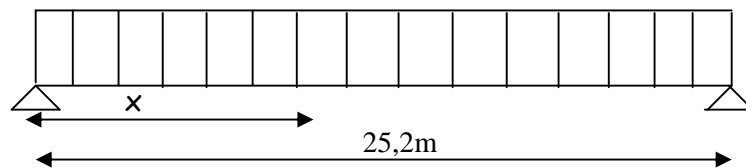
VI-2-1-Poutre seule :

$$G=1.08\text{t/ml}$$

$$R_a=R_b= 13,608\text{t.}$$

$$M_0(x) = R_a x - Gx^2/2.$$

$$T(x) = R_a - G x$$



Sections(x)	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	13,608	13,608
0.25L	64,29	8,48	
0.50L	85,73	0	

VI-2-2-Dalle : $G=0.25 \times 1.8 \times 2.5=1,125 \text{ t/ml}$

Sections	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	11,51	11,51
0.25L	55,48	5,75	
0.50L	73,97	0	

VI-2-3-Superstructure : $G=(4.06)/8=0.5075 \text{ t/ml}$.

Sections	M (t.m)	T (t)	R (t)
0.00L	0	7,31	7,31
0.25L	35,24	3.65	
0.50L	46,98	0	

VI-2-4-Tableau récapitulatif des M, T, R :

Désignation	Sections	M (t.m)	T (t)	R (t)
Poutre total	0.00L	0	35,79	35,79
	0.25L	155,01	17.89	
	0.50L	206,68	0	

VI-3-Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

VI-3-1-Moment fléchissant :

VI-3-1-1-Moment fléchissant à $x=0,5L$:

✓ Surcharge A (L):

Une voie chargée :

$$A(L)= 4.16 \text{ t/ml}, L=25.2 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = A(L) \times L^2 / 8$$

$$= 4.16 \times (25.2)^2 / 8$$

$$= 342,66 \text{ t.m}$$

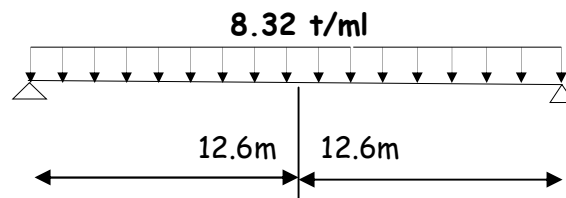
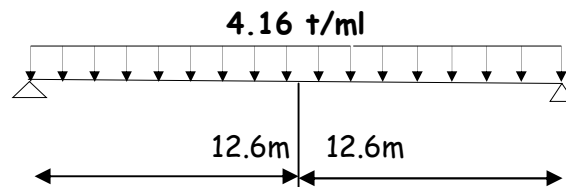
Deux voies chargées:

$$A(L)= 8.32 \text{ t/ml}, L=25.2 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = A(L) \times L^2 / 8$$

$$= 8.32 \times (25.2)^2 / 8$$

$$= 664,93 \text{ t.m}$$



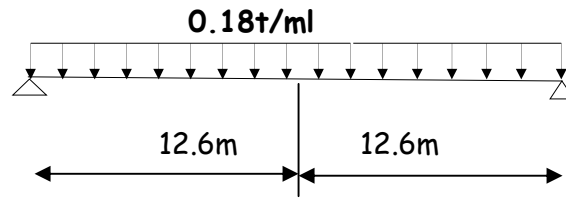
Surcharge des trottoirs :**Un trottoir chargé :**

$$S_t = 0.18t/ml, L = 25.2m$$

$$M_{Max} = S_t \times L^2 / 8$$

$$= 0.18 \times (25.2)^2 / 8$$

$$= 14.28t.m$$

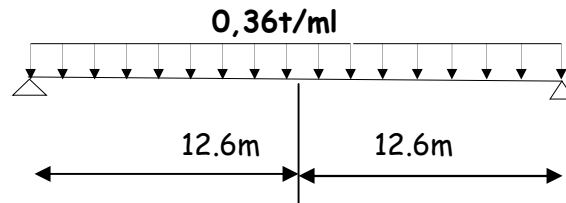
**Deux trottoirs chargés :**

$$S_t = 0.36t/ml, L = 25.2m$$

$$M_{Max} = S_t \times L^2 / 8$$

$$= 0.36 \times (25.2)^2 / 8$$

$$= 28.58t.m$$

✓ **Système B :**✓ **Théorème de barrée :**

Le moment fléchissant est maximum au droit essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

-Système B_c :➤ **La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :**

La résultante du convoi $R = 60 t$.

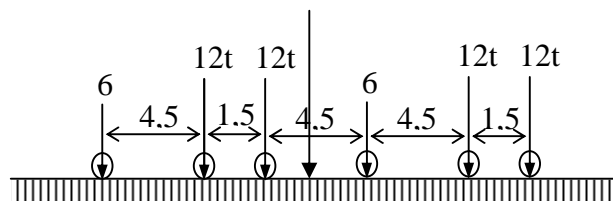
• **Une voie chargée :**

$$X_r/A = [(12 \times 1,5) + (6 \times 6) + (12 \times 10,5) + (12 \times 12) + (6 \times 16,5)] / 60$$

$$X_r/A = 7.05 m$$

$$d' = 10.5 - 7.05 = 3,45m \quad d'/2 = 1.725m \quad \Rightarrow$$

$$d = 4.5 - 3.45 = 1.05m$$



$$M_{max} ((L+d')/2) = R/L ((L+d')/2)^2 - \sum F_{ig} d_g$$

F_{ig} : force gauche
 d_g : distance gauche

$$M_{\max} = 245,91 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_c = 245,91 \times 1,13 \times 1,085 = 301,51 \text{ t.m}$$

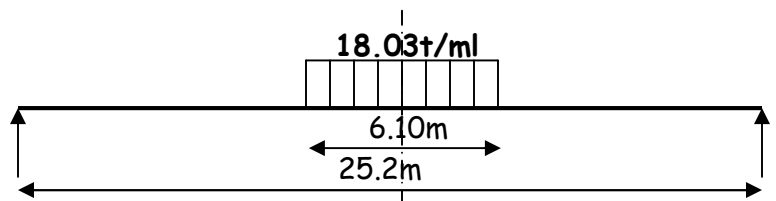
$$M_{\max p} = 301,51 \text{ t.m}$$

- Deux voies chargées :

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta \times b_c \times 2 = 245,91 \times 1,13 \times 1,085 \times 2 = 552,78 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 552,78 \text{ t.m}$$

- ✓ Système M_{C120} :

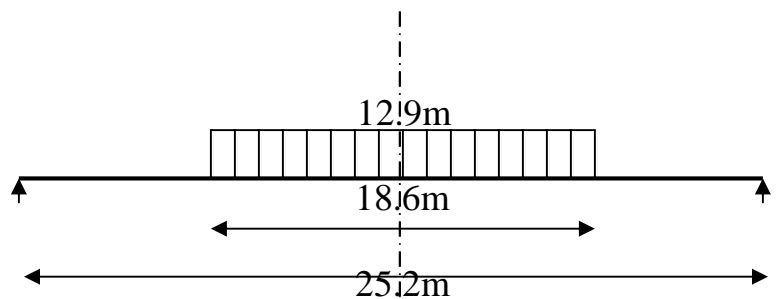


$$M_{\max} = R \times L / 2 - q \times (3.05)^2 / 2 = 45,47 \times 12,6 - 18,03 \times 9,3025 / 2 = 632,27 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = M_{\max} \times \delta = 609,14 \times 1,074 = 679,06 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 679,06 \text{ t.m}$$

- ✓ Charge exceptionnelle D_{240}



$$M_{\max} = R \times L / 2 - q \times (9.3)^2 / 2 = 120 \times 12,6 - 12,9 \times 86,49 / 2 = 983,75 \text{ t.m}$$

$$M_{\max p} = 983,75 \text{ t.m}$$

VI-3-1-2-Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

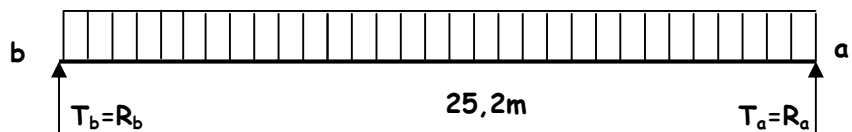
Les charges		Moments (t.m)	M_0 (t.m)
Surcharge A (L)	1	342.46	48.92
	2	684.93	97.84
Surcharge B _c	1 voie	301.51	43.07
	2 voies	552.78	78.97
convoi	M _{c 120}	679.06	97.01
	D ₂₄₀	983.75	140.54
trottoir	1 trottoir	74.31	10.62
	2 trottoirs	148.61	21.23

VI-3-2-Efforts tranchants dus aux surcharges :

VI-3-2-1-Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.00L$:

✓ Surcharge A(L) :

$$T_{\max} = R_a = R_b = L \times q / 2.$$



• Une voie chargée : $A (1L) = 4,14 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 53,30 \text{ t. D'où : } T_0 = 53,3/7 = 7,61 \text{ t.}$$

• Deux voies chargées : $A (2L) = 8,28 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 106,6 \text{ t. D'où : } T_0 = 106,6/7 = 15,22 \text{ t.}$$

✓ Surcharge sur trottoirs :

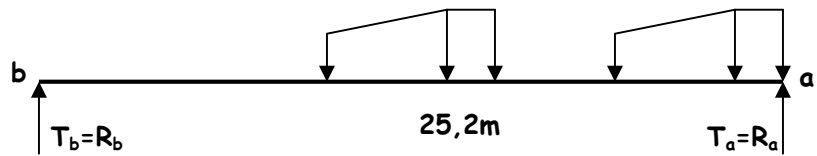
• 1 Trottoir chargé : $P_1 = 0,18 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 2,89 \text{ t. D'où : } T_0 = 2,89/7 = 0,41 \text{ t.}$$

• 2 Trottoirs chargés : $P_2 = 0,36 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 5,78 \text{ t. D'où : } T_0 = 5,78/7 = 0,82 \text{ t.}$$

✓ Surcharge du type B_c :



$$T_a = (1/25,2) * [(12.25,2) + (12.23,7) + (6.19,2) + (12.14,7) + (12.13,2) + (6.8,7)]$$

$$T_a = 43,21 \text{ t.}$$

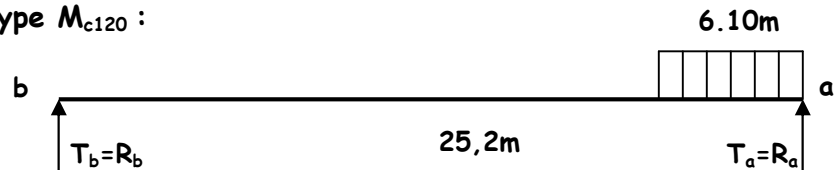
• Une file:

$$T_{\max} = 43,21 \times 1.2 \times 1.085 = 56,43 \text{ t.} \quad \text{D'où : } T_0 = 56,43 / 7 = 8,06 \text{ t.}$$

• Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 43,21 \times 1.1 \times 1.085 = 103,45 \text{ t.} \quad \text{D'où : } T_0 = 103,45 / 7 = 14,78 \text{ t.}$$

✓ Surcharge du type M_{c120} :



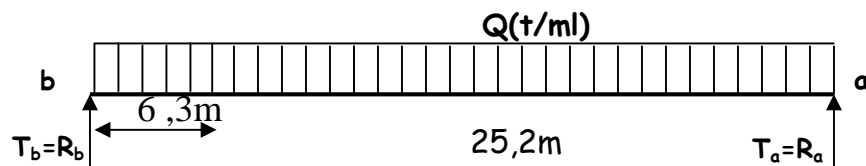
$$T_{\max} = [240 (25,2 - 9.30)] / 25,2 = 153,12 \text{ t.}$$

$$T_{\max} = 153,12 \text{ t.} \quad \text{D'où : } T_0 = 153,12 / 7 = 21,8 \text{ t.}$$

VI-3-2-2-Efforts tranchants dus aux surcharges: Pour $x = 0.25L$.

✓ Surcharge $A(L)$:

$$R_b = R_a = Q \times L / 2, \quad T_{\max} = R_b - Q L / 4.$$



- Une voie chargée : $A (1L) = 4,16 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 24,47 \text{ t. D'où : } T_0 = 24,47/7 = 3,5 \text{ t.}$$

- Deux voies chargées : $A (2L) = 8,32 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 48,94 \text{ t. D'où : } T_0 = 48,94/7 = 7 \text{ t.}$$

✓ SurchARGE sur trottoirs :

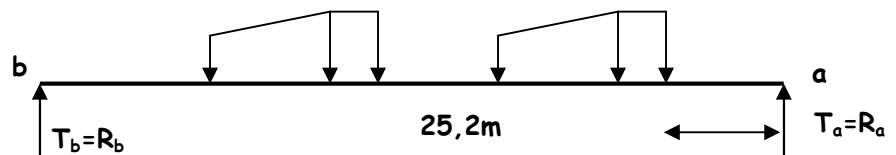
- 1 Trottoir chargé : $P_1 = 0,18 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 1,33 \text{ t. D'où : } T_0 = 1,33/7 = 0,19 \text{ t.}$$

- 2 Trottoirs chargés : $P_2 = 0,36 \text{ t/ml}$.

$$T_{\max} = 2,66 \text{ t. D'où : } T_0 = 2,66/8 = 0,38 \text{ t.}$$

✓ SurchARGE du type B_c :



$$T_a = (1/25,2) [12 \cdot (18,9 + 17,4 + 8,4 + 6,9) + 6 \cdot (12,9 + 2,4)]$$

$$T_a = 28,21 \text{ t.}$$

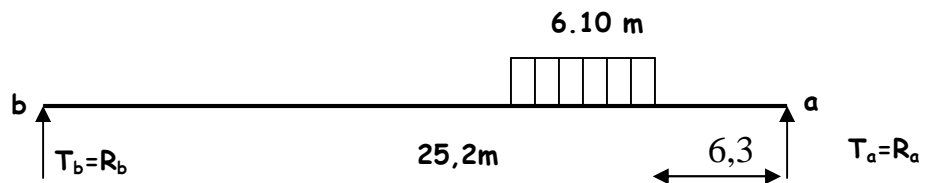
- Une file:

$$T_{\max} = 28,21 \times 1,2 \times 1,13 = 38,25 \text{ t. D'où : } T_0 = 38,25/8 = 4,78 \text{ t.}$$

- Deux files:

$$T_{\max} = 2 \times 28,21 \times 1,1 \times 1,13 = 70,13 \text{ t. D'où : } T_0 = 70,13/8 = 8,76 \text{ t.}$$

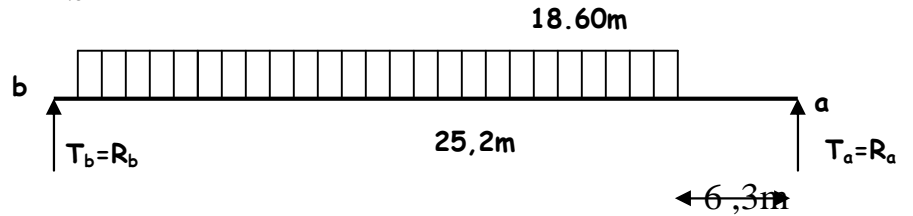
✓ SurchARGE du type M_{c120} :



$$T_a = [110 \times (15,85)] / 25,2 = 70,78t.$$

$$T_{\max} = 70,78 \times 1,12 = 76,44 t. \quad \text{D'où : } T_0 = 76,44 / 7 = 10,92t.$$

✓ Convoi exceptionnel D_{240} :



$$T_{\max} = [240 (9,3)] / 25,2 = 76,10t.$$

$$T_{\max} = 76,1t. \quad \text{D'où : } T_0 = 76,1/7 = 10,87t.$$

VI-3-2-3-Tableau récapitulatif des efforts tranchant :

Les charges		Pour $x = 0$		Pour $x = L/4$	
		T (t)	T_0 (t)	T (t)	T_0 (t)
Surcharge A(L)	1 voie	53,3018	7,61454286	24,47	3,50
	2 voies	106,6036	15,2290857	48,94	7
Surcharge B _c	1 voie	56,43	8,06	31,57	4,51
	2 voies	103,45	14,78	69,46	9,92
convoi	M _{c 120}	114,15	16,31	76,44	10,92
	D ₂₄₀	153,12	21,87	76,10	10,87
trottoir	1 trottoir	2,89	0,41	1,33	0,19
	2 trottoirs	5,78	0,82	2,66	0,38

V-1 Présentation du logiciel robot :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La mécanique des milieux continus (**MMC**) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.

La rhéologie, par l'étude expérimentale des **matériaux**, permet de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif. Cette description se traduit par des lois exprimant en tout point matériel une relation plus ou moins complexe entre les tenseurs de contrainte et de déformation et leurs accroissements respectifs. Les progrès réalisés permettent aujourd'hui une analyse plus fine de comportement non linéaire des matériaux utilisés dans la construction des ouvrages.

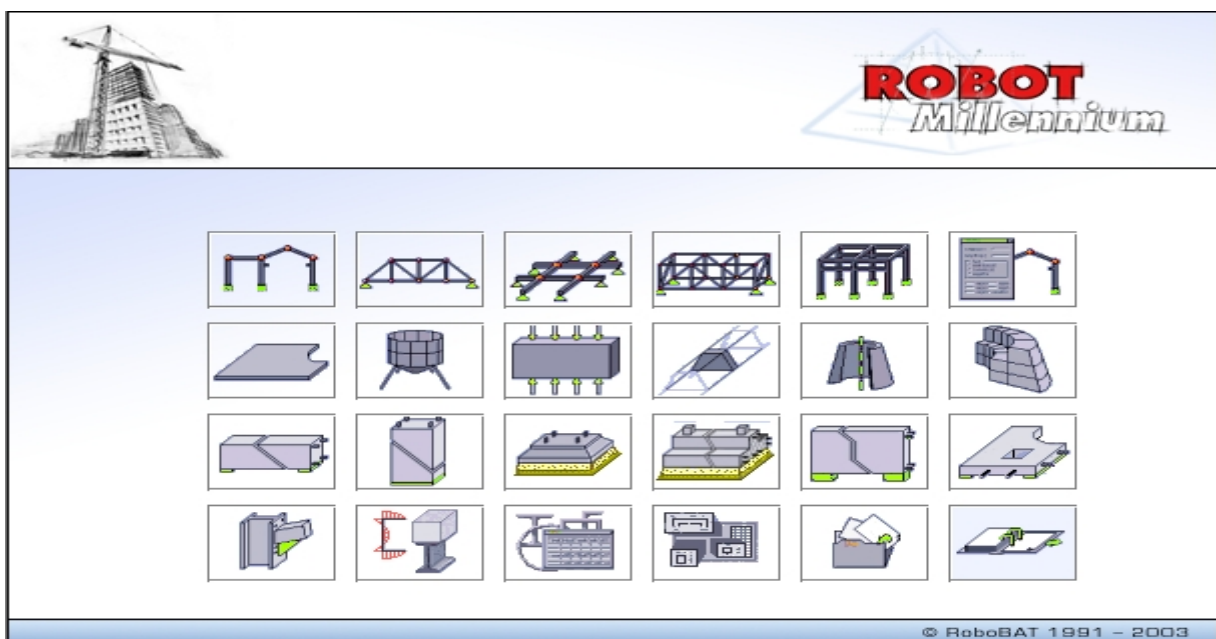
L'analyse numérique fournit les moyens de résoudre par « **discrétisation** » les équations aux dérivées partielles associées à un problème physique citant dans notre cas la méthode des éléments finis. L'introduction des lois de comportement dans un code en éléments finis est aujourd'hui assez bien maîtrisée. Le logiciel de calcul se situe ainsi au bout d'une chaîne d'hypothèses et il constitue son expression informatique directement utilisable par l'ingénieur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud. La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

V-2 Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement. Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma (base de treillis, de portique, de trame de poutre, de dalle, de voile, de coque, etc.), sont directement paramétrés.



