

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole **N**ationale **S**upérieure
des **T**ravaux **P**ublics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

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

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT SUR
L'AUTOROUTE EST OUEST AU
PK115+651.627 A TADJNENT - MILA**

Encadré par :

Mr.FACI Rachid

Présenté par :

*BOUKENNA Mohamed Zakaria
LABBI Salah-Eddine*

REMERCIEMENTS

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

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier

Mr : BOUAA BILAL pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur Mr :FACI RACHID.

Nos remerciements vont également :

A tous nos enseignants qui ont contribués à notre formation.

Et à tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin .

-ZERDAZI MUSTAPHA

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux

Louange à ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

*Je dédie ce modeste travail à **ma très chère tante et ma très chère mère**, qui je ne pouvais remercier assez pour les sacrifices qu'elles ont consentis pour moi. Celle qui m'inculquer la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir munie des plus grandes distinctions.*

*A **mon très cher père** qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans tous les domaines. J'espère qu'ALLAH lui comblera de faveurs.*

A mes chers frères MOHAMED, MAJID ET ABDESSLAM

A ma très chère sœur ASSOUMA

A tous mes oncles et tantes.

A tous qui porte le nom BOUKENNA.

A mes confrères : Tayeb, Ahmed14, Moh42, Said, Ilyes, Lotfi, Nassim, Khelifa, Yacine, Marouane, Amine, Snaideg, Oussama, Mounir, Kaci Abdou, Youcef, Bob, Abdelmalek, Ahcen, Nabil, Tayou, Abdou44, Khalil,, et à toute ma promotion (2012) sans exception.

A mon binôme : Salah

Et exceptionnellement :

Mes confrères : Omar, Mustapha, Mounir, Amine.

A ma plus proche cousine : NOOR

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin à tous ceux qui me reconnaîtront...

BOUKENNA Med ZAKARIA



SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE.....	01
----------------------------	----

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

1) INTRODUCTION.....	02
2)- DONNE FONCTIONNELLE.....	02
3)- DONNE NATURELLE.....	03

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

1)- INTRODUCTION.....	06
2)- Critères de choix du type d'ouvrage.....	06
3)- Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage....	06
4)-Conception de tablier	06
4-1-Variante N° 01 : pont mixte	07
4-2-Variante N° 02 : pont à poutre en béton précontraint.....	08
4-3-Variante N° 03 : pont à poutre en béton armé.....	10
4-4-Tableau de comparaison	11
4-5-Conclusion	11

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1)-INTRODUCTION.....	12
2)-BETON.....	12
3)- L'ACIER.....	14

CHAPITRE V: CARRACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER :

1)-INTRODUCTION.....	17
2)- La poutre.....	17

3)- La dalle.....	19
4) -Les équipements d'un pont.....	20
5)-Détermination des caractéristiques géométrique des éléments du tablier et contrôle de la répartition de la matière 23	

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINAL :

1)- INTRODUCTION.....	27
2)- CALCUL DES CHARGES.....	27
3)- calcul des surcharges.....	28
3-1- Caractéristiques du pont	28
3-2- évaluation des surcharges (T ; M) maximum	29
3-3) évaluation des sollicitations (T ; M) pour L/4	39

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSAL :

1)- INTRODUCTION.....	44
2)- Définition des coefficients de calcul	45
3)- Paramètres de calcul	46
4)- Calcul du paramètre α	46
5)- Répartition transversale des moments fléchissant	46
6)- Répartition transversale des efforts tranchants	52

CHAPITRE VIII: ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE :

1)-INTRODUCTION.....	57
2)-LA PRECONTRAINTTE PAR PRE TENTION.....	57
3)-LES CABLES DE PRECONTRAINTTE (torons) :	
3-1-Détermination de nombre des torons.....	57
3-2-Centre de gravité des armatures actives.....	58
3-3-Propriétés de la section transformée de la poutre.....	59

3-4- Propriétés de la section transformée de la poutre+dalle.....	60
3-5-Pour les quatre positions.....	60
3-6-Les pertes.....	65
3-7-Vérification des contraintes en phase de construction.....	69
3-8-Vérification des contraintes en phase de service.....	71
4)-CAPACITE ULTIME SOUS FLEXION.....	78
5)-FERRAILLAGE DE LA POUTRE	79

CHPITRE IX : ETUDE DE L'HOUDIS :

1)- GENERALITE.....	82
2)-ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE.....	82
3)-ETUDE DE LA FLEXION LOCALE.....	87
4)-MOMENT DE CONTINUTE SUR APPUI.....	91
5)-ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT.....	92
6)-FERRAILLAGE DU HOUDIS	94
7)-VERIFICATION DU POINÇONNEMENT.....	96
8)-VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	97

CHAPITRE X: CALCUL DES DEFORMATIONS :

1)-CALCUL DES FLECHES.....	98
2)-CALCUL DES ROTATIONS.....	99
3)-CALCUL DES DEPLACEMENTS.....	101

CHAPITRE XI: LES EQUIPEMENTS DU PONT :