➤ **Moment fléchissant (donné par Robot) dus au poids propre G:**

Désignation	0	3.06	6.12	9.18	12.45	15.3	18.36	21.42	24.9
P4'	0,00	83.85	136.19	169.23	179.5	169.23	136.19	83.85	0,00
P3'	0,00	73.83	122.49	151.45	160.87	151.45	122.49	73.83	0,00
P2'	0,00	73.83	121.34	151.01	160.37	151.01	121.34	73.83	0,00
P1	0,00	73.83	121.4	151	160.29	151	121.4	73.83	0,00
P2	0,00	73.83	121.34	151.01	160.37	151.01	121.34	73.83	0,00
P3	0,00	73.83	122.49	151.45	160.87	151.45	122.49	73.83	0,00
P4	0,00	83.85	136.19	169.23	179.5	169.23	136.19	83.85	0,00

➤ Effort tranchant (donné par Robot) dus au poids propre G:

Désignation	0	3.06	6.12	9.18	12.45	15.3	18.36	21.42	24.9
P4'	-30.8	-22.84	-13.89	-5.76	0,00	5.76	13.89	22.84	30.8
P3'	-26.12	-21.8	-12.68	-5.56	0,00	5.56	12.68	21.8	26.12
P2'	-26.12	-21.8	-12.68	-5.56	0,00	5.56	12.68	21.8	26.12
P1	-26.12	-21.8	-12.68	-5.56	0,00	5.56	12.68	21.8	26.12
P2	-26.12	-21.8	-12.68	-5.56	0,00	5.56	12.68	21.8	26.12
P3	-26.12	-21.8	-12.68	-5.56	0,00	5.56	12.68	21.8	26.12
P4	-30.8	-22.84	-13.89	-5.76	0,00	5.76	13.89	22.84	30.8

➤ Moment fléchissant à ELU: (donné par Robot)

Désignation	0	3.06	6.12	9.18	12.45	15.3	18.36	21.42	24,9
P4'	0	155,06	261,02	328,1	349,39	328,1	261,02	155,06	0
P3'	0	187,73	282,25	355,6	378	355,6	282,25	187,73	0
P2'	0	190,8	307,9	379	400,64	379	307,9	190,8	
P1	0	197,92	315,74	388,03	469.64	388,03	315,74	197,92	0
P2	0	190,8	307,9	379	400,64	379	307,9	190,8	0
P3	0	187,73	282,25	355,6	378	355,6	282,25	187,73	0
P4	0	155,06	261,02	328,1	349,39	328,1	261,02	155,06	0

➤ Effort tranchant à ELU: (donné par Robot)

Désignation	0	3.06	6.12	9.18	12.45	15.3	18.36	21.42	24,9
P4'	-59,71	-46,91	-28,01	-12,75	0	12,75	28,01	46,91	59,71
P3'	-68,23	-52,49	-36,29	-21,69	0	21,69	36,29	52,49	68,23
P2'	-68,23	-52,49	-36,29	-21,69	0	21,69	36,29	52,49	68,23
P1	-73,88	-55,09	-38,95	-17,92	0	17,92	38,95	55,09	73,88
P2	-68,23	-52,49	-36,29	-21,69	0	21,69	36,29	52,49	68,23
P3	-68,23	-52,49	-36,29	-21,69	0	21,69	36,29	52,49	68,23
P4	-59,71	-46,91	-28,01	-12,75	0	12,75	28,01	46,91	59,71

➤ **Moment fléchissant à ELS: (donné par Robot)**

Désignation	0	3.06	6.12	9.18	12.45	15.3	18.36	21.42	24,9
P4'	0	114,859	193,348	243,0370	258,807	243,037	193,348	114,859	0
P3'	0	139,0592	209,074	263,407	280	263,407	209,074	139,059	0
P2'	0	141,333	228,074	280,740	296,77	280,740	228,074	141,333	0
P1	0	146,607	233,881	287,42	347,88	287,42	233,881	146,607	0
P2	0	141,333	228,074	280,740	296,77	280,740	228,074	141,333	0
P3	0	139,059	209,074	263,407	280	263,40	209,074	139,059	0
P4	1	114,859	193,348	243,037	258,807	243,037	193,348	114,859	0

➤ **Effort tranchant à ELS: (donné par Robot)**

Désignation	0	3.06	6.12	9.18	12.45	15.3	18.36	21.42	24,9
P4'	- 44,23	- 34,75	-20,75	- 9,44	0	9,44	20,75	34,75	44,23
P3'	- 50,54	- 38,88	- 26,88	- 16,07	0	16,07	26,88	38,88	50,54
P2'	- 50,54	- 38,88	-26,88	- 16,07	0	16,07	26,88	38,88	50,54
P1	- 54,73	- 40,81	-28,85	- 13,27	0	13,27	28,85	40,81	54,73
P2	- 50,54	- 38,88	- 26,88	- 16,07	0	16,07	26,88	38,88	50,54
P3	- 50,54	- 38,88	- 26,88	- 16,07	0	16,07	26,88	38,88	50,54
P4	- 44,23	- 34,75	- 20,75	- 9,44	0	9,44	20,75	34,75	44,23

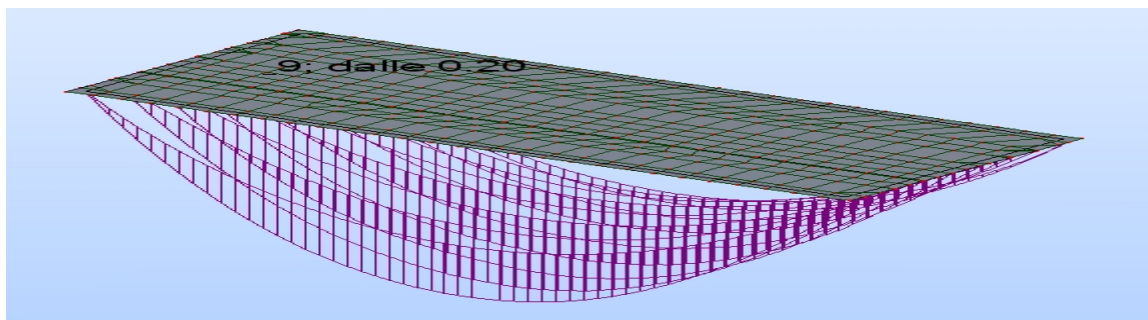


Diagramme des moments sous combinaison défavorable

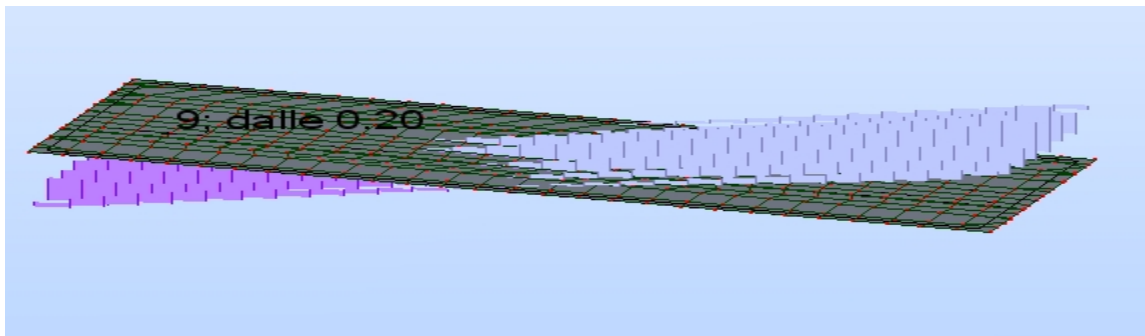


Diagramme des efforts tranchants sous combinaison défavorable

D'où les efforts max obtenir :(les valeurs de la poutre P_i)

$$M_{\max} = 469.64 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = 73.88 \text{ t}$$

Introduction :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression est male à la traction, pour cela on reconnue à la précontrainte qui est un traitement mécanique, qui consiste à produire dans un matériau avant la mise en service des contraintes contraires a celle produite par les charges qui le sollicitent après sa mise en service.

Il existe deux modules de précontraintes par prétention et précontraintes par poste – tension.

VI-1 Précontraintes par poste tension :

Ce type de précontraintes consiste à la mise en tension des câbles déjà empiler dans des gaines. Coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyée sur le béton .une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système à travers le quel on injecte un coulés de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre le câble et le béton.

VI-2 Dimensionnement de la précontrainte :**VI-2.1) Détermination de l'intensité de la précontrainte :**

Elle sera mené au niveau de la section dangereuse pour laquelle l'étude de la flexion longitudinale nous a donnée les efforts suivantes :

$M_{min}=195.42t.m$ (moment fléchissant sous G à l'ELS)

$M_{max}=347.88t.m$ (moment fléchissant sous G D₂₄₀ à l'ELS)

$$P_{min} = M_{max} (P_I ; P_{II})$$

Avec :

$$P_I = \frac{M_{max} - M_{min}}{...h} + \frac{... (v \uparrow_{2b} + v' \uparrow_{b1})}{...h} \quad \text{Section sous critique}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + ...BV \uparrow_{b2}}{...v + v' - d'} \quad \text{Section sur critique}$$

Caractéristique géométrique de la section médiane (poutre et dalle)

Nous considérons dans nos calcul la section la plus sollicitée « section médiane »

$$B_{net} = 0.95 B_{brut} = 0.808m^2$$

$$I_{net} = 0.90 I_{brut} = 98808450cm^4$$

$$d' = h - 0.9h = 16cm \quad h = 130cm$$

$$v' = 102.7cm$$

$$v = 52.3cm$$

$$\dots = 0.46$$

$$f_{C28} = 35MPa$$

$$\bar{f}_{bc} = 0.6 f_{C28} = 21MPa$$

$$\dagger_{bt} = 1.5 f_{ij} = -4.05MPa$$

$$\dagger_{bt} = f_{ij} = -2.7MPa$$

$$\text{D'ou } P_I = 1.144MN$$

$$P_{II} = 2.666MN$$

Donc $P_{min} = P_{II}$ la section est sur critique

Détermination de la valeur de P_0 :

On estime les pertes à 32%

$$A_p = 1800mm^2$$

$$P_0 = \min \begin{cases} 0.8 f_{prj} A_p = 2.68MN \\ 0.9 f_{pej} A_p = 2.59MN \end{cases}$$

$$\text{alors } P_0 = 2.59MN$$

VI-2. 2) Détermination du nombre de câbles :

$$P_{m(x,t)} = P_0 - \Delta P_{i(x,t)} \Rightarrow P = P_0 - 0.32P_0$$

$$P = 0.68P_0 = 1.76MN$$

$$P_{min} \leq nP_0 \times 0.68$$

avec n= nombre de câble

$$\text{d'ou : } n \geq 1.515$$

donc : nous prenons $n = 2$ câble 12T15

Les câbles en zone d'about doivent être tiré à 100% avant la mise en place de la dalle.

En estimant les pertes instantanées à 10% de la précontrainte initiale.

$$P = n.(P_0 - 0.1P_0) = n.(0.9P_0)$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

- Fibre supérieure $\sigma_{sup} = \frac{M_g \cdot v}{I_n} + \left(1 + \frac{e_p \cdot v}{i^2}\right) \frac{P}{B_N} \geq 1.5 f_{tj}$
- Fibre inférieure $\sigma_{inf} = \frac{M_g \cdot v'}{I_n} + \left(1 + \frac{e_p \cdot v'}{i^2}\right) \frac{P}{B_N} \leq 0.6 f_{cj}$

Avec :

$M_g = 1.546 MN.m$ (Moment fléchissant sous le poids propre de la poutre seule à l'ELS)

$$B_{net} = 0.95 B_{brut} = 0.4676 m^2$$

$$I_{net} = 0.90 I_{brut} = 0.3317 m^4$$

$$V' = 0.738 m$$

$$V = 0.562 m$$

$$\dots = 0.52$$

$$i^2 = 0.2155$$

$$e_p = -V' + d' = -0.578 m$$

$$P = 0.68 P_0 n = 2.33 n MN$$

n : nombre des câbles.

Application au 21 jour

$$f_{c21} = 33.123 MPa$$

$$f_{t21} = 2.587 MPa$$

$$\sigma_{sup} \rightarrow 2.62 - 2.73n \geq -3.881 \quad (1)$$

$$\sigma_{inf} \rightarrow -3.44 + 14.70n \leq 19.874 \quad (2)$$

$$\begin{cases} n \leq 2.38 \\ n \leq 2.27 \end{cases}$$

D'après (1) et (2) on trouve $n = 2$

Donc : On place 2 câbles à 'about tiré à 100% au 21^{ème} jour

➤ Vérification au 7^{ème} jour :

On remplace dans les équations (1) et (2)

Les câbles d'about sont tirés à 50% de P_0 en estimant les pertes à 10% de

$$\left[\sigma_{sup} = 10\% P_0 \right]$$

$$P = 0.5[P_0 - (0.1P_0)] = 0.45P_0 / \text{cable} = 1.1655 \text{MN} / \text{cable}$$

$$f_{c7} = 23.179 \text{MPa} \quad f_{t7} = 1.991 \text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \dagger_{\text{sup}} \rightarrow -0.110 \geq -2.986 \text{MPa} \quad \text{Vérifie} \\ \dagger_{\text{inf}} \rightarrow 11.26 \leq 13.907 \text{MPa} \quad \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification à 28 jour:**

$$f_{c28} = 35 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{MPa}$$

$$\dagger_{\text{max}} = 21 \text{MPa}$$

$$\dagger_{\text{min}} = -4.05 \text{MPa}$$

On considère la section médiane (poutre seule) de caractéristiques géométriques nettes.

On estime les pertes totales à 32% de la précontrainte initiale :

$$P = (1-32\%) nP_0 0,68 \times 2,59 \times 2 = 3,5224 \text{ MN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \dagger_{\text{sup}} \rightarrow -1.13 \geq -4.05 \text{MPa} \quad \text{Vérifie} \\ \dagger_{\text{inf}} \rightarrow 18.60 \leq 21 \text{MPa} \quad \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

Les contraintes sont donc vérifiées à 28jour.

➤ **Vérification à long terme :**

$$f_{c28} = 35 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{MPa}$$

$$\dagger_{\text{max}} = 21 \text{MPa}$$

$$\dagger_{\text{min}} = -4.05 \text{MPa}$$

On considère la section médiane (poutre + dalle) de caractéristiques géométriques nettes.

$$P = 3,5224 \text{ MN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \dagger_{\text{sup}} \rightarrow -1.80 \geq -4.05 \text{MPa} \quad \text{vérifie} \\ \dagger_{\text{inf}} \rightarrow 16.45 \leq 21 \text{MPa} \quad \text{vérifie} \end{array} \right.$$

Les contraintes sont donc vérifiées a long terme .

Conclusion :

Les phases de mise en tension des 2 câbles sont les suivantes :

-Tires à 50% de P_0 au 7^{eme} jour. Pertes estimées à 50% de $[\dagger_{\text{inst}} = 10\%P_0]$.

-Tires a 100% de P_0 au 21^{eme} jour Perte estimées à 100% de \dagger_{inst} .

VI-3 Disposition constructives des câbles :

Au niveau de la section médiane, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section médiane et la section d'about.

- **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 0.45m entre les deux câbles :

$$M/\text{fib inf}=0 \Rightarrow 2PV' = P_1 d_1 + P_2(d_1+x)$$

$$P_1 = P_2 = P \text{ et } x=45\text{cm}$$

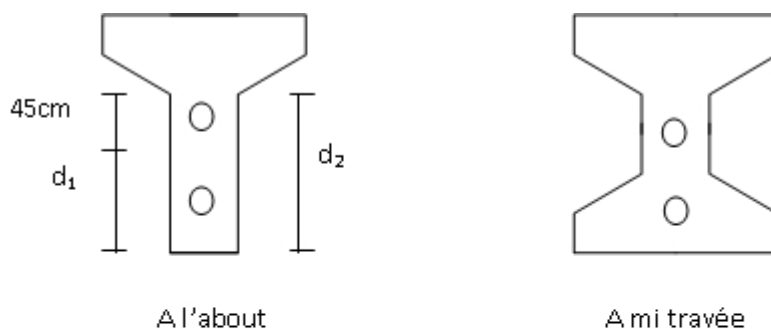
$$d_1 = (2V' - x) / 2 \Rightarrow$$

$$\begin{cases} d_1 = 75.26\text{cm} \\ d_2 = 120.26\text{cm} \end{cases}$$

- **Section médiane :**

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

$$\begin{cases} d_1 = 1.5 \times 8.5 = 12.75\text{cm} & \text{avec } 8.5\text{cm} \\ d_2 = d_1 + 8.5 = 21.25\text{cm} \end{cases}$$



Disposition des câbles

VI-3. 1 Tracé des Câbles :

Le meilleur tracé est celui qui minimise l'intensité des contraintes de cisaillement qui sont importantes aux appuis.

➤ Angle de relevage :

- Sous l'effet minimal des charges $V_{erd} = V_m - P_{\sin\gamma}$.
- Sous l'effet maximal des charges $V_{erd} = V_M - P_{\sin\gamma}$.

$$\arcsin\left(-\frac{\bar{V} - V_M}{P}\right) \leq \gamma \leq \arcsin\left(\frac{\bar{V} + V_m}{P}\right)$$

avec :

$$V_M = V_{G+D24} = 0.8928MN \quad V_m = V_G = 0.4491MN$$

\bar{V} : Effort tranchant limité que peut supporter la section d'appuis.

$$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0.8h$$

$\bar{\tau}$: Effort de cisaillement limité.

$$\bar{\tau} = \left(0.4 f_{jt} \left(f_{jt} + \frac{2}{3} \tau\right)\right)^{1/2}$$

τ_x : Contrainte normale au niveau de fibre neutre.

$$\tau_x = \frac{p}{B_m} = \frac{0.68 \times 2 \times 2.59}{0.8390} = 4.20MPa \quad \text{avec}$$

$$B_m = B_{brute}(P+d) \cdot n^{2/4} = 0.8504 - 2 \times 3,14 \times 0,085^2/4 = 0.8390 \text{ m}^2$$

$$\bar{\tau} = \left(0.4 \times 2.7 \left(2.7 + 4.20 \times \frac{2}{3}\right)\right)^{1/2} = 2.44MPa$$

$$b_n = b_0 - m \cdot k \cdot W$$

($m = 1$) : nombre des gaines par lit $K = 0.5$ (gaine injectée de ciment)

$$b_n = 0.4922 - 1 \times 0.5 \times 0.085 = 0.45m$$

D'où

$$\bar{V} = 2.44 \times 0.45 \times (0.8 \times 1.55) = 1.4MN$$

L'inégalité donne le résultat suivant :

$$-10^\circ \leq \gamma \leq 33.5^\circ.$$

- L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$r_{opt} = \arcsin\left(\frac{V_M + V_m}{2p}\right)$$

avec :

$$p = 2 \times 2.59 \times 0.68 = 3.52 \text{ MN}$$

$$r_{opt} = 11^\circ$$

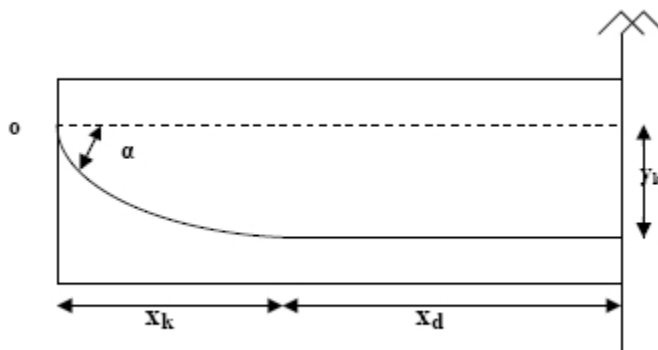
$$-10^\circ \leq 11^\circ \leq 33.5^\circ \quad \text{Vérfié}$$

Pour les câbles d'about

$$\text{On fixe } r_1 = 10^\circ \quad \Rightarrow \quad \frac{r_2 + 10^\circ}{2} = 11^\circ$$

$$r_2 = 12^\circ$$

➤ **Tracé individuel des câbles :**



- Pour chaque câble on prend un tracé parabolique avec une partie rectiligne.
- Le repère (X.Y) à pour origine le point (0) la ou le câble devient rectiligne.

avec :

X_K : Longueur de la partie courbe du câble.

X_d : Longueur de la partie rectiligne du câble.

- Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre, l'équation de la parabole de chaque câble est donnée par :

$$Y = aX^2 \rightarrow d_y = 2.a.X = \text{tg}r$$

$$X = -X_K \rightarrow \text{tg}r = -2.a.X_K \rightarrow a = \frac{-\text{tg}r}{2.X_K} \quad (1)$$

$$X = -(X_K + 0.45) \rightarrow Y_K = a(X_K + 0.45)^2 \quad (2)$$

$$Y_i = Y_K + d_i$$

En remplaçant (1) dans (2) on trouve

$$Y_K = -\frac{tg\gamma}{2X_K}(X_K + 0.45)^2$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

N° Câble	γ_i (°)	Y_K (m)	X_K (m)	X_d (m)	a_i (m ⁻¹)
(1)	10	0.6251	6.06	6.79	0.0145
(2)	12	0.9901	8.344	4.506	0.0127

Tableau des valeurs de $X_d \cdot Y_K$

Les équations paraboliques des différents câbles

$$Y_1 = 0.0145X^2$$

$$Y_2 = 0.0127X^2$$

Position longitudinale des câbles :

$$Y_{CM} = Y_i/2$$

$$tg\gamma_{CM} = tg\gamma_i/2$$

Câble :	X_i	0	0.5	L/8	L/4	3L/8	L/2
1	Y_i	0.7526	0.5757	0.2451	0.1294	0.1294	0.1294
1	$tg\gamma_i$	0.1757	0.1612	0.0826	0	0	0
2	Y_i	1.2026	0.994	0.547	0.259	0.234	0.234
2	$tg\gamma_i$	0.2119	0.1992	0.1303	0.0487	0	0
Câble moyen	Y_i	0.9776	1.1798	0.8910	0.6926	0.6767	0.6767
Câble moyen	$tg\gamma_i$	0.1938	0.1802	0.1064	0.024	0	0

Tableau des Positions et de sangles de chaque câbles dans les différentes positions

Caractéristiques géométriques des sections :

➤ **X = 0,00L :**

Section sans hourdis :

Position du C.D.G :à 97.76cm.

$$I_0(\text{Gaines}) = n \pi / 64 \varnothing^4$$

$$B(\text{Gaines}) = n \pi \varnothing^2 / 4$$

n: Nombre des câbles

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Section brute	6672	/	487468	/	46295478,7
Gaines	113,43	97.76	11089	512,22	1084564.7
Section nette	6558,57	/	467379	/	45210914

$$V' = S / B = 71.26 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 58.74 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_0 - B \times V'^2 = 11906576.87 \text{ cm}^4.$$

$$i^2 = I_{GN} / B = 1815.423 \quad ; i = 42.61$$

$$= I_G / (V \times V' \times B) = 0.43 = 43\%.$$

Section avec Hourdis :

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Section brute	10 254,5	/	998 229,5	/	119 229 207,8
Gaines	113,43	97.76	11089	512,22	1084564.7
Section nette	10141.07	/	987140.5	/	118144643.1

$$V' = S / B = 97.34 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 57.66 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_0 - B \times V'^2 = 22057238.2 \text{ cm}^4.$$

$$i^2 = I_{GN} / B = 2175.04 \quad ; i = 46.64$$

$$= I_G / (V \times V' \times B) = 0.39 = 39\%.$$

➤ $X = 0,25L$:

Section sans hourdis :

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Section brute	5 658	/	393 586	/	38 118 039,9
Gaines	113,43	19.42	11089	512,22	1084564.7
Section nette	5544.57	/	382497	/	37033475.2

$$V' = S' / B = 68.98 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 61.02 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_0 - B \times V'^2 = 10651078.23 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = I_{GN} / B = 1921 \quad ; i = 43.83$$

$$= I_G / (V \times V' \times B) = 0.46 = 46 \text{ \%}.$$

Section avec hourdis :

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Section brute	9 036,5		904 285,1		111 051 769
Gaines	113,43	19.42	11089	512,22	1084564.7
Section nette	8923.07		893196.1		109967204.3

$$V' = S' / B = 100.1 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 54.9 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_0 - B \times V'^2 = 20557953.67 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = I_{GN} / B = 2303.91 \quad ; i = 48$$

$$= I_G / (V \times V' \times B) = 0.42 = 42 \text{ \%}.$$

➤ **X = 0,50L :**

Section sans hourdis :

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Section brute	4 922		363 015		36 853 438,1
Gaines	113,43	18.17	11089	512,22	1084564.7
Section nette	4808.57		351926		35768873.4

$$V' = S / B = 73.2 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 81.8 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_0 - B \times V'^2 = 10003401.28 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = I_{GN} / B = 2080.33 \quad ; i = 45.61$$

$$= I_G / (V \times V' \times B) = 0.35 = 35 \%$$

Section avec Hourdis :

Désignation	B(cm ²)	y (cm)	S (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I (cm ⁴)
Section brute	8 504,5		873 749,9		109 787 167,2
Gaines	113,43	18.17	11089	512,22	1084564.7
Section nette	8391.07		862660.9		108702602.5

$$V' = S / B = 102.8 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' = 52.2 \text{ cm}$$

$$I_{GN} = I_0 - B \times V'^2 = 20027117.31 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = I_{GN} / B = 2386.72 \quad ; i = 48.85$$

$$= I_G / (V \times V' \times B) = 0.44 = 44 \%$$

VI-4 Vérification des contraintes normales:

$$\sigma = M_p \ v / I_n + N / B + M \ v / I_n \leq \sigma_{\max}.$$

σ : Contrainte supérieure σ_{sup} ou contrainte inférieure selon v et v' .

F : Force de précontrainte $F = P_0 \times \text{pertes \%} \times \text{mise en tension \%}$.

M_p : Moment dû à la précontrainte $M \times \text{le nombre de câbles considérés} \times e$.

N : Effort de la précontrainte ($N = \text{nombre de câbles} \times F$).

M_g : Moment dû au poids propre.

σ_{\max} : Contraintes maximale.

La vérification se fait selon les cinq étapes suivantes :

1-Première étape :

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section médiane de la poutre seule.

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

$$f_{c7} = 0,685 f_{c28} \log (7+1) = 1,85 \text{ Mpa} = 185 \text{ bars.}$$

$$\sigma_{\max.} = 111 \text{ bars} \quad \sigma_{\max.} = 0,6 f_{c7}.$$

2- Deuxième étape :

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- $f_{c7} = 240 \text{ bars}$.
- $\sigma_{\max} = 144 \text{ bars}$.

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.

4- Quatrième étape :

Tablier à vide (poutres + superstructures).

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{cj} = 240$ bars.
- $\sigma_{max} = 120$ bars. ($\sigma_{max} = 0,5 f_{cj}$) en exploitation combinaison quasi permanente.

5- Cinquième étape :

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{cj} = 240$ bars.
- $\sigma_{max} = 144$ bars. ($\sigma_{max} = 0,6 f_{cj}$) en exploitation combinaison quasi permanente.

VI-5 Calcul des pertes :

De 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 rangé en deux catégories :

1- Les pertes instantanées :

- Pertes dues au frottement.
- Pertes dues au recul à l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

2- Les pertes différées :

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

VI-5.1 Pertes instantanées :

a) Pertes dues au frottement du câble sur la gaine:

$$f = p_0 (1 - e^{-(f\alpha + \varphi L)})$$

: L'angle de relevage du câble en rad.

L : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f = 0,18/\text{rad}$. (ALGA).

: φ : Perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0,002/\text{m}$. (ALGA).

p_0 : Contrainte de tension à l'encrage $p_0 = 14160 \text{ kg/cm}^2$

Section	N° câble	L(m)	(rad)	$f\alpha + \varphi L$	$f \text{ kg/cm}^2$	$f_{\text{moy}} \text{ kg/cm}^2$
0,25L	01	6.4263	0.1744	0.0442	612.24	654.78
	02	6.4302	0.2093	0.0505	697.32	
0,5L	01	12.8513	0.1744	0.0571	785.88	827.88
	02	12.8528	0.2093	0.0634	869.88	

b) Pertes dues au recul à l'ancrage :

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{f \times p_0 \left(f \times \frac{r}{L} + \xi \right)}}$$

Avec : g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. D'après ALGA.

E_A : module d'élasticité de l'acier = $2 \cdot 10^7$ t/m².

L : longueur du câble.

N° Câble	L (m)	α (rad)	f(/L)+	X (m)
1	25.7026	0.1744	0.0032	16.2196
2	25.7056	0.2093	0.0035	15.5606

On remarque que :

$X_1 > L/2$ et $X_2 > L/2$ donc : il faut tendre les câbles 1 et 2 par un seul coté car cela donne des tentions plus élevées.

Les pertes dues au recul d'ancrage :

$$\Delta \uparrow_{recul} = 2 \uparrow p_0 \left(f \frac{r}{L} + \{ \} \right) x$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tentions :

$$\Delta \uparrow_{recul} = \Delta \uparrow_{recul} \left(1 - \frac{X_i}{X} \right).$$

N° Câble	f(α / l)+)	X (m)	recul à 0 L	recul à 0.25L	recul à 0.50L
1	0.0032	16.2196	1469.885	887.626	305.25
2	0.0035	15.5606	1542.367	905.005	268.397

Valeurs moyennes des pertes par câble :

Désignation	recul à 0.00L	recul à 0.25L	recul à 0.50L
Câble à l'about	1506.126	896.3155	286.823

c) Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

$$\Delta \uparrow_a = \frac{Ea}{2Ei} \uparrow'_{bj}$$

'_{bj} : contrainte parabole du béton.

Ea : module d'élasticité de l'acier = $2 \cdot 10^7$ t/m².

Ei : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

*** Pertes dues à la mise en tension des deux câbles d'about :**

NB : La section considérée est la section de la poutre seule.

A 15 jours : $\sigma_j = 28.868 \text{ Mpa.}$

$$E_i = 3.374 \cdot 10^4 \text{ Mpa.} \longrightarrow = 2.96 \cdot \sigma_{bj}.$$

$$E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa.}$$

A 28 jours : $\sigma_{28} = 35 \text{ Mpa.}$

$$E_i = 3.598 \cdot 10^4 \text{ Mpa.} \longrightarrow = 2,78 \cdot \sigma_{bj}.$$

$$E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M_p e}{I}. \text{ Avec } P = N A_p (\sigma_{p0} - \sigma_{frott}).$$

Section	0,00L	0.25L	0.5L
Désignation			
P(kg)	509760	486187.92	479956.32
I(cm⁴)	11906576.87	10651078.23	10003401.28
B(cm²)	6558,57	5544.57	4808.57
e (cm)	0	-49.56	-55.03
M_p(kg.cm) à 15j	0	7611120	10148160
σ_{bj} (kg/cm²)	77.45	164.39	189.28
à 15j (kg/cm²)	229.25	486.60	560.26
à 28j (kg/cm²)	215.31	457	526.20

d) Tableau récapitulatif des pertes instantanées (t/m²) :

Désignation	Section	frottement	recul	raccourcissement	totale
Câbles de l'about	0.00L	0	1506.126	215.31	1721.436
	0.25L	654.78	896.3155	457	2008.0955
	0.50L	827.88	286.823	526.20	1640.903

VI-5.2) Pertes différées :

a) Pertes dues au retrait du béton :

La perte finale due au retrait du béton est donnée par : $\sigma_r = r (1 - r(j)) E_p.$

$r = 0,0003$ étant le retrait total du béton.

j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(t)$: fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(t) = t / (t + 9 r(m)). \text{ Avec } r(m) = B_n / p.$$

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

$B_n = 4808.57 \text{ cm}^2$, $p = 470.79 \text{ cm}$.

A 7 jours : $r(t) = 7 / (7 + 9 (4808.57 / 470.79))$

$r(t) = 0,070$ Alors: $\sigma = 0,0003 (1 - 0,070) 2 \cdot 10^7$. Donc : $\sigma = 5580 \text{ t / m}^2$.

A 28 jours : $r(t) = 28 / (28 + 9 (4808.57 / 470.79))$

$r(t) = 0,23$ Alors: $\sigma = 0,0003 (1 - 0,23) 2 \cdot 10^7$. Donc : $\sigma = 4599 \text{ t / m}^2$.

b) Pertes dues au fluage :

$$\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) E_p / E_{Ij}$$

σ_b : la contrainte finale du béton

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte.

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours : $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \times K_{fl}$.

K_{fl} : coefficient de fluage.

$$K_{fl} = (E_i - E_v) / E_v = 3 (E_i - E_v) / E_v = 2.$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc : $K_{fl} = 1,7$.

$$\sigma_{fl} = [1,7 \times 2 \cdot 10^6 / 21000 (350)^{1/2}] \sigma'_{bj} = 8,654 \sigma'_{bj}$$

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au fluage (t/m ²)	6702.52	14226.31	16380.29

c) Pertes dues à la relaxation des aciers :

$$\sigma_{rel} = (6/100) \cdot 1000 [(\sigma_{pi}(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x).$$

μ_0 coefficient égale à : 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

0,35 pour les autres armatures.

$f_{prg} = 17700$.

$\sigma_i = 141600 \text{ t/m}^2$ et $\mu_0 = 0,43$.

$\sigma_i = \sigma_{p0} - \sigma_{rel}$. Avec σ_i : la contrainte totale instantanée.

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
σ_{p0} (kg/cm ²)	14160	14160	14160

i (kg/cm ²)	1484.468	1500.48	1266.58
i (kg/cm ²)	12675.532	12365.952	12893.42
reel (kg/cm ²)	709.83	692.5	722.03

d) Tableau récapitulatif des pertes différées (kg/cm²):

$$d = r + \frac{1}{6} p.$$

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes dues au retrait	459.9	459.9	459.9
Pertes dues au fluage	670.252	1422.631	1638.029
Pertes dues à la relaxation	709.83	692.5	722.03
totale	1839.982	2575.031	2819.959

VI-5.3) Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées + différées) :

$$\% \text{ pertes} = \frac{\text{totale}}{(3 \times 14160 \text{ en (kg/cm}^2\text{)})}$$

Désignation	0,00L	0,25L	0,50L
Pertes instantanées	1721.436	2008.0955	1640.903
Pertes différées	1839.982	2575.031	2819.959
Pertes totales : totale	3561.418	4583.1265	4460.862
% pertes	8.4	10.8	10.5

L'estimation des pertes à **32%** est vérifiée après le calcul, donc le nombre de câbles est bien vérifié et égale à **2** câbles de **12T15** chacun.

VI-6 Vérification des contraintes normales :

$$= \frac{M_p \cdot V}{I_{GN}} + \frac{N}{B_n} + \frac{M_g \cdot V}{I_{GN}} \leq \sigma_{\max}$$

:la contrainte supérieure ou contrainte inférieure selon v et v'

F : force de la précontrainte

M_p : moment du à la précontrainte

N : effort de la précontraintes (N = nombre de câbles*F)

σ_{max}: contrainte maximales

M_g : moment du au poids propre

La vérification des contraintes se fait selon les 05 étapes suivantes

➤ **Première étape :**

Les caractéristiques géométriques à prendre sont la section médiane de la poutre seule

Après le 15 ième jour la mise en tension est 50 %

Les pertes considérées sont les pertes instantanées

$$f_{c15} = 0.685 f_{c28} \log (15+1) = 288.68 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 0.6 f_{c15}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 175 \text{ bar}$$

➤ **Deuxième étape :**

La mise en tension de 2 câbles est de 100 % à 28 jours

Les pertes considérées sont les pertes instantanées et 40% des pertes différées

$$f_{c28} = 350 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 210 \text{ bars}$$

➤ **Troisième étape :**

En pose les poutres sur leurs appuis définitifs et en coule l'hourdis

Les efforts à considérer dans cette étape :

Effort dus à la deuxième phase

Poids propre de l'hourdis coulé en place

La section résistante reste celle de la poutre seule .

➤ **Quatrième étape :**

Tablier à vide (poutre +superstructure)

La mise en tension du 2 câbles.

Les pertes instantanées du 2 câbles.

$$f_{c28} = 350 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 0.5 F_{c28} \text{ (en exploitation combinaisons quasi -permanentes)}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 175 \text{ bars}$$

➤ **Cinquième étape :**

L'ouvrage en service

La mise en tension est déjà faite à 100 %

Les pertes considérées à 100 %

$$F_{c28} = 350 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 0.6 F_{c28} \text{ (en exploitation combinaisons quasi -permanentes)}$$

$\max = 210 \text{ bars}$

VI-6.1) Vérification :

➤ **Première étape :**

Section de la poutre seule

$p_0 = 141600t/m^2$

$\text{sup} = P(1/B - e.v/I) + Mg .v/I ; P_1 = (1.02 p_0 - 0.8 \quad i) n .A_p$

$\text{inf} = P(1/B + e.v/I) - Mg .v'/I ; P_2 = (0.98 p_0 - 1.2 \quad i) n A_p$

$Mg = 109t.m$

Section	B(cm)	I (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	e(cm)	Mg. v/I	Mg .v'/I
	4 922	10003401.28	81.8	73.2	62	89.16	79.78

t	P ₁ (kg)	1/B	sup (bar)	inf (bar)	adm(bar)
1640.903	6353.2	0.000203	89	79.8	175

➤ **Deuxième étape :**

Section de la poutre seule

$p_0 = 141600t/m^2$

$P_1 = (1.02 P_0 - 0.8 \quad P_i) n .A_p$

t	P ₁ (kg)	1/B	sup (bar)	inf (bar)	adm(bar)
2768.8	440213.76	0.000203	48.5	75.7	210

➤ **Troisième étape :**

Section de la poutre seule

$p_0 = 141600t/m^2$

$P_1 = (1.02 P_0 - 0.8 \quad P_i)$

$Mg = 181.4t.m$

t	P ₁ (kg)	1/B	sup (bar)	inf (bar)	adm (bar)

2768.8	440213.76	0.000201	14.52	36	210
--------	-----------	----------	-------	----	-----

➤ **Quatrième étape :**

Section de la poutre +dalle

$$p_0 = 141600t/m^2$$

$$P_1 = (1.02 P_0 - 0.8 P_i)$$

$$Mg = 235.6t.m$$

Section	B(cm)	I (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	e(cm)	Mg .v/I	Mg .v'/I
	8391.07	20027117.31	52.2	102.8	89.8	80.62	170.70
t	P ₁ (kg)	1/B	sup (bar)	inf (bar)	adm (bar)		
1640.903	472697,194	0,00424448	18.96	22.24	175		

➤ **Cinquième étape :**

$$P_1 = (1.02 P_0 - 0.8 P_i)$$

t	P ₁ (kg)	1/B	sup (bar)	inf (bar)	adm (bar)
4460.862	391482,374	0,00424448	86.18	1.9	210

$$P_2 = (0.98 P_0 - 1.2 P_i)$$

t	P ₂ (kg)	1/B	sup (bar)	inf (bar)	adm sup (bar)	adm inf (bar)
4460.862	491675.78	0.000116	86.99	-10.7	210	27

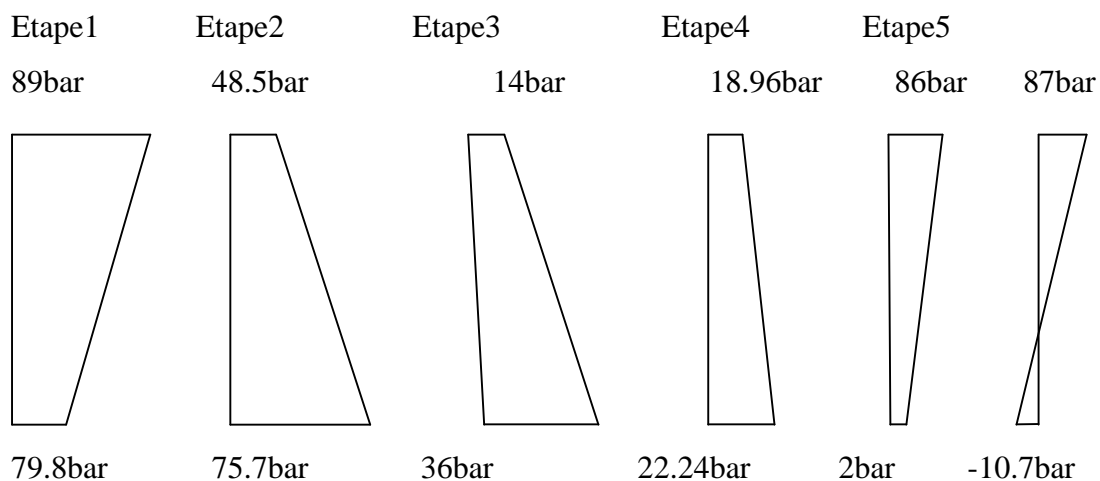


Diagramme des contraintes en différentes phases

IV-7 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 : Epaisseur nette de l'âme (cm).

I : Moment d'inertie de la section considérée (cm⁴).

Pour la vérification, il convient de calculer la contrainte de résistance du béton.

$$f_{tj} = 0,4 f_{tj} (f_{tj} + 2 \tau / 3).$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton à l'âge j.

τ : la contrainte de la précontrainte appliquée.

$$V_{red} = T_G + T_P.$$

T_G = effort tranchant.

T_P = % de la mise en tension $\times A_p \times \sigma_i (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)$.

$$\sigma_i = \sigma_{po} - \dots \quad (\sigma_{po} = 1416 \text{ 00 t/m}^2).$$

_____ pertes pour chaque étape :

Etape 1 : σ_i pertes instantanées à l'about.

Etape 2 : $\sigma_i + 30\% \sigma_d$; avec : σ_d pertes différées à l'about.

Etape 3 : $\sigma_i + \sigma_d$

Etape 4 : $\sigma_i + \sigma_d$

Etape 5 : $\sigma_i + \sigma_d$

Vérification :

➤ **A l'about X = 0,00 L :**

$$b_n = 44 - 8,5 = 35,5 \text{ cm.}$$

Désignation	T_P	V_{red}	reduit	f_{tj}	t	
Etape1	-18.4	5.31	1.716	233.2	335.521	206.443
Etape2	-35.3	-11.59	-16.527	270.00	636.277	273.814
Etape3	-33.1	5.97	6.214	270,00	584.127	266.869
Etape4	-49.7	-3.3	- 60.166	270,00	553.104	262.651
Etape5	-49.7	1.91	43.913	270,00	553.104	262.651

➤ **En travée X = 0,25 L :**

$$b_n = 32 - 8,5 = 23,5 \text{ cm.}$$

Désignation	$T_G(t)$	T_P	V_{red}	reduit	f_{tj}	t	
Etape1	11.502	-39.3	-27.798	-18.470	233.20	427.30	219.833
Etape2	11.502	-37.3	-25.798	-6.935	270.00	840.33	295.815
Etape3	18.952	-34.3	-15.348	-7.634	270.00	743.91	287.618

Etape4	22.502	-51.5	-28.99	-0.019	270.00	639.86	274.285
Etape5	26.57	-51.5	-24.93	-16.753	270.00	639.86	274.285

VI-7.1 Vérification a la rupture :

- **Sécurité à la rupture en flexion :** $1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RA}$
 $1,35 M_G + 1,5 M_Q \leq M_{RB}$.

M_{RA} , M_{RB} sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

a. Calcul de M_{RA} :

$$M_{RA} = 0,9 h \times F.$$

$$h = 155 - 13 = 142 \text{ cm.}$$

$$F = f_{prg} \Rightarrow F = 955.8t.$$

$$M_{RA} = 955.8 \times 0,9 \times 1,42 = 1221.5 \text{ t.m.}$$

b. 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 $b_0 = 0.18 \text{ cm}$.

La hauteur utile $h = 142\text{cm}$.

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa.}$$

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times 0,18 \times 1.42^2 \times 3500 = 444.62\text{t.m.}$$

- Pour l'hourdis:

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0 ($h_0 = 0.25 + 0.13 = 38 \text{ cm}$) constituant la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8 (b - b_0) (h - h_0 / 2) h_0 f_{c28}. \\ 0,35 (b - b_0) h^2 f_{c28}. \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 0,8 (1,00 - 0,18) (1,42 - 0,38 / 2) 0,38 \times 3500. \\ 0,35 (1,00 - 0,18) 1,42^2 3500. \end{cases}$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \begin{cases} 1073.2 \text{ t.m.} \\ 2025.5 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Alors : $M_{RB \text{ hourdi}} = 1073.2 \text{ t.m}$

Donc : $M_{RB} = M_{RB \text{ hourdi}} + M_{RB \text{ âme}} = 1517.8 \text{ t.m.}$

c. Sécurité :

- Par rapport au béton :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 834.5 \text{ t.m.}$$

$$M_{RB} = 1517.8 \text{ t.m} \quad 0,7 M_{RB} = 1062.5 \text{ t.m.}$$

Donc : $1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,7 M_{RB}$. Vérifiée.

Donc la sécurité par rapport au béton est assurée.

- Par rapport aux aciers :

$$1,35 M_G + 1,5 M_Q = 834.5 \text{ t.m.}$$

$$M_{RA} = 1221.5 \text{ t.m}$$

$$0,9 M_{RA} = 1099.4 \text{ t.m.}$$

Donc : $1,35 M_G + 1,5 M_Q < 0,9 M_{RA}$. Vérifiée.

Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

- **Sécurité à la rupture par l'effort tranchant :**

pour $x=0.00L$:

τ_{red} : contrainte de cisaillement.

σ_c : contrainte de compression.

L'effort tranchant maximum due aux surcharges : $1,8 T_Q = 1,8 \times 5.9 = 10.62 \text{ t.}$

L'effort tranchant réduit sera majoré par : $T = (1,8 T_Q - T_Q) = 8.5 \text{ t.}$

L'effort tranchant réduit majoré : $T'_R = 46.4 + 8.5 = 55 \text{ t.}$

$$\tau_{red} = -136.57 \text{ t/m}^2.$$

L'effort de cisaillement produit par les fissurations suivant une direction perpendiculaire à la direction de la contrainte principale de compression d'après (La croix – Fuentes)

$$\text{Tg}(\alpha) = 2 \times \tau_{red} / \sigma'_b = 0.042 \Rightarrow \alpha = 1.2^\circ.$$

a. Résistance du béton :

$$\tau_b = \frac{2\tau_{red}}{\sin 2\alpha}$$

$$\tau_b = 2 \times -136.57 / \sin 2.4 = -6522.64 \text{ t/m}^2.$$

$$b < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / b = 2/3 \times 0,85 \times 35 / 1,5 = 1,32 \text{ Mpa} = 1322,2 \text{ t/m}^2.$$

Donc : La condition $b < 2/3 \times 0,85 f_{c28} / b$ est vérifiée

b. Résistance des armatures transversales :

Pour l'angle (qui fait l'étrier à l'axe neutre), on le prend $= /2$.

On choisit les armatures transversales : HA10 pour $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_s x f_e}{b_n x S_t x \chi_s} \geq \left(\dagger_{red} - \frac{f_{ij}}{3} \right) \text{tg}(x)$$

$$S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$s = 1,15 \text{ cm}^2.$$

$$b_n = 35.5 \text{ cm.}$$

$$\dagger_{red} = -136.57 \text{ t/m}^2.$$

$$f_{t28} = 270 \text{ t/m}^2.$$

Donc : $67.67 > 4.75$.Vérifie.

VI -8 Ferrailage de la poutre :

➤ Armatures longitudinales :

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

B_t : surface du béton tendu (cm^2).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{ij} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{bt} : contrainte de traction réelle dans le béton

h_{bt} : correspond au lieu ou la contrainte est nulle.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} x f_{ij}}{f_e x \sigma_{Bt}}$$

$$\frac{8.69}{1.07} = \frac{1.5 - h_t}{h_t} = 8.17$$

$$h_t = 16.35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2.70 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa} .$$

$$B_t = 0.13 \times 0.44 + 0.0112 \times 0.44 = 0.55 \text{ m}^2$$

$$b_t = 1.07 \text{ Mpa}$$

$$N_{bt} = b_t \times B_t / 2 = 0.3 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.55}{1000} + \frac{0.3 \times 2.7}{400 \times 1.07} = 24.42 \text{ cm}^2$$

On prendra 8HA20 avec une section nominale de 25.13 cm².