1)-APPAREIL D'APPUIS.....	102
2)- DE D'APPUI.....	106
3)-ETUDE DE JOINT DE CHAUSSEE.....	107

CHAPITRE XII ETUDE DE LA PILE :

1)INTRODUCTION.....	108
2)-PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE.....	108
3)-ETUDE DU CHEVETRE	109
4)-SOLLICITATION HORIZONTALES SUR LA PILE.....	112
5)-ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE	112

CHAPITRE XIII: ETUDE DE LA CULEE :

1) INTRODUCTION	130
2)- IMPLANTATION DES CULEES	130
3)-PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES.....	130
4)- EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE	132
5)- ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA CULEE.....	135

CHAPITRE XIV: CONCLUSION GENERALE :

CONCLUSION GENERALE	151
---------------------------	-----

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

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

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

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

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

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

1)-INTRODUCTION :

La conception d'un pont nécessite la connaissance de plusieurs données, à savoir les données fonctionnelles, les données naturelles.

Dans le présent chapitre nous allons présenter ces deux natures de donnée pour le projet objet d'étude.

2)- DONNE FONCTIONNELLE :

2-1- Données géométriques :

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de la réalisation de L'autoroute Est-Ouest d'Algérie. Il est situé à l'Est de la wilaya de Mila, il permet de franchir oued MAAMARA.



Figure2-1 : présentation de projet

2-2-Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Etant donné que l'axe de l'autoroute présente un angle d'environ 50° par rapport à l'axe de l'Oued, le pont sera avec une géométrie biaise avec un angle de 50° ou 55.55 gr.

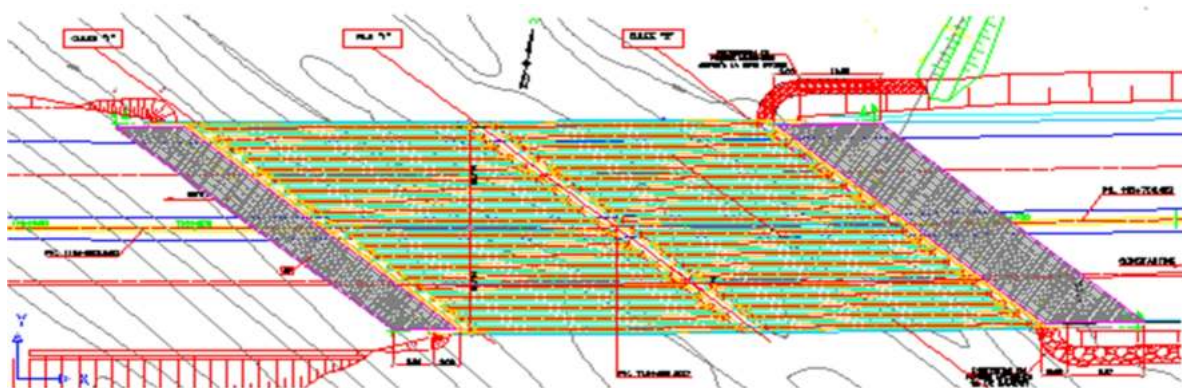


Figure2-2 : vue en plan

2-3-Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles, naturelles. Cela concerne un pont prévu au Pk115+651.627, l'ouvrage s'étend sur une longueur de 68 m.

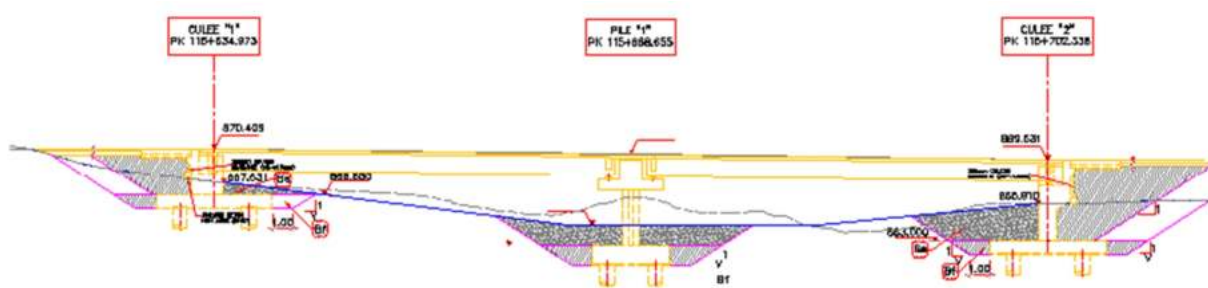


Figure2-3 : profil en long

2-4-Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 13.5$ m.
- Nombre de voies de circulations = 3 voies.
- Bande d'arrêt d'urgence = 2.00 m
- Dévers unique : 2.5 %.

2-5- Tirant d'eau

Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.).

Notre ouvrage franchit un Oued avec une hauteur de 3.94 m.

3)- Donnée naturelle :

3-1-Données géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol est un paramètre fondamental pour l'étude des ponts et en particulier la partie fondation.