➤ **Armatures de peau** : (Article 6.1.31 BPEL 91).

a. Longitudinale:

Pour les armatures de peau on prend 3 cm² / ml de périmètre de section et si A / B > 0,1 %.

$$A_{pl} = 3 \times (1.3 + 0.44) \times 2 = 10.44 \text{ cm}^2.$$

$$A_{pl} / B = 10.44 / 4808.57 = 0.22\%.$$

Soit **24 HA8** réparties sur le porteur.

b. Transversales:

2cm²/ml de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le pourtour. Le choix se portera ici sur des cadres, façonnés avec 4 cadres de HA8 /ml.

Minimum d'armatures transversales :

Ecartement maximal entre les armatures transversales :

$$S_t = \min(0,8h ; 3b ; 1\text{m}) = \min(1.04 ; 1,32 ; 1) = 1\text{m}.$$

On prendra ici un écartement de 20 cm au droit des appuis pour attendre 1m au centre.

$$\frac{A_t}{b_r \times S_t} \geq \frac{\alpha_s \times (\sigma_u - 0,14 \times \sqrt{f_{cj}})}{0,9 \times f_e}$$

Avec b_r : largeur réduite .

$$s = 1,15 \text{ (BAEL 91)}.$$

$$f_{c14} = 29,91 \text{ Mpa en phase de construction.}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa en phase d'utilisation.}$$

$$b_r = 44 - 8,5 = 35,5 \text{ cm (8,5 cm diamètre de la gaine).}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$u = 82,7 \text{ t/m}^2.$$

$$A_t \geq b_r \times S_t \times \frac{\alpha_s \times (\sigma_u - 0,14 \times \sqrt{f_{cj}})}{0,9 \times f_e}$$

$$A_t \geq 1,82 \text{ cm}^2.$$

On prend des cadres de **HA8** pour **A_s = 2,01 cm²**.

c. Cadre du talon :

Les cadres du talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de la poutre

$$\overline{f}_{en} = 3480 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\overline{f}_{28} = 21 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Soit : l'enrobage nécessaire de la section à mi travée de la poutre et on prend $c=6$ cm

On doit avoir :

$$\frac{\overline{W}_t}{t} = c \frac{\overline{f}_{28}}{\overline{f}_{en}} \times 100 = 6 \times \frac{21}{3480} \times 100 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit 4 cadres HA8/ml. On fixe l'espacement $S_t = 15$ cm à l'about et à 20cm en travée.

d. Armatures supérieurs de la table de compression :

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre : $q_1 = [997.5] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,25 \text{ t} / \text{ml}$.

Le béton frais hourdis : $q_2 = [51,5 \times 25] \times 2.5 \times 1.00 \times 10^{-4} = 0,32 \text{ t} / \text{ml}$.

Une surcharge de 450 kg/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors construction.

$$q_3 = 1.2 \times 0.45 \times 0.515 \times 1.00 = 0,278 \text{ t} / \text{ml}$$

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0.84 \text{ t} / \text{ml}$$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{0.84 \times 0.515^2}{2} = 0,11 \text{ t.m} / \text{ml}.$$

$$A_s = 0,45 \text{ cm}^2.$$

On prend HA12 tous les 20 cm.

VI-9 Etude de la plaque d'about :

$h_t = 130 \text{ cm}$.

$b = 44 \text{ cm}$.

Épaisseur de la plaque : $h_t/4 = 32.5\text{cm}$.

VI-9.1) Dimensionnement :

a) Justification dans la zone de régularisation :

- Effet de surface :

Au voisinage immédiat de S_a , il y lieu de disposer une section d'acier :

$$A_s = 0,04 \max (F_{jo}) / \sigma_{s \text{ lim}} .$$

Avec :

F_{jo} : représente la force à l'origine ancrée au niveau j du panneau étudié.

$$\sigma_{s \text{ lim}} = (2/3) f_e = 26666.7 \text{ t/m}^2 .$$

$$F_{jo} = 236.19\text{t} .$$

$$\text{Donc : } A_s = 0,04 \times 236.19 / 26666.7 = 3,54 \text{ cm}^2 .$$

Plan vertical : Soit un cadre de HA16 pour $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

Plan horizontal : Soit un cadre de HA16 pour $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

- Effet d'éclatement :

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_i = 0,25 \left(1 - \frac{a_i}{d_i}\right) F_{jo} .$$

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule une section d'acier d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \sigma_{s \text{ lim}}} .$$

Le coefficient K_j prenant les valeurs : $K_j = 1$; si j est un niveau extrême.

$K_j = 1,5$; si j est un niveau intermédiaire.

$$R_i = 0,25 \left(1 - \frac{a_i}{d_i}\right) F_{jo} = 27.71 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \sigma_{s \text{ lim}}} = 10,39 \text{ cm}^2 .$$

On dispose une section d'acier transversale sur une zone de longueur égale à $\max(d_j)$ en aval de S_a .

$$A_e = \sup [\max (A_{ej}) ; 0.15 (\max (F_{j0}) / \tau_{s,lim})]$$

$$A_e = \sup [10.39 \text{ cm}^2 ; 13.28 \text{ cm}^2]$$

$$A_e = 13.28 \text{ cm}^2.$$

Plan vertical : Soit 4 cadres de HA16 pour $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$.

Plan horizontal : Soit 4 cadres de HA16 pour $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage.

b) Vérification des contraintes du béton :

$$\tau_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{b d_j}$$

d_j : la hauteur du prisme symétrique associée au niveau j

a_j : dimension moyenne dans le plan d'étalement des gaines d'ancrages placés à ce niveau j .

F_{j0} : force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j .

$$a = 26 \text{ cm.}$$

$$d_j = 49$$

$$\tau_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{0,26}{0,49} \right) (236.19 / (0,44 \times 0,49)) = 257.1 \text{ t/m}^2.$$

$$f_{c14} = 0,685 f_{c28} \log(14+1) = 2819,67 \text{ t/m}^2 \rightarrow \frac{2}{3} f_{c14} = 1879,78 \text{ t/m}^2.$$

$$f_{t14} = 229,18 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1,25 f_{t14} = 286,47 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_{xmj} = \frac{F_{j0}}{b d_j} = 236.19 / (0,44 \times 0,49) = 1095.5 \text{ t/m}^2.$$

$$\tau_{te1,2} = 257.1 \text{ t/m}^2 < 286,47 \text{ t/m}^2. \text{ Vérifié}$$

$$\tau_{xmj} = 1095.5 \text{ t/m}^2 < 1879,78 \text{ t/m}^2. \text{ Vérifié.}$$

VI-9.2) Justification vis-à-vis de l'équilibre générale de diffusion :

➤ Justification des contraintes tangentielles:

La contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure :

$$\tau_d = 2 \frac{V_x}{b l_r}$$

Avec : V_x : effort tranchant dans la position x et $l_r = h_t/4 = 32.5 \text{ cm}$.

$\tau_{d, \max} = (\tau_d + \tau_{te})$. On doit vérifier que $\tau_{d, \max}$ ne dépasse pas $1,5 f_{tj}$.

$$V_x = 236.19 (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2) - q X = 236.19 (\sin 10^\circ + \sin 12^\circ) - 1,6 \times 32.5 = 18.40 \text{ t}$$

$$\tau_d = 2 \times 18.40 / (0,47 \times 0,37) = 211.67 \text{ t/m}^2.$$

$$g_{\max} = d + r = 211,67 + 45,00 = 256,67 \text{ t} < 1,5 f_{ij} = 343,77 \text{ t}.$$

➤ **Armatures d'équilibre général :**

$$V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{ij}}{3\sigma_d} \right)^2 \right].$$

La section totale :

$$A_C = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

N_{tc} : effort normal au niveau où $|V_{xe}|$ égale à $|V_{xe}|_{\max}$.

$$V_{xe} = 16 \text{ t}.$$

$$A_c = [16 - 236,19 (\sin 10^\circ + \sin 12^\circ)] / 266666,7 = 12,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_s + A_e = 15,68 > A_c = 12,81 \text{ cm}^2.$$

VI-9.3) Vérification de la contrainte normale dans la plaque :

Section de la plaque : $26 \times 26 = 676 \text{ cm}^2$.

Section de la gaine : $113,5 \text{ cm}^2$.

Section nette : $562,5 \text{ cm}^2$.

$$= P/S = 236,19 / 562,5 = 4199 \text{ t/m}^2.$$

$$= 4199 \text{ t/m}^2 < \sigma_{s \text{ lim}} = 26670 \text{ t/m}^2 \quad \text{Vérifie.}$$

1- Introduction :

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

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

2- Etude de la flexion longitudinale :

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura :

Les moments flichaisants max et min sont obtenus par la combinaison:

1,35 (G+D₂₄₀).

Le moment maximal positif: $M_{ELU} = 2.52 \text{ t.m.}$

Le moment maximal négatif: $M_{ELU} = 10.09 \text{ t.m}$

Le ferrailage se fait par le logiciel **SOCOTEC**:

$$A_{inf} = 13.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sup} = 3.19 \text{ cm}^2.$$

➤ **La condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,22 \times 2,7 / 400 = 3,57 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, alors on prend $A_{sup} = 3,57 \text{ cm}^2$.

Nappe inférieure: Soit **4 HA16** pour $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$.

Nappe supérieure: Soit **4 HA12** pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

3- Etude de la flexion transversale :

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple. Mais pour cela il faut d'abord calculer les moments maximums.

Les moments flichaisants max et min sont obtenus par la combinaison:

1,35 (G+D₂₄₀).

Le moment maximal positif : $M_{ELU} = 11.80 \text{ t.m.}$

Le moment maximal négatif : $M_{ELU} = 11.69 \text{ t.m.}$

Le ferrailage se fait par le logiciel **SOCOTEC**:

$$A_{inf} = 15,72 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sup} = 15.56 \text{ cm}^2.$$

➤ **La condition de non fragilité:**

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,23 \times 2,7 / 400 = 3,57 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée.}$$

Nappe inférieure: Soit **6 HA20** pour $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$.

Nappe supérieure: Soit **6 HA12** pour $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$.

4- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après les résultats obtenus par le logiciel **Robot Millennium** :

L'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison **1,35(G+D₂₄₀)**.

$$\tau_b = \frac{V_U}{b z} \leq \bar{\tau}_b$$

τ_b : Contrainte de cisaillement de l'hourdis.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement du béton.

$$\bar{\tau}_b = \min [0,15 f_{cj} / b ; 4 \text{ MPa}] = 3,5 \text{ MPa.}$$

$$V_U = 5,5 \text{ t.}$$

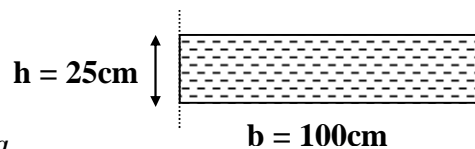
$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$h = 25 \text{ cm.}$$

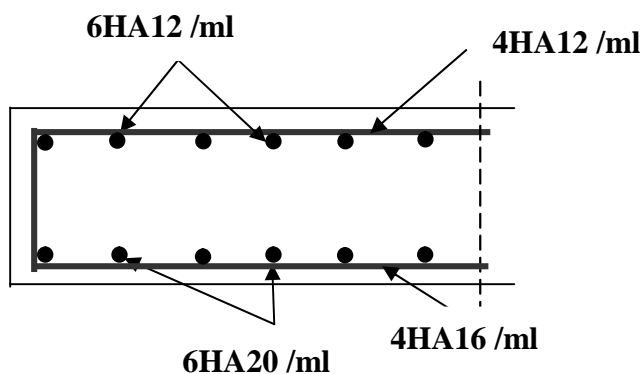
$$Z = 0,9 h = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{5,5}{100 \times 22,5} = 52,77 \text{ t/m}^2 = 0,53 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 0,53 \leq \bar{\tau}_b = 3,5 \quad \text{Vérifié.}$$



V- Recapitulatif du ferraillage:



Ferraillage de l'hourdis (coupe transversale).

VIII-1. Calcul des flèches :

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations flèches, rotations d'appui, raccourcissement. Il est essentiel que ces déformations puissent librement se produire sous peine de modifier les efforts de la précontrainte.

NB : les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut

(Contre flèche).

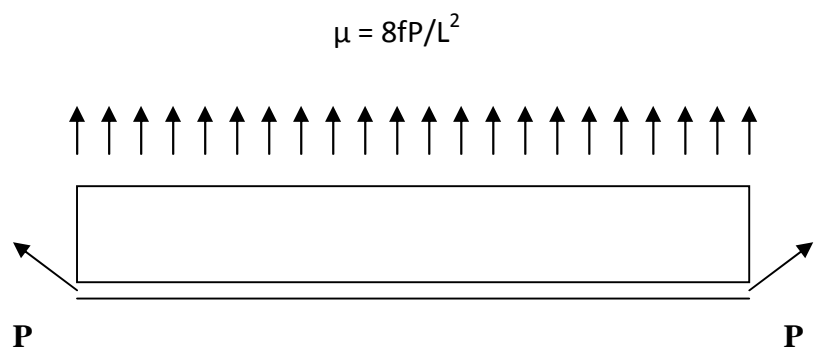
VIII-1_1 Flèche due au poids propre :

Le résultat obtenu par **Robot Millenium** : $f_G = 5.22$ cm.

VIII-1_2 Flèche due au (D240) :

Le résultat obtenu par **Robot Millennium** : $f_S = 1.2$ cm.

VIII-1_3 Contre flèche due à la précontrainte :



$$f = \int_0^L \frac{M - M_p}{E_v I} dx$$

Avec :

$$E_{ins} = 11000 \text{ }^3 \quad \overline{f_{C28}} = 35981.73 \text{ MPa} < 24 \text{ heures}$$

$$E_v = E_{ins} / 3 = 11993.91 \text{ MPa} > 24 \text{ heures}$$

$$I = 0.1 \text{ m}^4 \text{ (Inertie de la poutre)}$$

Calcul des moments dus à la précontrainte :

$$MP_i = \sum P_i \cdot e_{pi} = \begin{cases} P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{tot}) \cdot A \cdot \sum \cos \alpha_i \\ e_{pi} = -(v' + y_i) \end{cases}$$

P_i : effort de précontrainte.

e_{pi} : excentricité des câbles.

	Section d'about:	Section médiane:
P _i (MN)	13.75	13.687
e _{pi} (m)	-0.225	-0.860
MP _i (MN.m)	-3.093	-11.772

Diagramme de M :

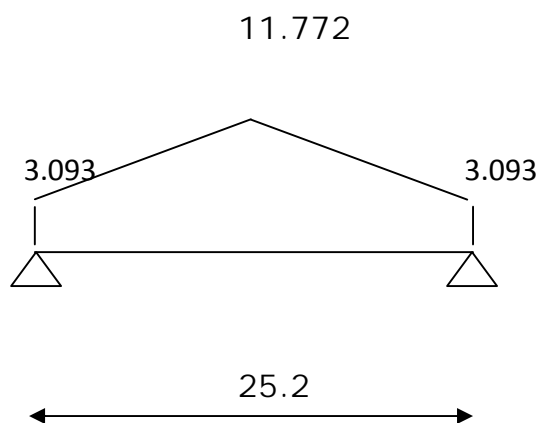
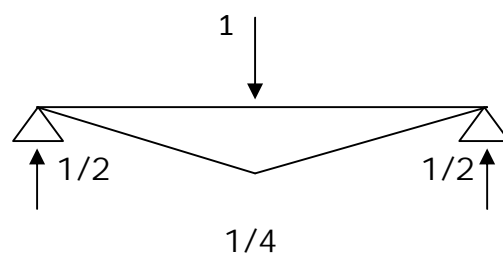


Diagramme de M :



$$\int_0^L M_p \bar{M} dx = -1/6(6.425)(12.85)(3.093 + 2 \times 11.772) = -183.26$$

$$f_p = (-183.26) / (11993.91 \times 0.2) = -7.5m$$

$$f_p = -7.5cm$$

VIII_1-4 Flèche de construction :

Elle est dirigée vers le bas, dont la valeur est : $f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_g)$

$$f_c = 3/4 (7.5 - 5.22) = \mathbf{1.71cm.}$$

Récapitulatif des flèches :

En service :	$f_G(cm)$	$f_p(cm)$	$f_s(cm)$	$f(cm)$
A vide	5.22	7.5	/	-2.28
En charge	5.22	7.5	1.2	-1.08

Conclusion :

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f = -1.08\text{cm}$

La flèche admissible : $(L/500 = 5\text{ cm})$ doit être supérieur a la flèche calculée

(-1.08 cm)

Donc : la condition est vérifiée.

VIII-2- Calcul des rotations :**VIII-2-1 Rotation sous le poids propre :**

Le résultat obtenu par **Robot Millénium** : $\theta_G = 16.10^{-3}\text{rad}$

VIII-2-2 Rotation d'appuis sous l'effet de la précontrainte :

Diagramme de M :

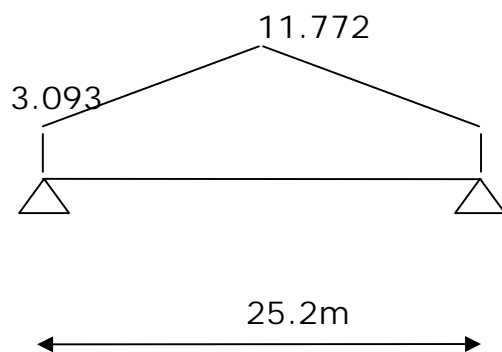
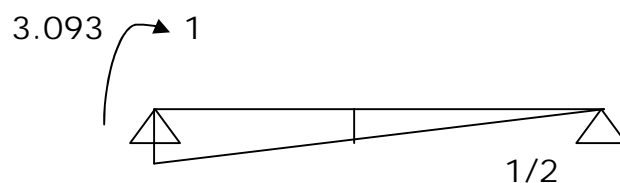


Diagramme de \bar{M}



de même :

$$\bar{M} \int dx = (-12.85/6)(1(2 \times 3.093 + 11.772) + 1/2(3.093 + 2 \times 11.772))$$

$$+ 1/6(1/2)(12.85)(3.093 + 2 \times 11.772) = -33.46$$

$$\theta_p = (-33.46) / 11993.91 \times 0.2 = -14.10^{-3} \text{ rad}$$

$$\theta_p = -14.10^{-3} \text{ rad.}$$

VIII-2-3 Rotation de (D240) :

Le résultat obtenu par **Robot Millennium** : $\theta_s = 4.10^{-3} \text{ rad}$

VIII-2 Récapitulatif des rotations :

En service :	$G(10^{-3} \text{ rad})$	$p(10^{-3} \text{ rad})$	$s(10^{-3} \text{ rad})$	(10^{-3} rad)
A vide	16	-14	/	2
En charge	16	-14	4	6

VIII-3-Calcul des déplacements :

-3-1 Déplacement dû à la rotation d'appuis :

$$\Delta f_{rot} = \sin \theta \frac{h}{2} = \sin (0,006) \times 1.55/2 = 4.6 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

θ : sous combinaison de charge (en service).

-3-2 Déplacement dû au retrait :

$$\Delta f_r = v_r \times \frac{L}{2} = 3 \times 10^{-4} \times 25.7/2 = 3.855 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

-3-3 Déplacement dû au fluage :

$$\Delta f = \frac{L}{2} \frac{\Delta \epsilon_f}{E_p}$$

$$E_p = 2.10^5 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta f = 25.7/2(163.8/2.10^5) = 10.5 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

-3-4 Déplacement du à la variation de température :

} = $\pm 2 \times 10^{-4}$ Pour une variation de température de $\pm 2^\circ \text{C}$.

Pour chaque appui on aura : $\Delta T = \pm \lambda L / 2 = \pm 2 \times 10^{-4} \times 25.7 / 2 = \pm 2.57 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

-3-5 Déplacement total :

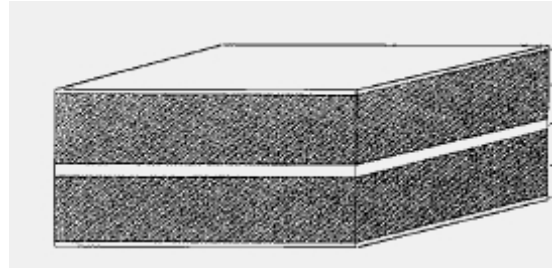
$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta f_s + \Delta f_{\text{retrait}} + \Delta f_{\text{fluage}}) + \Delta T$$

$$\Delta_{\max} = 12.5 \cdot 10^{-3} \text{ m}.$$

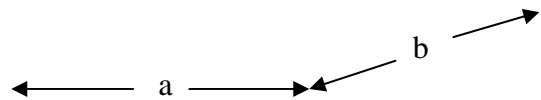
$$\Delta_{\max} = 1.25 \text{ cm}.$$

1- Appareil d'appui :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :



Les articulations en béton.
 Les appareils d'appui en élastomère fretté.
 Les appareils d'appui spéciaux.
 Les appareils d'appui métalliques.



Appareil d'appui en élastomère fretté :

I-1- Réaction maximum:

La réaction maximum est donnée par le logiciel Robot Millennium est dans l'appui de la poutre intermédiaire : $R_{\max} = R_G + R_{D240} = 87.92 \text{ t}$.

Déplacements :

Dus au fluage $f = 1.05 \text{ cm}$.
 Dus au retrait $r = 0.385 \text{ cm}$.
 Dus à la rotation $= 0.46 \text{ cm}$.
 Dus à la température $T = 0.275 \text{ cm}$.

Rotation :

Due au poids propre $G = 16 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.
 Due à la précontrainte $p = 14 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.
 Due à la surcharge $= 4 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.

I-2-Détermination des dimensions de l'appareil d'appui :

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA.

Aire de l'appareil d'appui :

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

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

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de **150 Kg/cm²P**

$$R_{\max} = (R_{\max} / ab) < 150 \text{ kg/cm}^2$$

D'où : $a \times b > 87.32 \times 10^3 / 150 = 582.13 \text{ cm}^2$.

$a \times b > 582.13 \text{ cm}^2$.

Hauteur nette de l'élastomère T :

La condition à vérifier est : **$T \geq U1 / 0,5$** .

U1 = Déformation lente (retrait, fluage, température)

U1 = 1.71 cm = 17.1 mm.

$$T \geq 17.1 / 0,5 = 32.2 \text{ mm.}$$

On prendra : $T = 40 \text{ mm}$ (constitué de 5 feuillets de 8 mm chacun).

I-3-Dimension en plan de l'appareil :

Il faut respecter :

La condition de non flambement.

L'épaisseur minimale.

Conditions : $a / 10 \leq T \leq a / 5 \Rightarrow 200 \leq a \leq 400$.

On peut prendre : $a = 300 \text{ mm}$. Donc : $b = 200 \text{ mm}$.

I-4-Répartition des efforts horizontaux :

Efforts de freinage :

Les charges de chaussées, des systèmes **A (I)** et **Bc** sont susceptibles de développer les réaction de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Charge A (I) :

L'effort de freinage correspondant à la charge **A (I)** est : $F_A = P_A / (20 + 0,35\% S)$

P_A : le poids donné par la position la plus défavorable de **A (I)**.

S : surfaces chargée donnant l'effet le plus défavorable dans notre cas on deux voies chargées.

$$S = n.l_r.L = 2 \times 3.5 \times 25.7 = 179.9 \text{ m}^2$$

$P_A = a_1.a_2 . A (L) . S$ avec :

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

$$P_A = 186.53 \text{ t.m}^2$$

$$F_A = 9.04 \text{ t}$$

Donc :

$$H_A = F_A / 7.$$

$$H_A = 1,29 \text{ t.}$$

Système Bc :

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égale à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D'après le fascicule 61 c'est le système **Bc** tel que : $F_{bc} = 30 \text{ t}$.

$$H_{Bc} = F_{bc} / N \text{ appuis} = 30 / (2 \times 7) = 2,14 \text{ t.}$$

Donc la force qui revient a chaque appareil d'appuis $H_{Bc} = 2,14 \text{ t}$.

Effort dû au séisme :

L'intensité du séisme est :

$$H = 0,10 \text{ G} \Rightarrow H = 0,10 \times 527.467 \Rightarrow H = 52.75 \text{ t.}$$

$$V = 0,07 \text{ G} \Rightarrow V = 0,07 \times 527.467 \Rightarrow V = 36.92 \text{ t.}$$

G : Le poids propre du tablier. $G = 527.467 \text{ t}$.

Effort dû aux déformations :

$$H = G \cdot a \cdot b / T.$$

Le déplacement maximum est $\delta_{\max} = 1,25 \text{ cm}$.

G : Module d'élasticité transversale.

$$G = 8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ effet lent.}$$

$$G = 16 \text{ Kg/cm}^2 \text{ effet instantané.}$$

On obtient :

$$H = 8 \times 1,25 \times 30 \times 20 / 5.$$

$$H = 1.2 \text{ t.}$$

Effet dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression ($P=2.10^{-3} \text{ MN/m}^2$). L'effort de vent est :

$$H_v = S \cdot P$$

$$S = h_t \cdot L_t \text{ (La section latérale sur la quelle agit le vent)}$$

$$L_t = 77.1 \text{ m (porté total des travées).}$$

$$h_t = 1.55 + 0.08 = 1.63 \text{ m (hauteur total du tablée).}$$

D'où :

$$S = 125.673 \text{ m}^2$$

Donc :

$$H_v = 0.25 \text{ MN} = 25 \text{ t.}$$

$$H_{\text{vent}} = 25 / (2 \times 7) = 1,79 \text{ t.}$$

I-5-Vérification des contraintes :

I-5-1- Limitation des contraintes de cisaillement :

a) Sollicitation sous charge verticale :

m : contrainte de compression sous N_{\max} .

$$N_{\max} = 87.92 \text{ t.}$$

$$m = N_{\max} / a \times b \leq 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$N = 1,5 \times m / \leq 3 G \text{ avec : } G = 8 \text{ Kg/cm}^2$$

N: contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$= a \times b / (2 t (a + b)) = 30 \times 20 / (2 \times 0.8 \times (30 + 20)) = 10.$$

$$m = 87.92 \times 10^3 / 30 \times 20 = 146.5 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ Kg/cm}^2. \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

$$D'où : N = 1,5 \times 146.5 / 10 = 21.98 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau = 24 \text{ Kg/cm}^2. \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

b) Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

Sous déplacement lent :

$$H_1 = G U_1 / T \leq 0,5 G.$$

$$H_1 = 8 \times 1.71 / 5 = 2.736 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$H_1 \leq 0,5 \times 8 = 4 \text{ Kg/cm}^2. \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

Sous un effort dynamique (freinage) :

$$H_2 = HA / a \times b.$$

$$HA = 2,14 \text{ t.}$$

$$H_2 = 2140 / 30 \times 20 = 3.57 \text{ Kg / cm}^2.$$

Déformation lente + déformation rapide :

Il faut que : $H \leq 0,7 G$.

$$H = H_1 + 0,5 H_2.$$

$$H = 2.73 + 0,5 \times 3.57 = 4.52 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ Kg / cm}^2 \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

Sollicitation due à une rotation :

$$\ddagger_a = \frac{Ga^2(r_T + r_0)}{2t^2n}.$$

n:nombre de feuillets de l'élastomère.

r_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués $r_0 = 1 \times 10^{-2}$ rad.

r_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$r_T = 2.10^{-3} \text{ rad.}$$

$$= 8 \times 20^2 (0,002 + 0,01) / (2 \times 0,8^2 \times 5) = 6 \text{ Kg/cm}^2.$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

$$= N + H + \ddagger_a \leq 5 G$$

$$= 21.98 + 4,52 + 6 = 32.5 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

1-Condition de non cheminement et non glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = N_{\min} / (ab) \geq 20 \text{ Kg / cm}^2. \\ H \leq f N_{\min}. \end{array} \right.$$

$$N_{\min} = 45.65 \times 10^3 / (20 \times 30).$$

$$N_{\min} = 76 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0.1 + 6 / N_{\min} = 0.1 + 6 / 76 = 0,18.$$

$$f \times N_{\min} = 0,18 \times 45.65 = 8.22 \text{ t.}$$

H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à N_{\min} .

$$H = G \times a \times b \times U_1 / T.$$

$$H = 8.10^{-3} \times 20 \times 30 \times 1.71 / 4 = 2.05 \text{ t} < 8.22 \text{ t.} \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

H due au séisme :

$$H_s = 52.75 / (2 \times 7) = 3.77 < 8.22 \text{ t.} \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

2-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.

$$\tau = (\sigma + \tau) / n = (0,01 + 0,002) / 5 = 2,4 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\tau \leq 3 t^2_{\min} / a^2 G = 3 \times 0,8^2 \times 76 / (10 \times 20^2 \times 8) = 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

D'où : $2,4 \cdot 10^{-3} < 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ rad.} \rightarrow \text{Vérfifié.}$

I-5-2- Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{ax \uparrow_m}{Sx \uparrow_e} \\ t_s \geq 2\text{mm.} \end{cases}$$

e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$e = 2200 \text{ Kg/cm}^2$ (Acier E24-1: $e < 3\text{mm}$ {SETRA Bulletin technique})

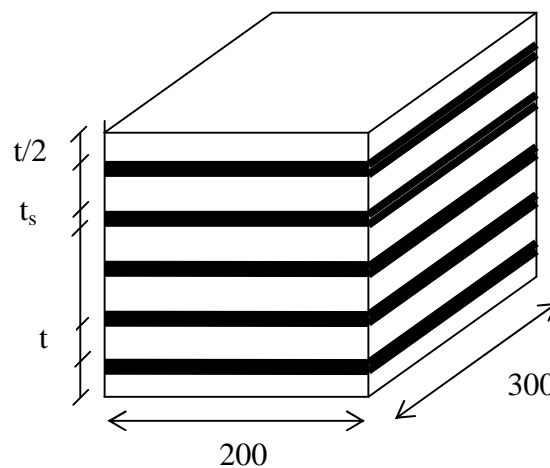
$$t_s \geq 20 \times 146,5 / (10 \times 2200) = 1,33\text{mm} \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

On prendra : $t_s = 3 \text{ mm.}$

La hauteur total est donc multipliée par (e) plus l'épaisseur d'une frette. Donc l'appui sera désigné par l'appellation : $n = t + t_s$ avec $t = 8 \text{ mm}$ et $t_s = 3 \text{ mm.}$

Donc : $H_{\text{TOTAL}} = 11 \times 5 = 55\text{mm.}$

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : **200 x 300 x 5 (8 + 3).**



2- Ferrailage de dé d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions du de d'appuis :

$$A = 50 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$$

Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25R_{\max}$.

$$R_{\max} = 87.92 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } A_C = 0,25R_{\max} / \overline{f}_s$$

$$\overline{f}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow A_C = 10.9 \text{ cm}^2. \text{ On prend 6HA16 pour } A_C = 12.06 \text{ cm}^2.$$

Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_p = 0.125 R_{\max} / \overline{f}_s = 5.45 \text{ cm}^2. \text{ On prend 3HA16 pour } A_p = 6,03 \text{ cm}^2.$$

Armatures de diffusion :

a- Ferrailage de surface « frettes sup » :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{\max}

$$A_{fs} = 0.04 R_{\max} / \overline{f}_s = 1.74 \text{ cm}^2. \text{ On prend 4 HA8 pour } A_{fs} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

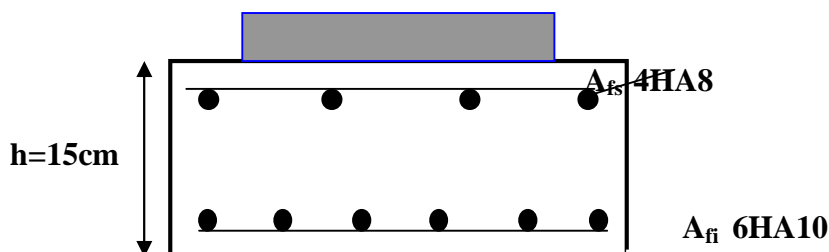
b- Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h/3 < Z < h$

$$h = 2ab / (2(ab)) = 12 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } h = 15 \text{ cm.}$$

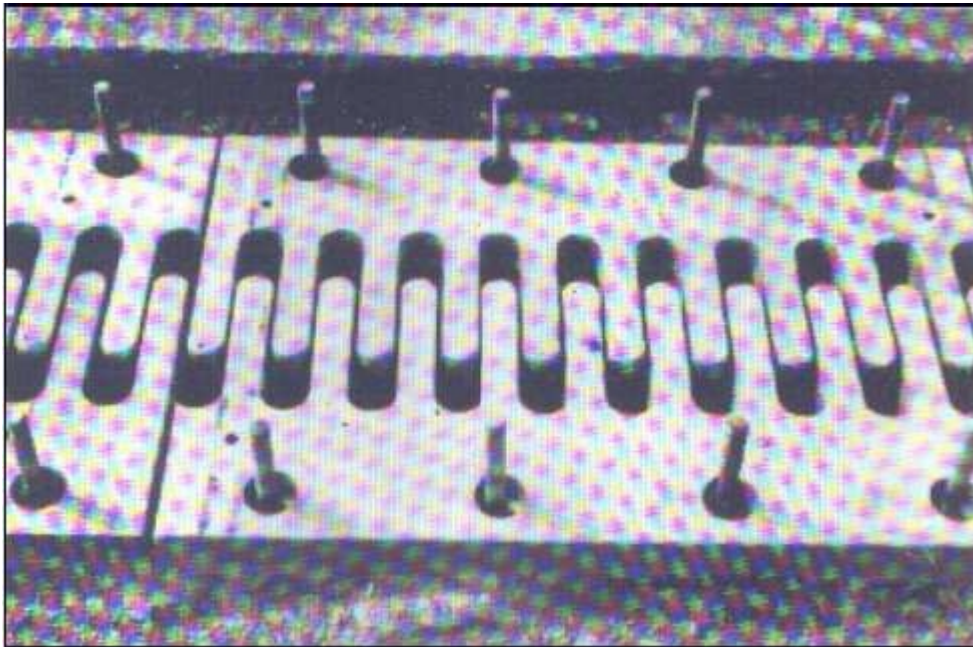
$$A_{fi} = 0.1 R_{\max} / \overline{f}_s = 4.36 \text{ cm}^2. \text{ On prend 6HA10 pour } A_{fi} = 4.71 \text{ cm}^2.$$



Ferrailage du dé d'appui :

3- Calcul du joint de chaussée :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques. Dans le plus part des cas, 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** véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à **1000** véhicules.



Joint de chaussée

-1- Introduction :

Le choix du type des piles dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même du site d'implantation de l'ouvrage. Et différentes types de sollicitation agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant une autoroute, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile composée de fûts à section circulaire.

-2- Implantation des piles :

Les hauteurs H des piles sont définies par :

$$H_{\text{pile}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}} - (h_{\text{appareil}} + d_{\text{appui}} + h_{\text{tablier}}).$$

$$h_{\text{appareil}} + d_{\text{appui}} = 0.205\text{m}.$$

$$h_{\text{tablier}} = 1.63\text{m}.$$

Désignation	1	2
Point kilométrique	40+307	40+307
Côte projet (m)	283.11	283.29
Côte TN (m)	276.095	276.095
Côte de la fondation(m)	274.09	274.09
Hauteur de la pile (m)	6.3	6.3

-3- Pré dimensionnement des piles :

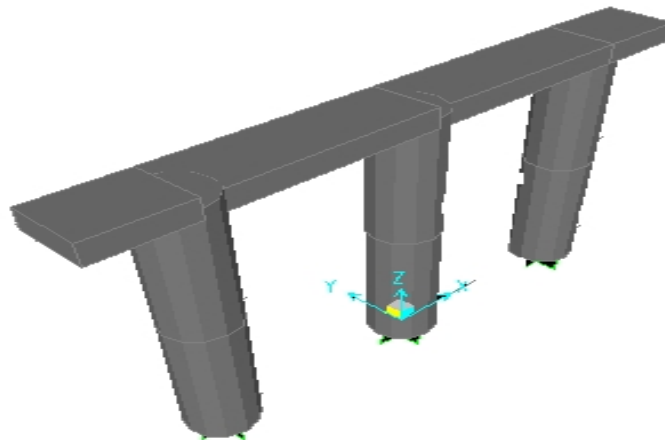


Figure N° 01

1- Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : $L = 11 \text{ m}$.
- Largeur : $E = 2X + 1 = 2(0,5) + 1 = 2,00 \text{ m}$.
- Hauteur : $1\text{m} \quad H \quad 1,6\text{m} \quad H = 1,10\text{m}$.

2- Fûts :

Leurs rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Un diamètre fixe à **1,5m** et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

Désignation	Pile 1	Pile 2
Hauteur de la pile (m)	6.3	6.3
Hauteur du Fût (m)	4.8	4.8

3- Semelle :

- Epaisseur : 1.50m.
- Largeur : 9.20m.
- Longueur : 13m.
- Ancrage : 1.8 m.
- Béton de propreté : 0,10 m.

On utilisé des pieux de diamètre $\Phi = 1,2 \text{ m}$ (Fondation profonde).

-4- Répartition des charges et surcharges sur la pile :

X-4.1) Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

Le poids propre de chevêtre = $b \cdot V = 2.5 \times 1.10 \times 2 \times 9.6 = 52.8 \text{ t}$.

$P_c = 5.5 \text{ t/ml}$

Le poids propre du tablier : $P_g = 2(G/(2n)) = 527.467/7 = 75.35 \text{ t}$.

n: nombre des poutres.

G : poids total du tablier.

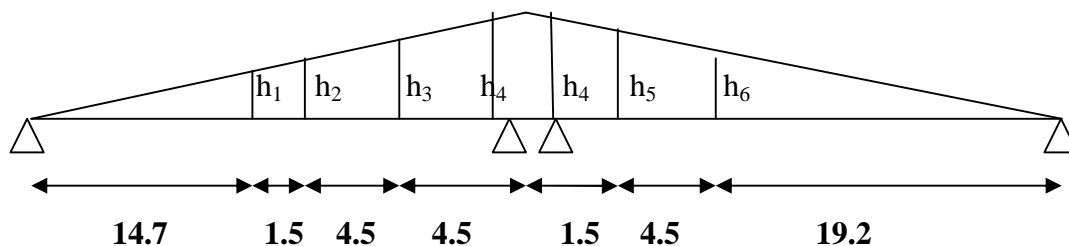
X-4.2) Evaluation des réactions dues aux surcharges :

Sous A(I)+ST

$q_a = 8.296 \text{ t/ml}$ et $q_{tro} = 0.255 \text{ t/ml}$

$$R_{(a+tro)} = 8.296 \times 25.7/2 + 0.255 \times 25.7/2 = 31.39 \text{ t}$$

Sous B_c+ST



$$h_1 = 0.59\text{m}$$

$$h_2 = 0.65\text{m}$$

$$h_3 = 0.82\text{m}$$

$$h_4 = 1\text{m}$$

$$h_5 = 0.94\text{m}$$

$$h_6 = 0.77\text{m}$$

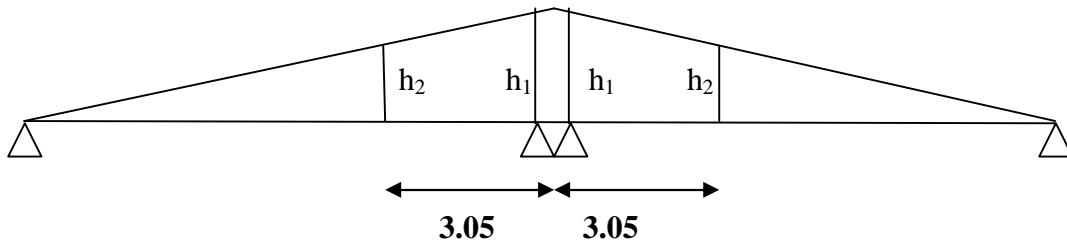
$$R_{bc} = 12(0.59+0.65+0.82/2+1+0.94+0.77/2)=47.7\text{t.}$$

$$\text{Pour deux files } R_{\max}=95.4\text{t}$$

$$R_{\max}(\text{poutre})=95.4/7=13.63\text{t.}$$

$$R_{(bc+tro)}=13.63+0.94=14.57\text{t}$$

Sous Mc120



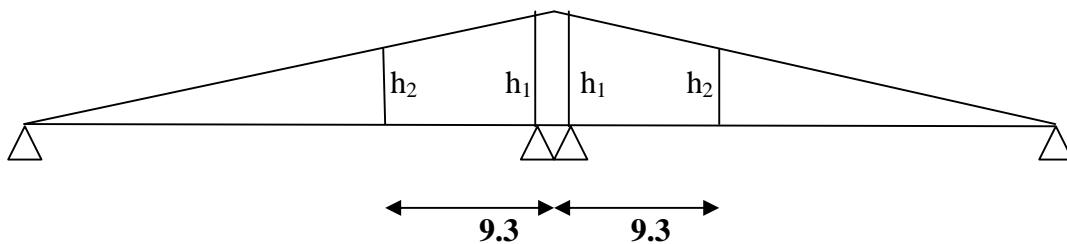
$$h_1 = 1\text{m}$$

$$h_2 = 0.88\text{m}$$

$$R_{Mc120} = 19.66(1+0.88)/2 \times 3.05 \times 2 = 112.73 \text{ t.}$$

$$R_{Mc120}(\text{poutre}) = 16.10\text{t.}$$

Sous D240



$$h_1 = 1\text{m}$$

$$h_2 = 0.64\text{m}$$

$$R_{D240} = 12.9(1+0.64)/2 \times 9.3 \times 2 = 196.75 \text{ t.}$$

$$R_{D240}(\text{poutre}) = 28.11\text{t.}$$

Le cas le plus défavorable est donné sous : **A(I)+ST**

$$P_s = 31.39\text{t.}$$

Remarque : Les surcharges et les poids du tablier sont concentrés sur l'appareil d'appuis.

Calcul des sollicitations aux états limités :

Le poids propre de chevêtre :	$P_c(t)$	5.5
Le poids propre du tablier :	$P_g(t)$	75.35
Le poids de surcharges :	$P_s(t)$	31.39
	$P_{ser}(t)=1.35 P_g + 1.2P_s$	144.10
ELU :	$1.35 P_c(t)$	7.42
	$P_{ser}(t)=P_g + P_s$	106.74
ELS :	$P_c(t)$	5.5

Valeurs des charges et surcharges aux états limites

Il faut vérifier si on peut appliquer la RDM.

L'étude par les méthodes de RDM est conditionnée par l'inégalité suivante : $\frac{1}{30} \leq \frac{h}{l} \leq \frac{1}{5}$

$$\begin{cases} h : \text{hauteur du chevêtre} & h=1,1m. \\ l : \text{entraxe des fûts} & l=3,5m. \end{cases}$$

$0,033 < \frac{h}{l} = \frac{1,1}{3,5} < 0,314 < 0,2$ condition non vérifiée, donc on utilise les équations de La méthode statique pour calcul des réactions, qui assimile le chevêtre à une poutre indéformable reposant sur appuis élastiques.

Le calcul des réactions d'appuis élastiques supportant une poutre indéformable, cas du chevêtre sont déterminées en utilisant la formule suivante :

$$R_i = \frac{PK_i}{\sum K_i} \left[1 + \frac{\sum K_{j \dots i} \cdot e_j}{\sum K_j} \right]$$

R_i : réaction d'appui.

P : résultante des charges.

e_i : excentricité de R_i par rapport au bary centre des rigidités.

e_i : excentricité de P_i par rapport au bary centre des rigidités.

K_i : caractéristiques élastiques de l'appui.

Vu la symétrie des appuis et des charges :

$$e_{im} = 0, \quad K_i = \text{constante}$$

Donc $R_i = \frac{P}{n}$ avec n = nombre de fûts.

$$\text{ELU} \quad R_i = \frac{1}{3}(144.10x7 + 7.42x9.6) = 359.98t.$$

$$\text{ELS} \quad R_i = \frac{1}{3}106.74(x7 + 5.5x9.6) = 266.65t.$$

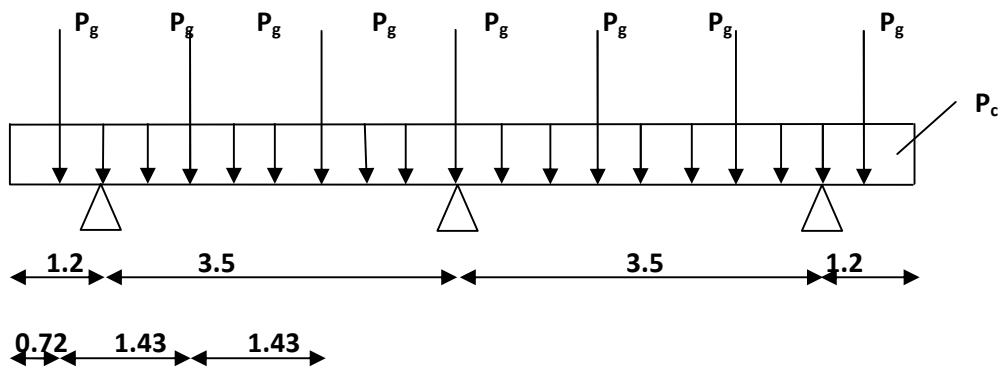


Schéma statique du chevêtre :

-5) Ferrailage de Chevêtre :

L'étude du chevêtre est faite sur deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

Les données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Acier Fe E40 HA

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$h = 1,1 \text{ m}$
 $d = 0,99 \text{ h}$
 $b_0 = 2 \text{ m}$

Section transversale du chevêtre : (1,1m x 2m).

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(2/3 f_e, 150 \eta) = 240 \text{ MPa}$$

✚ Etude du chevêtre a la flexion :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel **Robot Millennium** , le chevêtre est modélisé tel une poutre simplement appuyée sur les fûts.

Résultats :

	ELU		ELS	
	Sur appui :	A mi travée :	Sur appui :	A mi travée :
M (t.m)	242	231.08	179.26	171.17
T (t)	398.65	131	295.30	97.04

➤ Ferrailage longitudinal inferieur :

$$\text{ELU : } M_u = 231.08 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta. \gamma_b = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.041$$

$$\rho_u = M_u / M_{ser} = 1,35$$

D'après le tableau on obtient α_c et μ_c en fonction de μ et ρ_u

$$\alpha_c = 0.4274$$

$$\mu_c = 0.2835$$

donc : $\mu > \mu_c$ (S.S.A.C).

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.1$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1,037 \text{ m}$$

$$\mu \leq 0,186$$

$$\tau_s = 10 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 92.85 \text{ cm}^2$$

Donc 12HA32 (96.51cm²)

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = 131 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e, \max[0,5 f_e, 110 (\eta f_{tj})^{1/2}]) = 200 \text{ MPa}$$

$$x = 15 \bar{\sigma}_{bc} / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}) d = 0,57 \text{ m}$$

$$z = d - x/3 = 0,88 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = 1/2 b.Z. \bar{\sigma}_{bc} = 677 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser}} < \bar{M}_1 \text{ (Section Sans Armatures Comprimés)}$$

$$A_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} / (Z \cdot \sigma_{st}) = 96,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}(\text{CNF}) = 0,23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} > A_{\text{min}} \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ Ferrailage longitudinal supérieur :

$$\text{ELU : } M_u = 242 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,081$$

$$\rho_u = 1,35$$

D'après le tableau on obtient α_c et μ_c en fonction de μ et ρ_u :

$$\alpha_c = 0,4274$$

$$\mu_c = 0,2835$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_c \text{ (S.S.A.C)}$$

$$\alpha = 0,105$$

$$Z = 1,03 \text{ m}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 67,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = 179,26 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{st} \leq$$

$$200 \text{ MPa}$$

$$x = 0,57 \text{ m}$$

$$Z = 0,88 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = 6,77 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{ser}} \leq \bar{M}_1 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{\text{ser}} = 95,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 12 \text{ HA32 } (96,51 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{min}} = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} > A_{\text{min}} \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ Ferrailage transversal :

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, on doit limiter la contrainte de cisaillement τ_u a une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$.

Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, avec armatures droites ($\alpha=90^\circ$).

$$\bar{\tau}_u = \min (0,1f_{c28}, 3\text{MPa})$$

$$\tau_u = V_u / (d \cdot b_0) = 3.986 / (2 \times 0.99) = 1.91 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

donc: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (les armatures droites sont suffisantes).

les cadres droits espaces de S_t .

D'après BAEL "91" les armatures droites doivent avoir un espacement inférieur ou égale à 20 cm, on prend $S_t = 15 \text{cm} < 20 \text{cm}$.

$$A_{r1} \geq \left(\frac{\tau_u - 0,3kft28}{0,9fe(\sin \gamma + \cos \gamma)} \right) \cdot S_t \cdot b_0 \cdot x_s = 12.17 \text{cm}^2.$$

Avec : $\alpha = 90^\circ$

$K = 1$ (pas de reprise de bétonnage).

$\gamma_s = 1,15$ (cas générale)

Section d'armatures minimale :

$$A_{\min} \geq \frac{0,4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e} = 2.7 \text{cm}^2$$

Donc : $A_{r1} \geq A_{\min}$ (Condition vérifiée).

✚ Etude du chevêtre a la torsion :

Calcul du moment de torsion a ELU :

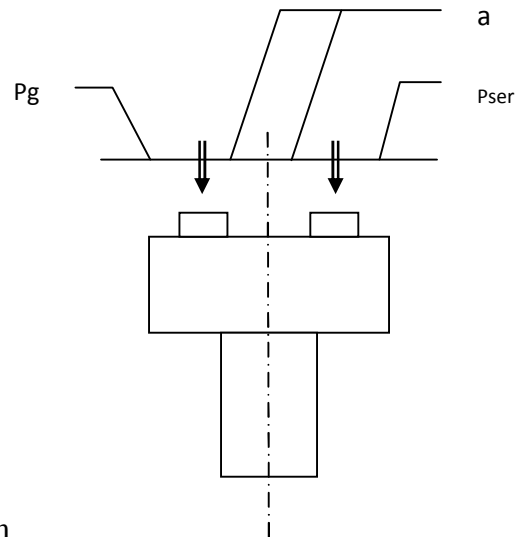
$$C_{\max} = (1.35R_G + 1.2R_{At}) a - 1.35R_G \times a = 1,2R_{At} \times a = 20,7 \text{ t.m}$$

$$a = 0.5 \text{m}$$

1- Justification du béton :

l'hypothèse :

pour évaluer la contrainte tangentielle, de torsion dans une section pleine les essais sont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle à la limite de torsion. Donc on



amène à remplacer cette section par une section creuse d'ont l'épaisseur de sa paroi et prise égale 1/6 du diamètre du cercle inscrit à l'intérieur de la section . $e = \frac{a}{6} = 0,183m$.

on doit vérifier que $\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(M_t) \leq \overline{\tau_u^2}$.

$$\overline{\tau_u} = 2,5MPa.$$

$$\tau_u(V_u) = \frac{V_u}{b_0.d} = 1.23MPa.$$

$$\tau_u(M_t) = C_{max}/(2.\Omega.e) = 0.323MPa.$$

Avec Ω :Aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois :

$$\Omega = (2 - 0,18) (1,1 - 0,18) = 1.7 \text{ m}^2.$$

Donc $\tau_u = 1,55 \text{ MPa}$ (Condition verifiée).

2- Armatures de torsion :

- Armatures longitudinales :

La section d'armatures de couture est donnée par :

$$A_l \geq \frac{C_{max} U}{2\Omega f_e / \chi_s} = 9.7cm^2. \text{ Avec :}$$

U : périmètre extérieur = 6,2 m.

Donc : on prend **6HA16** pour $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$.

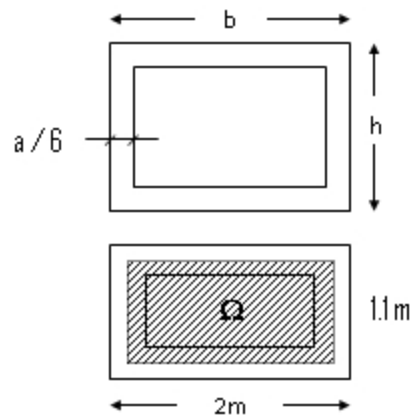
- Armatures transversales :

Les armatures de torsion dans le chevêtre sont constituées par des cadres dans les plans sont normaux a la ligne moyenne.

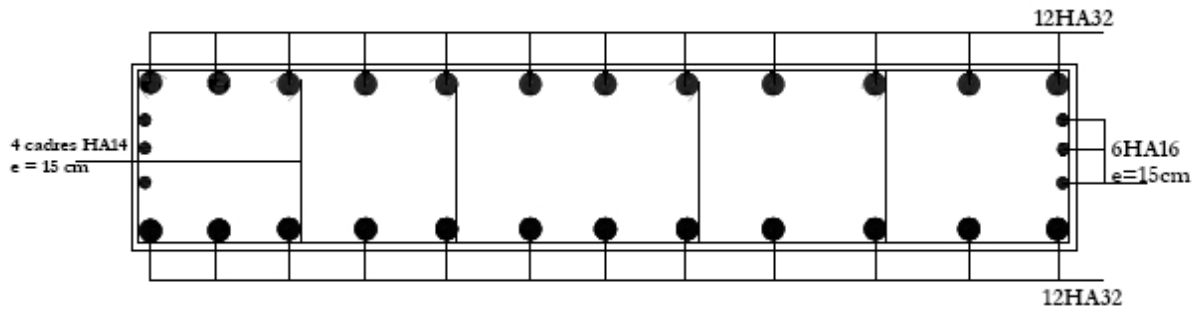
$$A_{t2} \geq \frac{C_{max}}{2\Omega f_e / \chi_s} St = 0.28cm^2 \quad \text{avec: } St = 20 \text{ cm}$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$ (d' après SETRA).

D' ou : $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 12.17 + 0,28 = 12.45 \text{ cm}^2$.



Soit 4 cadres HA14, $e = 15 \text{ cm}$



Ferraillage de Chevêtre :

-6) Etude du fut :

X-6.1) Introduction :

La pile de l'ouvrage est constituée de deux futs circulaires de 1,5m de diamètre, encastres dans la base et articulés à la partie supérieure.

Le fut a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fut.

L'étude se fera donc à la base du fut et en flexion composée.

-6.2) Evaluation des efforts repris par les futs :

1- Efforts verticaux : N

- **Poids propres :**

Poids propre de tablier : 527.467t \longrightarrow $N_t = 527.467/3 = 175.8 \text{ t}$

Poids propre de chevêtre : 52.8t \longrightarrow $N_c = 52.8/3 = 17.6 \text{ t}$

Poids propre des futs : $3 \times 2,5 \times (1,5^2 \times \pi / 4 \times 11.35) = 150.43 \text{ t} \longrightarrow N_f = 50.14 \text{ t}$

- **Surcharge:**

$$A(l) = 106.7 \text{ t}$$

$$c = 105 \text{ t}$$

$$Mc120 = 115 \text{ t}$$

$$D240 = 195,36 \text{ t}$$

$$ST = 6,5 \text{ t}$$

2- Efforts horizontaux : H

- **Freinages :**

$$F_{At} = 9.03 \text{ t}$$

$$F_{bc} = 14.98 \text{ t}$$

- **Séisme :**

$$H_s(\text{tab}) = 0,1 \times 527.467 = 52.75 \text{ t.}$$

$$H_s(\text{chev}) = 0,1 \times 52.8 = 5.28 \text{ t.}$$

$$H_s(\text{fut}) = 0,1 \times 150.43 = 15.04 \text{ t.}$$

Tableau des efforts N et M à l'ELU et à ELS des charges et surcharges :

Désignation :		H(t)	N(t)	Z(m)	M(t.m)
Poids propre (G+pile)			730.6	/	/
Al	ELU	/	11157.51	/	/
	ELS	/	859	/	/
Bc	ELU	/	1154.31	/	/
	ELS	/	856.6	/	/
Mc120	ELU	/	1101.31	/	/
	ELS	/	845.6	/	/
D240	ELU	/	1181.67	/	/
	ELS	/	925.96	/	/
F_{Al}		9.03	/	12.82	115.76
F_{bc}		14.98	/	12.82	192.04
Séisme :					
Hs(tablier)		52.75	527.5x1.07=564.42	12.82	676.26
Hs(chevêtre)		5.28	24.40	11.9	62.83
Hs(fut)		15.04	160.93	5.675	85.35
TOTAL			749.75	/	824.44

• **Combinaison des efforts :**

ELU conditions normales $1,35G + KQ + 0,8T^{\circ}$.

$$K = \begin{cases} 1,35 & \text{pour D et M.} \\ 1,6 & \text{pour cas de charge.} \end{cases}$$

Conditions sismiques $G + F_{séisme} + 0,5T^{\circ}$.

$$G + K'Q + 0,6T^{\circ}$$

ELS $K' = \begin{cases} 1 & \text{pour Det M.} \\ 1,2 & \text{pour autre cas.} \end{cases}$

La combinaison la plus défavorable est celle de Bc, où les efforts N et M seront divisés par le nombre de futs.

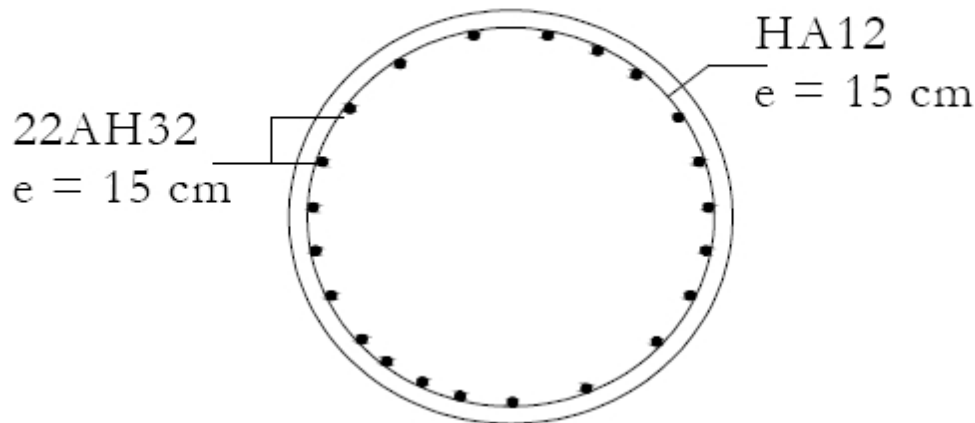
N (t)	M _y (t.m)
1154.31/3=384.77	1.35x192.04/3=86.41
856.6/3=285.53	1.2x192.04/3=176.82
651.65/3=217.22	824.44/3=274.81

6.3) Ferrailage du fut :

Le calcul du ferrailage sera fait par le logiciel ROBOT en flexion composée.

On trouve la section d'armature $A_s = 175.98 \text{ cm}^2$

Donc on prend 22HA 32 e = 15 cm

**Ferrailage du fut :****-6.4) Susceptibilité du fut au flambement :****L'élançement :**

$\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : $l_f = 0,707 l_0$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{4\pi\emptyset^2}{64\pi\emptyset^2}} = \frac{\emptyset}{4}$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{0,707 l_0}{\emptyset/4} = \frac{0,707 \times 11,35}{1,5/4} = 21,4$$

1

$\lambda = 21,4 < 50$: le fut ne risque pas de flamber.

-7) Etude de la semelle sous pile :**-7.1) Calcul des efforts sollicitant la semelle sous pile :**

_ Poids propre de la semelle : $N_s = \rho \cdot v$ avec : $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$

$$N_s = 2.5 \times 9.2 \times 1.8 \times 13 = 538.2 \text{ t}$$

-Poids propre du remblai : $N_r = \rho \cdot hr (S_s - S_f)$ avec : $\rho = 2 \text{ t/m}^3$

hr : la hauteur de remblai au dessus de la semelle

$$N_r = 2 \times 2.5 \times (9.2 \times 13 - 3 \times 3.14 \times 1.5) = 527.35 \text{ t}$$

Tableau des efforts N et M qui sollicite la semelle :

Désignation :	H(t)	N(t)	Z(m)	M(t.m)
Tablier	/	527.5	/	/
Chevêtre	/	52.8	/	/
Fut	/	150.4	/	/
Semelle	/	538.2	/	/
Remblai	/	527.35	/	/
Σ	/	1796.25	/	/
Al	/	106	/	/
Bc	/	105	/	/
D240	/	195,36	/	/
F_{Al}	9.03	/	14.62	132
F_{bc}	14.98	/	14.62	219
Séisme :				
Hs (tablier)	52.75	564.42	14.455	762.50
Hs (chevêtre)	5.28	24.40	13.7	72.34
Hs (fut)	15.04	160.93	7.475	112.42
Hs (semelle)	53.82	575.87	0.9	48.44
TOTAL		749.75	/	995.7

-7.2) Calcul des réactions max et min : (SETRA)

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 :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_y y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec : n : nombre de pieux

M_x : moment suivant l'axe x

M_y : moment suivant l'axe y

x_i, y_i : l'entre axe suivant x, et y

Avec les hypothèses suivantes :- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.

- Semelle infiniment rigide.

- Pieux identiques.

$$N_{min} = \frac{N}{12} - \frac{M}{8 \times 1.8}$$

$$N_{max} = \frac{N}{12} + \frac{M}{8 \times 1.8}$$

Désignation :		N(t) :	M(t.m)	N_{max}	N_{min}
Al	ELU	2552.14	178.2	225,05	200,30
	ELS	1902.25	132	167,69	149,35
Bc	ELU	2550.94	295.65	233,05	191,99
	ELS	1901.25	219	173,65	143,23
D240	ELU	2737.51	/	228,13	228,13
	ELS	1991.61	/	165,97	165,97
Séisme :		749.75	995.7	69,15	6,67

Vérifications :

Les réactions maximales des pieux sont toutes inférieures à la charge nominale ($Q_n = 203t$).

Les réactions minimales des pieux sont toutes positives, il n'y a pas de risque d'arrachement des pieux.

-7.3) Ferrailage de la semelle:

Le moment calcule pour le ferrailage de la semelle :

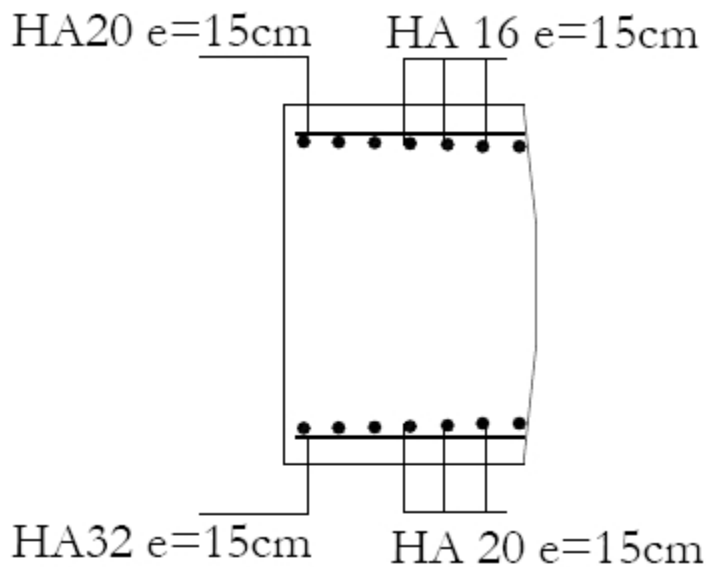
$$M = N_{max} \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right) = N_{max} \left(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4} \right) = 1.5 N_{max}$$

Le calcul du ferrailage sera fait par le logiciel ROBOT en flexion simple avec la combinaison de Bc. Ou l'effort N et M seront divisés par $(\Phi+h_s)=3m$ pour avoir la section d'acier par mètre linéaire.

	My (t.m) :
ELU	$349.575/3 = 116.525$
ELS	$260.475/3 = 86.825$
CS	$260.475/3 = 86.825$

On trouve la section d'armature $A_s = 50,9 \text{ cm}^2$

Donc on prend 7HA 32 avec : $e = 15 \text{ cm}$



Ferrailage de la semelle :

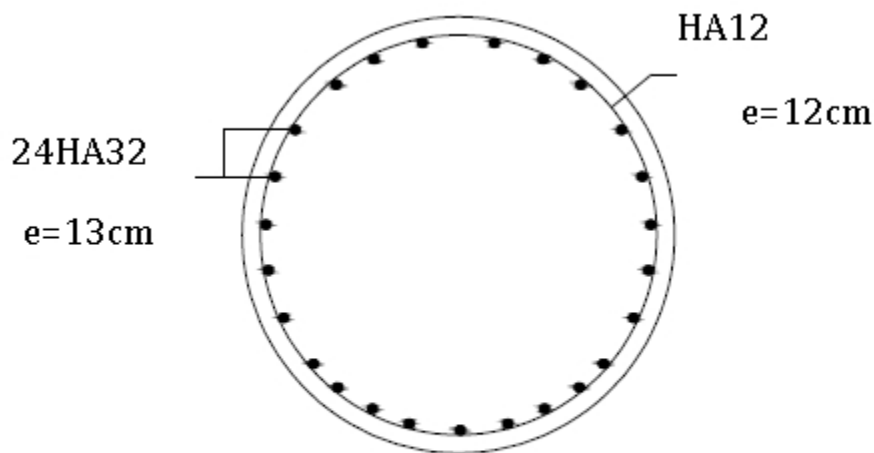
-8) Ferrailage des pieux :

Le calcul du ferrailage sera fait par le logiciel ROBOT en compression simple

	N (t)
ELU	367.97
ELS	296.34
CS	333.54

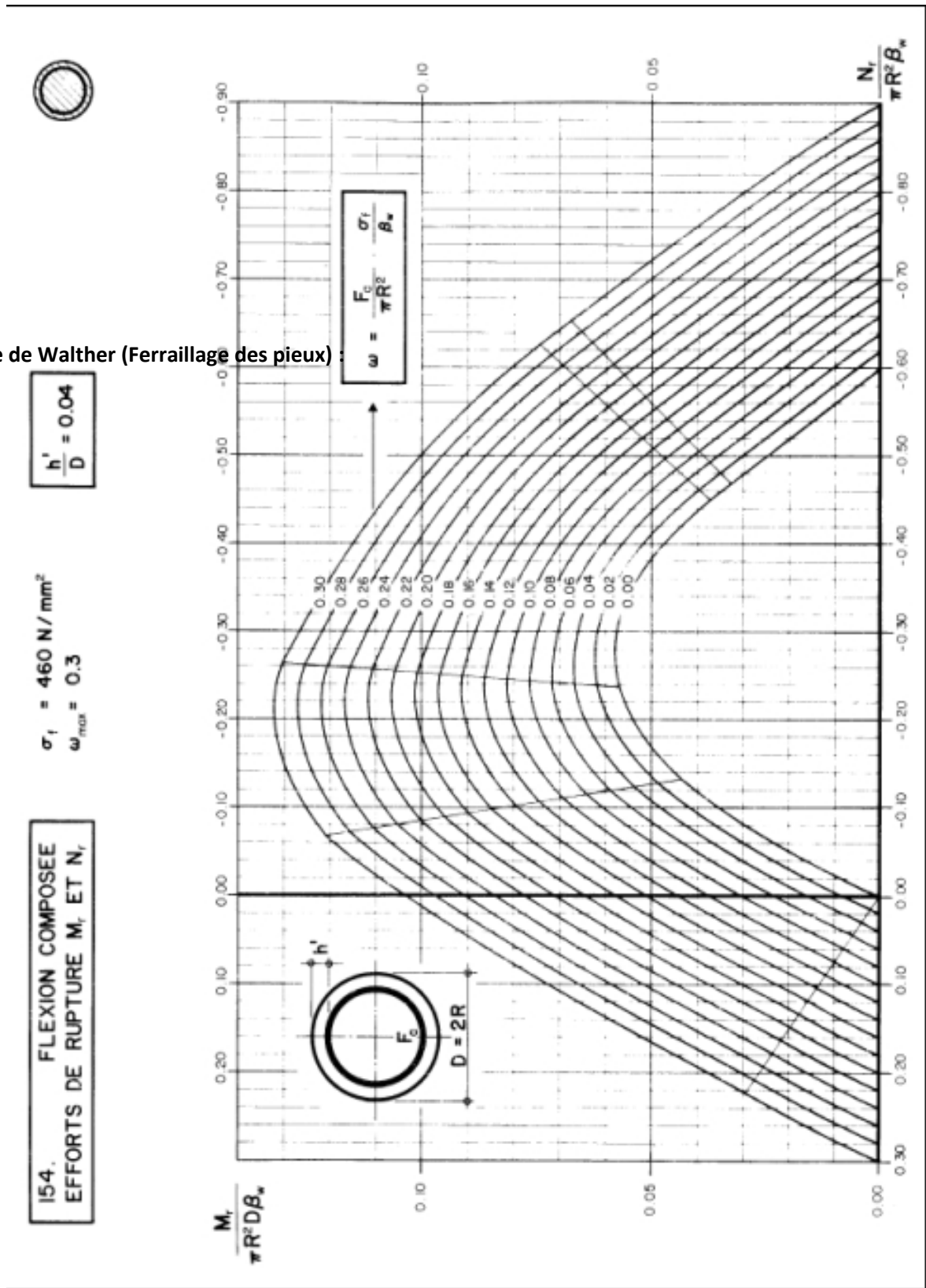
On trouve la section d'armature $A_s = 192.86 \text{ cm}^2$

Soit 24HA32 (193.02 cm^2)



Ferrailage du pieu :

Abaque de Walther (Ferrailage des pieux) :



1 - Introduction :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

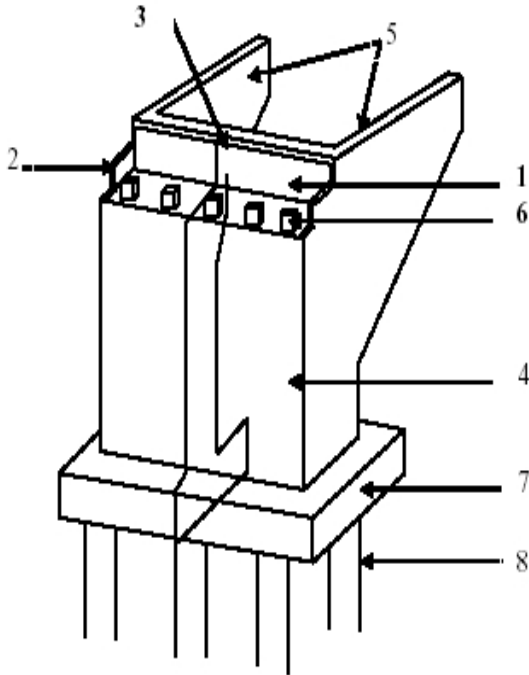
La fonction mécanique de la culée consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui et les déplacements verticaux (tassement).

2- Choix du type de culée :

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant une autoroute. Il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai dont on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

- **Culée remblayée :**

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton arme. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles 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. Des d'appui.
7. Semelle.
8. Pieu.

• 3-Pré dimensionnement de la culée remblayée:

• *Le mur de front :*

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de **0,8 à 1,2m** 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 de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de charge verticale du tablier dans l'axe du mur de front.

Le débord du nu du mur par rapport au nu des appareils d'appui ne doit pas être inférieur à 20cm. L'épaisseur du mur ne doit pas être supérieure à celle de la semelle pour assurer l'encastrement.

• *Mur en retour :*

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf, éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont

encastres à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser **7 à 8m**.

L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique.

Elle varie entre **30cm** et **50cm**

Longueur du mur en retour se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai

(Dans notre cas l'angle de frottement 30° d'ou la pente 3/2),

- **Mur garde grève :**

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter le Lancement de travées métalliques ou la mise en tension de câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage sur le sommet. Il doit résister aux efforts de pousse des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition

- **Sommiers d'appui :**

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

- l'implantation des appareils d'appui.

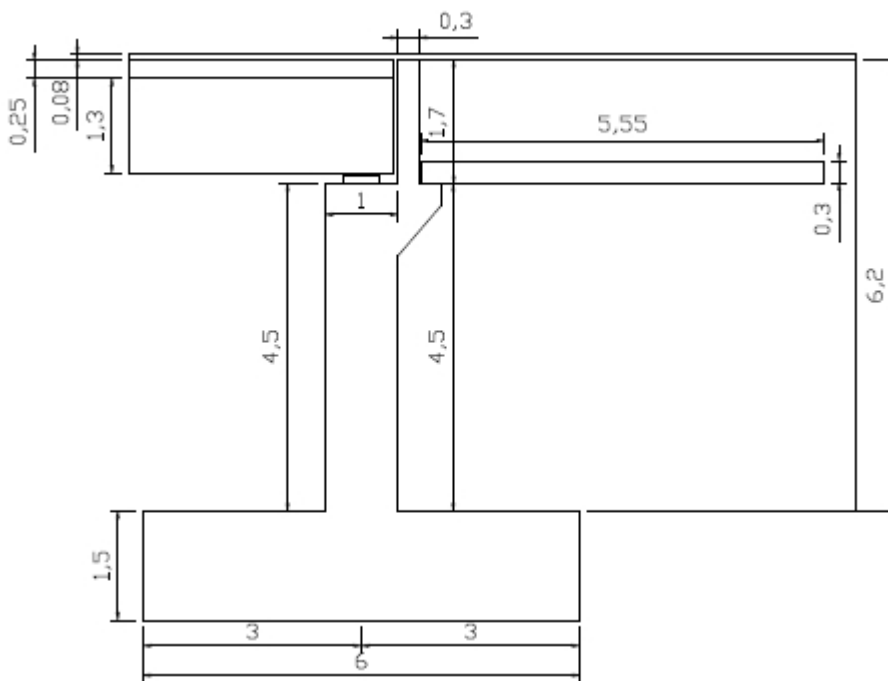
- La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réactions d'appui.

- Assurer l'évacuation des eaux, du moins en phase de construction du tablier. Donc on donne généralement une pente d'au moins 2% à l'arase supérieure du sommier et on recueille les eaux dans une cunette réalisée contre le mur garde grève. L'épaisseur du sommier pour un tablier de portée modeste est de l'ordre 0,6 à 0,7m, si les éléments porteurs sont sous les appareils d'appuis, si les éléments porteurs sont décalés son épaisseur est de l'ordre 0,9 à 1m.

- **Dalle de transition :**

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

(ouvrage). Longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai (dans notre cas l'angle de frottement 30° d'ou la pente 3/2),



Dimension de la culée

4- Détermination des différents cas de charge :

- Les efforts dus aux charges permanentes :

Tableau des Charges permanente

Désignation :	N (t) :	H (t) :	Z (m) :	M _n (t.m)	M _h (t.m)
Poids propre du tablier :	257.5	/	0	0	/
Mur garde greve	13.76	/	0.7	9.6	/
Mur frontal	117	/	0	0	/
Mur en retour	65.8	/	2.5	164.5	/
Semelle	254.25	/	0	0	/
Corbeau	9.36	/	0.9	30	/
Poids de la dalle de transition	33.3	/	0.6	5.6	/
Des d'appuis	0.438	/	0	0	/
Plot parasismique	4.5	/	0	0	/

Poids des terres/(dalle de transition)					
Au dessus	44.8	/	3.7	165.8	/
Au dessous	234	/	2.3	538	/
Poussées des terres sur la dalle de transition					
Au dessus	/	14.8	-6.7	/	-99
Au dessous	/	38.6	-2.8	/	-115.8
Poids et poussées sur patin avant					
Pois	78	/	-1.5	-117	/
Total	1093	53.4	/	796.3	-214.8
				M _t =581.5	

•) Efforts dus aux surcharges :

➤ Sous A(l):

$$q_{Al} = 8.296 \text{ t/ml}$$

$$R_{(Al)} = q_a \cdot L / 2 = 105 \text{ t}$$

$$R_{(Al)}(\text{poutre}) = R_{(Al)} / 7 = 15 \text{ t}$$

➤ Sous Bc:

$$h_1 = 1 \text{ m}$$

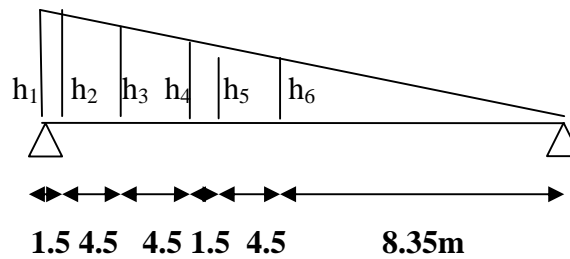
$$h_2 = 0,94 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,7 \text{ m}$$

$$h_4 = 58 \text{ m}$$

$$h_5 = 0,52 \text{ m}$$

$$h_6 = 0,34 \text{ m}$$



$$R_{Bc} = 12(h_1 + h_2 + h_3 / 2 + h_4 + h_5 + h_6 / 2) = 52.9 \text{ t}$$

$$\text{Pour deux files: } R_{Bc} = 105,8 \text{ t}$$

$$R_{bc}(\text{poutre}) = 15.11 \text{ t}$$

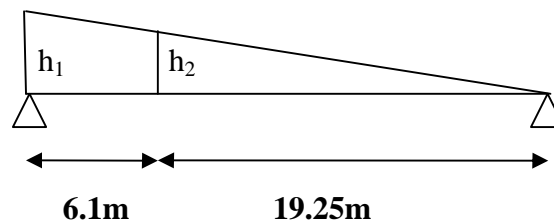
➤ Sous Mc120 :

$$h_2 = 0,77 \text{ m,}$$

$$h_1 = 1 \text{ m}$$

$$R_{Mc120} = q_{Mc120} (h_1 + h_2) / 2 \times 6.1 = 108 \text{ t}$$

$$R_{Mc120}(\text{poutre}) = 15,43 \text{ t}$$



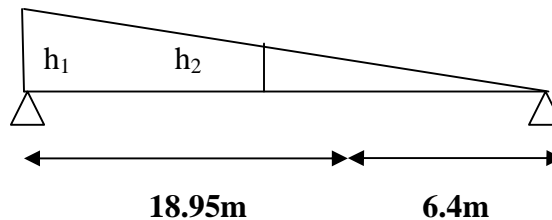
➤ **Sous D240 :**

$$h_2 = 0,77 \text{ m,}$$

$$h_1 = 1 \text{ m}$$

$$R_{D240} = q_{Mc120} (h_1 + h_2) / 2 \times 18.95 = 150.6 \text{ t}$$

$$R_{D240} (\text{poutre}) = 21.5 \text{ t}$$



➤ **Sous S_T :**

$$q_{ST} = 0,255$$

$$R_{ST} = 0,255 \times 12,85 = 3,2 \text{ t}$$

Le cas le plus défavorable est donnée sous : (D240): $P_s = 150,6t$

Tableau de Surcharge d'exploitation

Désignation :	N (t) :	H (t) :	Z (m) :	M _h (t.m)
Al	105,8	5.2	-6.3	-32.8
Bc	105.8	5.8	-6.3	-36.5
Mc120	108	/	/	/
D240	150.6	/	/	/
Trottoirs	3.2	/	/	/

• **Les efforts du au séisme :**

Désignation :	H (t) :	N (t) :	Z (m) :	M (t.m)
Poids propre du tablier :	25.75	275.52	6.3	162.2
Mur garde grève	1.38	14.2	6.85	9.1
Mur frontal	11.7	125.2	3.75	43.9
Mur en retour	6.58	70.4	5.7	37.5
Corbeau	0.94	10	5.8	5.5
La dalle de transition	3.33	35.6	6	20
Poids des terres				
Au dessus	4.5	48.2	6.85	30.8
Au dessous	23.4	250.4	3	70.2
Pois des terres patin avant	7.8	83.5	-2.6	-20.5

Semelle	23.4	250.4	0.75	17.6
Total	108.8	1164	/	376.4

5- Détermination des réactions en tête des pieux :

On détermine ces combinaisons, en tenant compte de sens positif des efforts.

CN : ELU : 1,35G + 1,6 Q

ELS : G + 1,2 Q

CS : ELU : G + F sismique

Dans le cas particulier d'une fondation reposant sur deux files de pieux verticaux on

Obtient :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_y y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec : n : nombre de pieux

M_x : moment suivant l'axe x

M_y : moment suivant l'axe y

x_i, y_i : l'entre axe suivant x, et y

$$N_{max} = \frac{N}{6} + \frac{M}{3 \times 1.8}$$

$$N_{min} = \frac{N}{6} - \frac{M}{3 \times 1.8}$$

Désignation :		N(t) :	M(t.m)	N _{max}	N _{min}
Al	ELU	1650	733	342,87	207,13
	ELS	1195.6	543	249,54	148,99
Bc	ELU	1650.6	727.3	342,44	207,76
	ELS	1231.8	538.7	255,18	155,42
D240	ELU	1678	785.5	352,40	206,94
	ELS	1252.2	698.7	273,39	144,01

Séisme :	1164	376.4	228,85	228,85
----------	------	-------	--------	--------

Vérifications :

➤ **Vérification de poinçonnement**

$R_{\max}(\text{ELS}) = 273,39 < 302\text{t}$ \implies condition vérifiée

➤ **Vérification de soulèvement**

$R_{\min} > 0$ \implies condition vérifiée

6- Ferrailage des différents éléments de la culée :

Le moment calculé pour le ferrailage des éléments de la culée est :

$$M = N_{\max} \left(\frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right) = N_{\max} \left(\frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4} \right) = 1.5 N_{\max}$$

•) **Ferrailage des pieux :**

➤ **Etude des pieux sous culée :**

Le calcul des pieux sera fait en utilisant la méthode de WARNER qui nous permet de calculer les moments sous l'effet de H^* et M^* sachant que :

H : la force horizontale en tête du pieu.

$$M^* = - \frac{x_{\varphi}^H H}{x_{\varphi}^{M^*} \lambda} \quad \text{moment en tête du pieu.}$$

Avec :

$x_{\varphi}^{M^*}$, x_{φ}^H : coefficients tirés à partir des abaques de WARNER.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{cu \cdot b}{4 \cdot EI}}$$

C : c'est le coefficient d'amortissement = $1/\alpha$.

α : longueur élastique du pieu.

b : diamètre de pieu (1,2 m).

I : inertie du pieu.

$$I = \frac{\pi}{64} \phi^4 = 0.1 \text{m}^4$$

E : module d'élasticité instantanée du béton.

$$E = 11000 f_{c28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

C_u : module de réaction du sol ($C_u = 5000 \text{ t/m}^3$)

L : longueur d'un pieu $L = 23 \text{ m}$

D'où : $\lambda = 0.26$

$\lambda \cdot L = 5,98 \text{ m}$

d'après l'abaque on a : $x_{\varphi}^{M^*} = 1.65$ et $x_{\varphi}^H = 1.45$

Et d'après les calculs précédents; l'effort H en tête du pieu est égale à H/n :
 $n=6$ (nombre des pieux).

C.N : $H_u = 13,6$ t

$H_s = 10,1$ t

C.S : $H_a = 17,78$ t

Donc le moment en tête de pieu sera égal:

Donc le moment en tete de pieu sera egal:

C.N: $M^* = -45,83$ t.m

$M^* = -35,14$ t.m

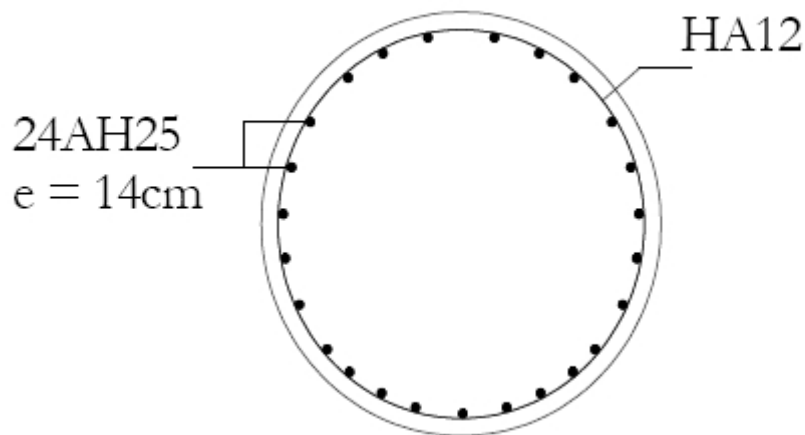
C.S: $M^* = -60,09$ t.m

Le calcul du ferrailage sera fait par le logiciel ROBOT en flexion composée

	N (t)	My (t.m)
ELU	354.5	46.58
ELS	262.6	34.5
CS	226.23	62.54

On trouve la section d'armature $A_s = 113,1$ cm²

Donc on prend 24HA 25 e = 14 cm



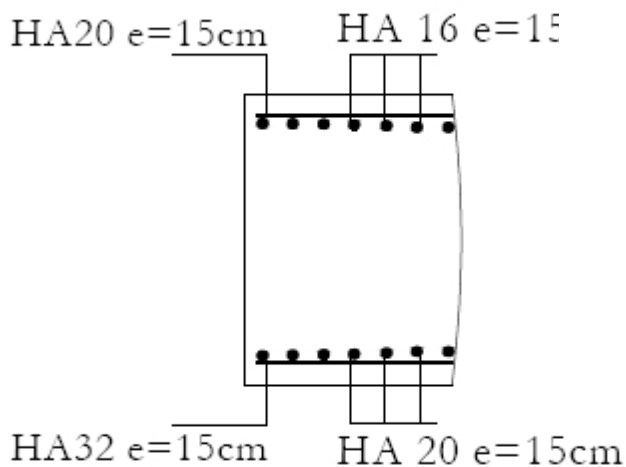
Ferrailage du pieu :

- **Ferrailage de la semelle :**

Le calcul du ferrailage sera fait par le logiciel ROBOT en flexion simple avec la combinaison de D240. Ou l'effort N et M seront divisés par $(\Phi+h)=3$ m pour avoir la section d'acier par metre lineaire.

	My (t.m)
ELU	188,12
ELS	139.35
CS	135.27

On trouve la section d'armature $A_s = 54,1 \text{ cm}^2$
 Donc on prend 7HA 32 $e = 15\text{cm}$

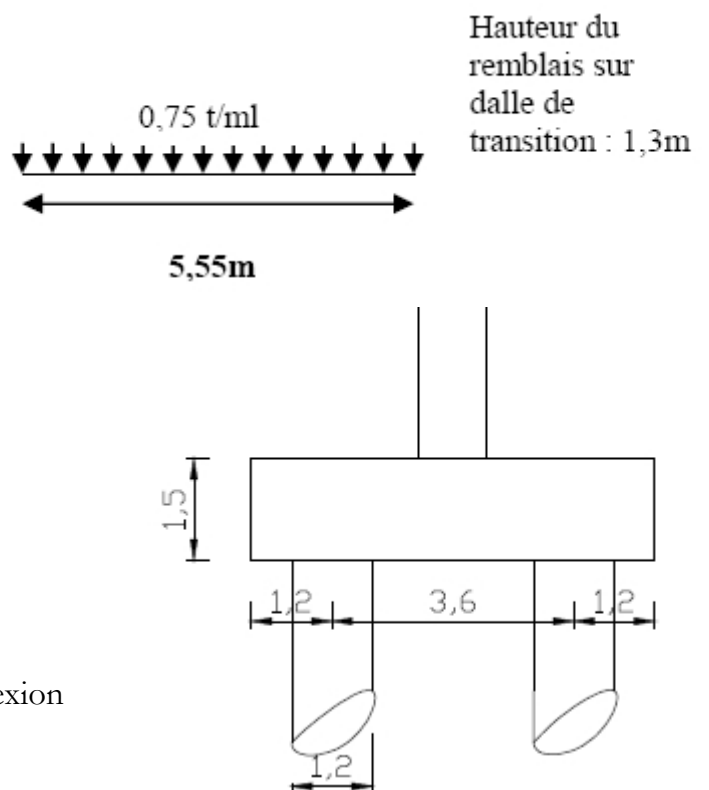


Ferraillage de la semelle

• **Ferraillage de la dalle de transition :**

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids propre : 0,75 t/ml
- Poids du remblais : 2,8 t/ml



En utilisant la combinaison d'action à l'ELU sachant que : $P = 1,35G + 1,6Q$

Poids total : 4,8 t/ml

$$M = PL_2/8 = 18,48 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de la section d'acier A

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.114 < 0.186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.21$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22 \text{ m}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 16.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(\text{CNF}) = 0.23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 2.9 \text{ cm}^2$$

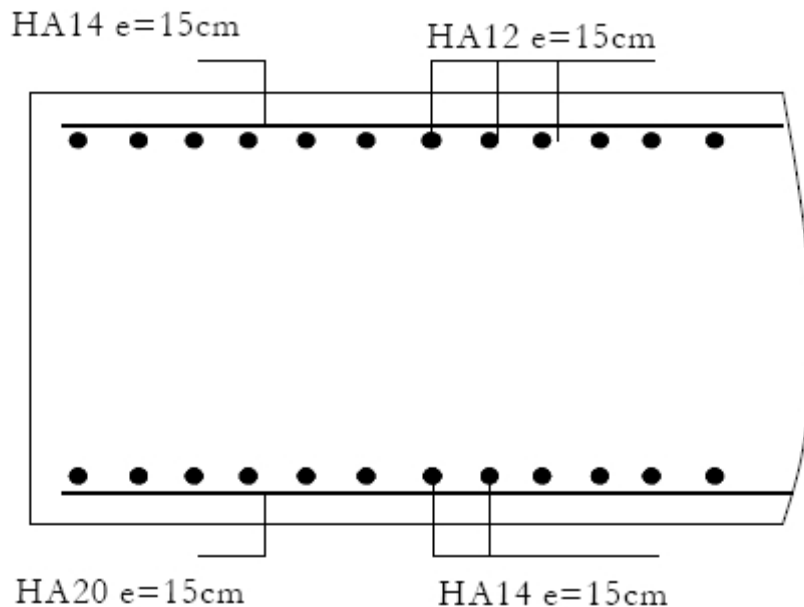
$$A = \text{Max}(A, A_{min}) = 16.7 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe inférieure on prend : HA20 e = 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : HA14 e = 15 cm

Pour la nappe supérieure on prend : HA14 e = 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : HA12 e = 15 cm



Ferrailage de la dalle de transition

- **Ferrailage du mur garde grève :**

D'après le document (SETRA PP73 APPUIS DES TABLIER).

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière :

- Poussée des terres.
- Effort de freinage.

Le poids propre du mur est néglige :

Ferraillage vertical (cote du remblai).

Pour H = 1,7m

M _r	3,35 t.m/ml
M _f	0,54 t.m/ml
M _T = 1,35 M _r + 1,6 M _f	6,09 t.m/ml

Calcul de la section d'acier A

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.100 < 0.186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.132$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.26m$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 11.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(CNF) = 0.23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 2.26 \text{ cm}^2$$

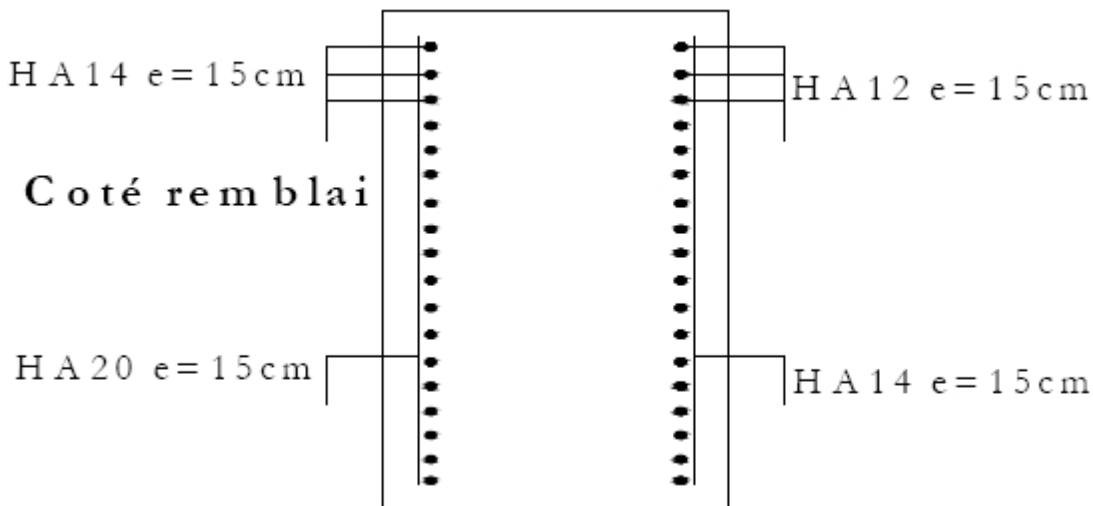
$$A = \text{Max}(A, A_{min}) = 11.38 \text{ cm}^2$$

Pour le cote intérieur (remblais) on prend: HA20 e = 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : HA14 e = 15 cm

Pour le cote extérieur on prend : HA14 e = 15 cm

Pour les armatures de répartitions on prend : HA14 e = 15 cm



Ferraillage du mur garde grève

• **Ferraillage du mur frontal :**

Le mur frontal est soumis a des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la super structure, poussées des terres), effort du sexisme et les surcharges d'exploitations déterminés par le fascicule 61 titre II.

1- Détermination des charges sur le mur frontal :

Charges permanentes

Désignation :	N (t) :	H (t) :	Z (m) :	M _n (t.m)	M _h (t.m)
Poids propre du tablier :	257.5	/	0	0	/
Mur garde grève	13.76	/	0.7	9.6	/
Mur frontal	117	/	0	0	/
Mur en retour	65.8	/	2.5	164.5	/
Corbeau	9.36	/	0.9	30	/
Poids de la dalle de transition	33.3	/	0.6	5.6	/
Des d'appuis	0.438	/	0	0	/
Plot parasismique	4.5	/	0	0	/
Poussées des terres sur la dalle de transition	44.8	/	3.7	165.8	/
Poussées des terres sur le mur garde grève	/	14.8	-6.7	/	-99
Poussées des terres sur le mur frontal	/	38.6	-2.8	/	-115.8
Total	555.7	53.4	/	378.5	-214.8
				M_t=165.3	

Surcharges d'exploitations

Désignation :	N (t) :	H (t) :	Z (m) :	M _h (t.m)
Al	105,8	5.2	-4.8	-24.96
Bc	105.8	5.8	-4.8	-27.84
Mc120	108	/	/	/
D240	150.6	/	/	/
Trottoirs	3.2	/	/	/

Les efforts N et M des charges et surcharges :

Désignation :	N (t) :			
Poids propre	245.98		174.7	
Al	ELU	890	187	
	ELS	659.26	138.5	
Bc	ELU	883	182.4	
	ELS	656	135.1	
D240	ELU	913	226.7	
	ELS	676.3	167.9	

Efforts dus au seisme

Désignation :	H (t) :	N (t) :	Z (m) :	M (t.m)
Poids propre du tablier :	25.75	275.52	4.8	123.6
Mur garde grève	1.38	14.2	5.35	7.4
Mur frontal	11.7	125.2	2.25	26.3
Mur en retour	6.58	70.4	4.33	27.6
Corbeau	0.94	10	4.52	4.1
La dalle de transition	3.33	35.6	4.4	15.1

Poids des terres				
Au dessus	4.5	48.2	5.35	24.1
Au dessous	23.4	250.4	1.5	35.1
Pois des terres patin avant	7.8	83.5	1.13	8.8
Total	108.8	1164	/	272.1

2- Ferrailage du mur frontal :

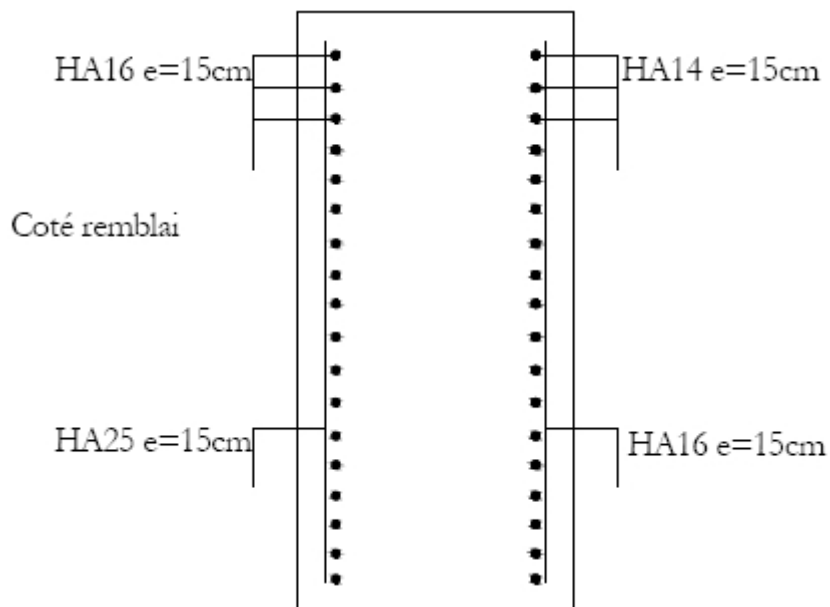
L'effort normal et le moment fléchissant les plus défavorable sont données par la combinaison : 1,35(G+D240)

Le calcul du ferrailage sera fait par le logiciel ROBOT en flexion composée .

	N (t)	My (t.m)
ELU	91.3	22.7
ELS	67.6	16.8
CS	53.9	25.3

On trouve la section d'armature $A_s = 33,3 \text{ cm}^2$

Donc on prend 7HA25 $e = 15 \text{ cm}$



Ferrailage du mur frontal

XI-4.6) Ferrailage mur en retour :

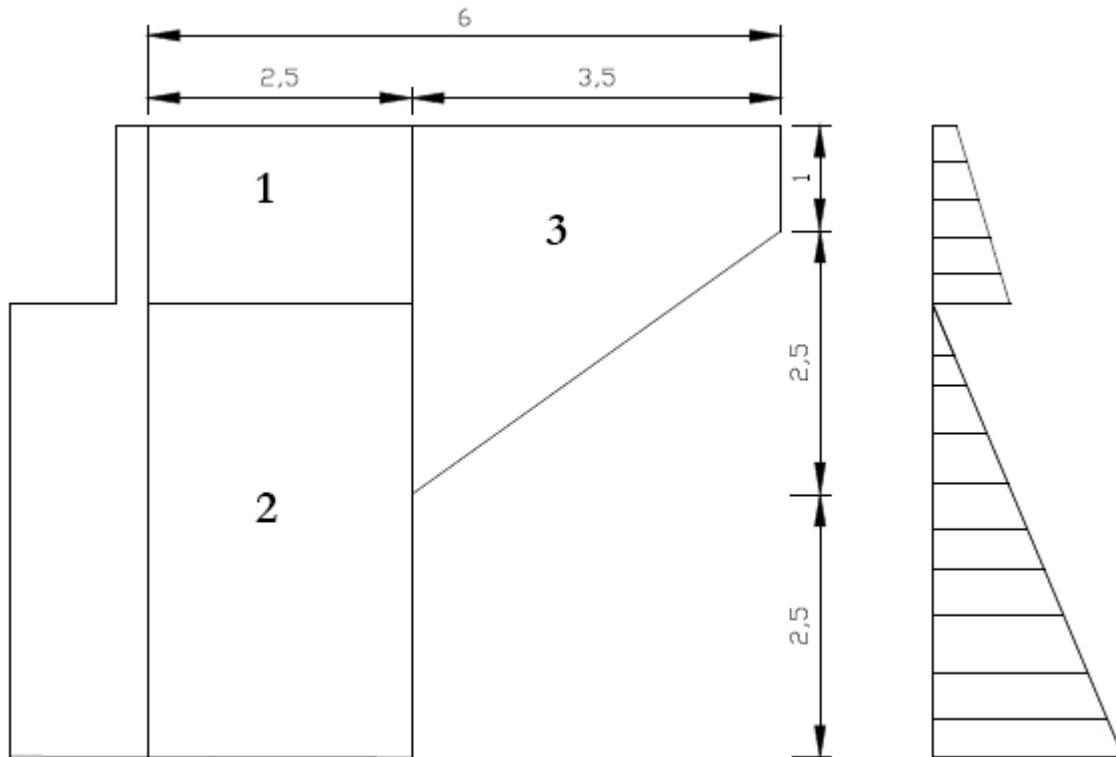
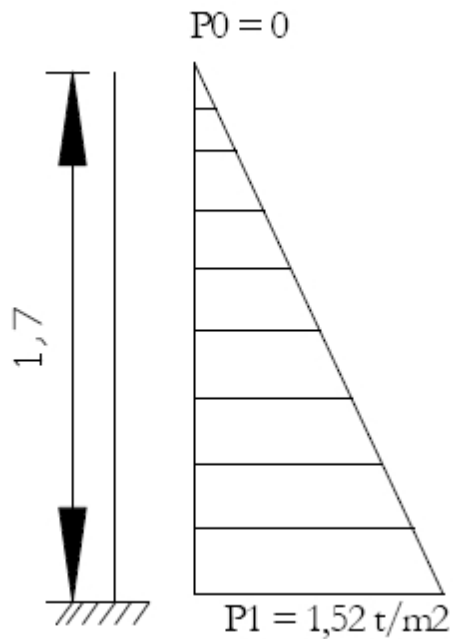


Diagramme des pressions

➤ Ferrailage de la partie 1 :
Calcul des pressions :

Pression au dessus de la dalle de transition :	$P_0 = 1,6.K_a.q = 0$
	$P_1 = 1,35.K_a.(P_0 + \gamma.h_1) = 1,52 \text{ t/m}^2$
Calcul des moment flechissant	$M_v = h^2/2(2p_0 + p_1) = 2.2t.m$
	$M_h = qL^2/8 = 1.65t.m$



- Ferrailage horizontal :

Caractéristique de la section du béton :

$$h_t = 0,45 \text{ m}$$

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 1.65 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple :

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.02 < 0.186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.03$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 44 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{CNF}) = 0.23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A, A_{\min}) = 5.43 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe inférieure on prend : HA16 e=15 cm

Pour la nappe supérieure on prend : HA 14 e=15 cm

- Ferraillage vertical :

$$M_u = 2,19 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple :

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.007 < 0.186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0087$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 44.9 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(\text{CNF}) = 0.23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 5.43 \text{ cm}^2$$

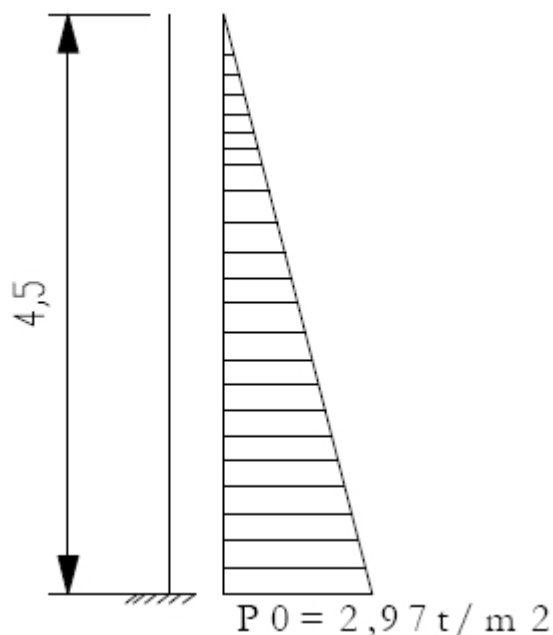
$$A = \text{Max}(A, A_{min}) = 5.43 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe inferieure on prend : HA16 e=15 cm

Pour la nappe superieure on prend : HA 14 e=15 cm

- Ferraillage de la partie 2 :

Pression au dessus de la dalle de transition :	$P_0 = 1,6 \cdot K_a \cdot q = 0$
	$P_1 = 1,35 \cdot K_a \cdot (P_0 + \gamma \cdot h_1) = 4.01 \text{ t/m}^2$
Calcul des moment flechissant	$M_v = h^2 / 2 (2p_0 + p_1) = 13.53 \text{ t.m}$
	$M_h = qL^2 / 8 = 4.69 \text{ m}$



- Ferrailage horizontal :

$$M_u = 4.65 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple :

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.016 < 0.186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.02$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 44 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 9.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{CNF}) = 0.23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A, A_{\min}) = 9.86 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe inférieure on prend : HA20 e=15 cm

Pour la nappe supérieure on prend : HA16 e=15 cm

- Ferrailage vertical :

$$M_u = 13.53 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple :

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.047 < 0.186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 44 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 6.56 \text{ cm}^2$$

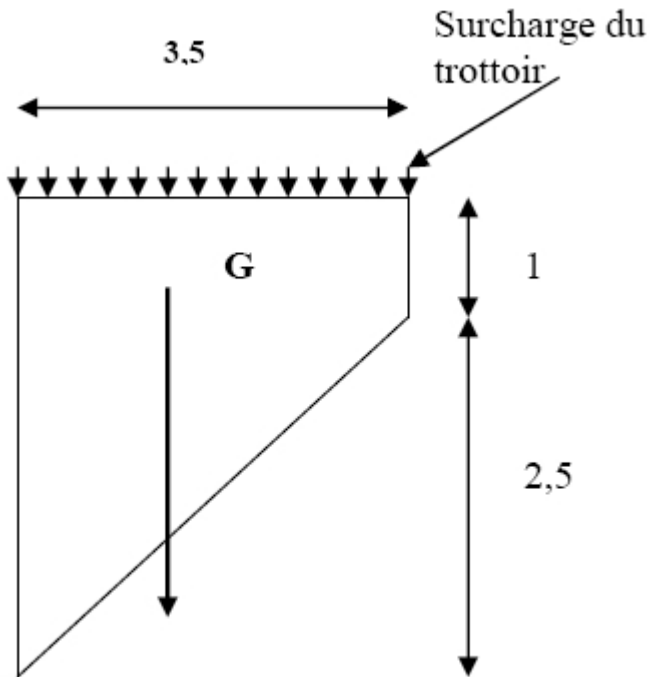
$$A_{\min}(\text{CNF}) = 0.23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A, A_{\min}) = 6.56 \text{ cm}^2$$

Pour la nappe inférieure on prend : HA20 e=15 cm

Pour la nappe supérieure on prend : HA 16 e=15 cm

- Ferrailage de la partie 3 :



Calcul du moment flechissant :

$$M_u = 1,35M_g + 1,6 M_q$$

$$M_g = X_g \cdot G$$

$$\text{avec : } X_g = 1,46\text{m, } G = 9,84\text{t}$$

$$M_g = 14,37\text{t.m}$$

$$M_q = 5,58\text{t.m}$$

$$M_u = 28,33\text{t.m}$$

Calcul de la section d'acier en flexion simple :

$$d = h - 0,05 = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Largeur} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Moment : } M_u = 28,33 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0,044 < 0,186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,056$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 93\text{cm}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 8,77 \text{ cm}^2$$

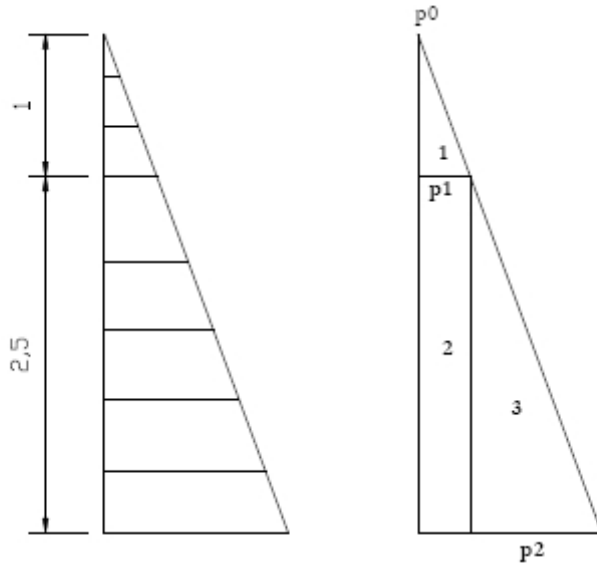
$$A_{\min}(\text{CNF}) = 0,23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 5,43\text{cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A, A_{\min}) = 8,77 \text{ cm}^2$$

on prend : 3HA14 $e = 15 \text{ cm}$

- Ferrailage vertical :

Calcul des pressions :



$$P = K_a (q + \gamma h)$$

$$P_0 = 1,6 K_a \cdot q = 0$$

$$P_1 = 1,35 K_a \gamma h_1 = 0,89 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 1,35 K_a \gamma h_2 = 2,23 \text{ t/m}^2$$

$Q(t) = P \times S$ avec S : section des différentes parties.

Partie	Q (t)	Z (m)	M (t.m)
1	0	3	0
2	7.8	1.25	9.75
3	9.8	0.83	8.1
Σ	17.6	/	17.85

$$d = h = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Largueur} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Moment } M = M_u / h = 17.85 / 3.5 = 5.1 \text{ t.m / ml}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.02 < 0.186$$

Donc le calcul se fait selon le pivot A

$$\alpha = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 44.5 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(CNF) = 0.23 f_{t28} / (f_e \cdot b \cdot d) = 5.43 \text{ cm}^2$$

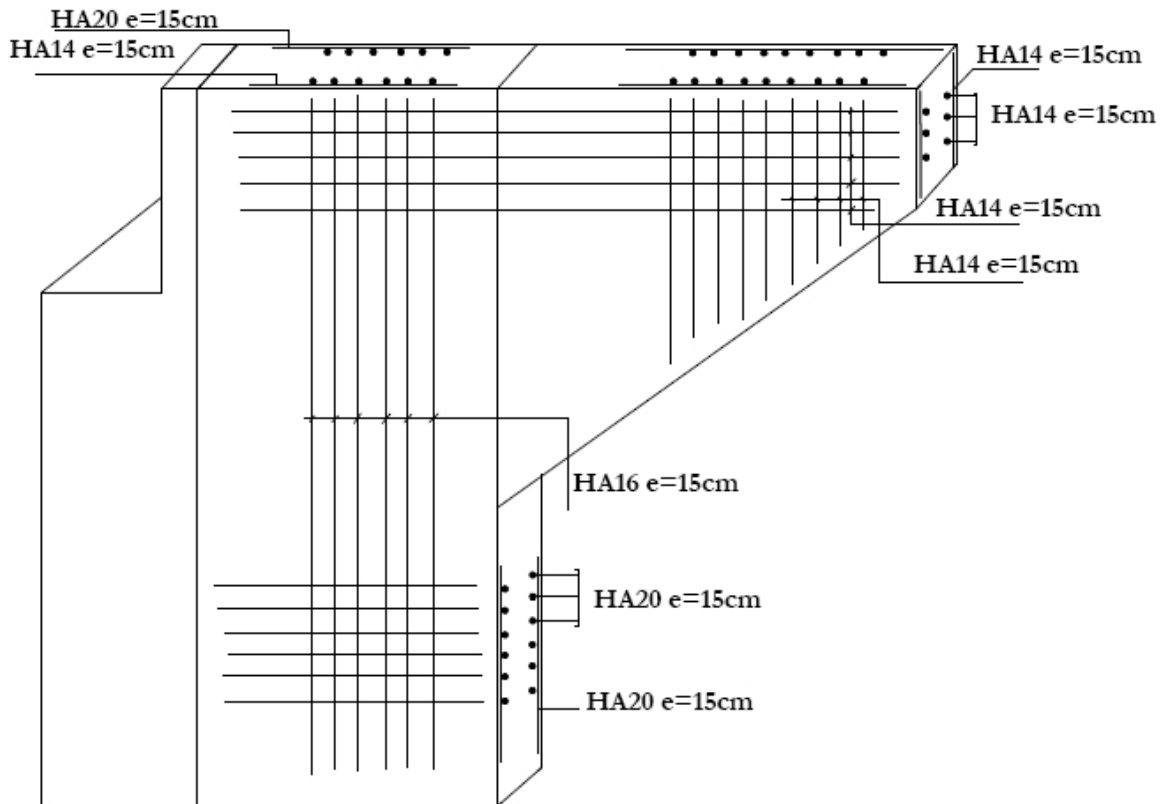
$$A = \text{Max} (A, A_{min}) = 5.43 \text{ cm}^2$$

Pour le cote intérieur (remblais) on prend : HA14 e = 15 cm

Pour les armatures de répartitions : HA14 e = 15 cm

Pour le cote extérieur on prend : HA14 e = 15 cm

Pour les armatures de répartitions : HA14 e = 15 cm



Ferrailage du mur en retour

Conclusion

L'élaboration d'un projet de pont est une nouvelle expérience dans le cycle de formation d'élève ingénieur, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Grâce aux calculs effectués manuellement, on a acquis des ordres de grandeurs très importantes dans la vie professionnelle.

En fin pour produire un projet, l'ingénieur doit avoir un sens aigu du détail et de la disposition constructive qui conditionne la durabilité et le bon fonctionnement de la structure à long terme.

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES :

- ✚ PROJET ET CONSTRUCTION DES PONTS.....J.A. CALGARO.
- ✚ CONCEPTION DES PONTS.....G.GRATTESAT
- ✚ FASCICULE 61 TITRE-II.....ENTP
- ✚ DOCUMENT..... SETRA
- ✚ DOCUMENT..... ALGA
- ✚ B.P.E.LHONRY THONNIER
- ✚ BAEL 91
- ✚ MEMOIRES DE FIN D'ETUDE
- ✚ ABAQUES ALLEMANDS POUR LES PIEUX WARNER
- ✚ ABAQUES WALTHER.

COURS :

- ✚ OUVRAGES D'ART ENTP.
- ✚ RDM ENTP.
- ✚ BETON ARME ET BETON PRECONTRAITENTP.

LOGICIELS :

- ✚ ROBOT (VERSION 17.0) : MODELISATION.
- ✚ AUTO CAD 2004 : DESSIN.