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

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

Les tableaux ci-dessous montrent la nature des différentes couches constituant le sol support de l'ouvrage :

Profondeur (m)	Description visuelle
0 – 9	Tuf calcaireux blanchâtre
9 – 21	Tuf graveleux blanchâtre
21 – 35	Calcaireux blanchâtre

Tableau 2.1

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés au pk 115+651.627 présentent la structure suivante :

Profondeur (m)	Description visuelle
0 – 3	Argile limoneuse plastique brune
3 – 6	Argile tuffacée très graveleuse blanchâtre
6 – 35	Tuf argileux blanchâtre a rougeâtre a passage de calcaire a 22m

Tableau 2.2

3-2- Données topographiques :

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

3-3-Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, dans les calculs le séisme est représenté par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Selon le règlement parasismique algérien des ouvrages d'arts, Le territoire national est divisé en cinq (5) zones :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

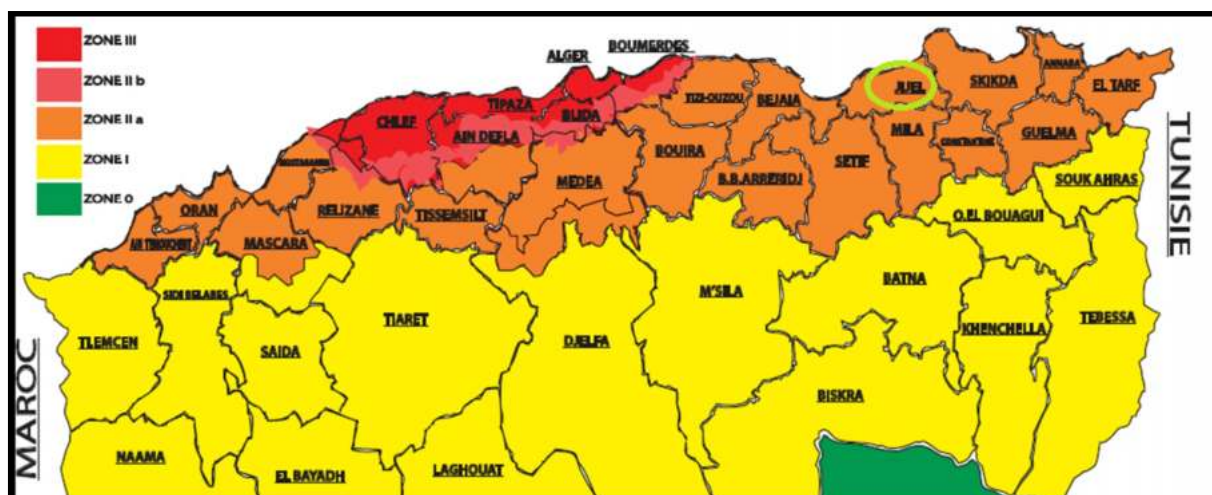


Figure 2-4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

La région de MILLA est classée comme une zone de moyenne sismicité « IIa », selon le règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de ses conditions et de son importance au regard des objectifs visés par la communauté.

N'importe quel ouvrage appartenant à un champ d'application des règlements (Règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA.2008)

pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau 1-3

Notre ouvrage est classé en groupe 1 (pont stratégique), le coefficient d'accélération de la zone ($A=0.25$) qui doit être considéré pour le dimensionnement des ouvrages.

3-3-Données hydrologique :

L'étude hydraulique à pour objectif le calcul des crues à différentes périodes de retour. Pour notre projet nous avons un débit centaine de $159 \text{ m}^3/\text{s}$.

1)-INTRODUCTION :

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

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

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

2)- Critères de choix du type d'ouvrage :

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

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

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

Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

3)- Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

4)-Conception de tablier :

Pour la conception du tablier Nous avons proposé les trois variantes suivantes :

- Pont mixte à poutres métalliques.
- Pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes.
- Pont à poutres en béton armé.

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

4-1-Variante N° 01 : pont mixte :

Les ponts mixtes alliant l'acier et le béton sont constitués d'une ossature métallique porteuse et d'une dalle en béton armé de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un ouvrage monolithique.

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

Les portées économiques de ce mode de construction se situent entre 30 à 110m. Pour cette variante, nous avons choisit deux travées de même longueur de : $L = 33 \text{ m}$.

Pile/Culée	PK
C1	115+634.973
P1	115+667.973
C2	115+700.973

Tableau 3-1:Implantation des appuis

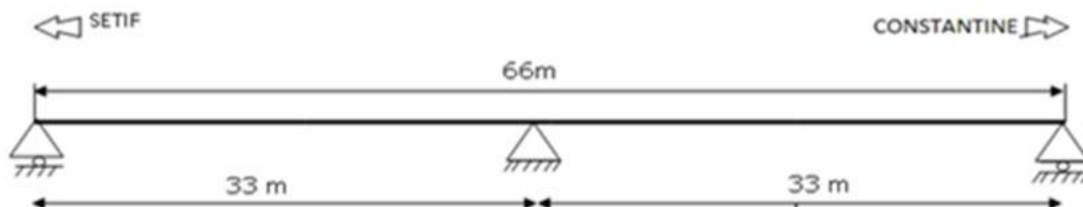


Figure 3-1 :schéma statique

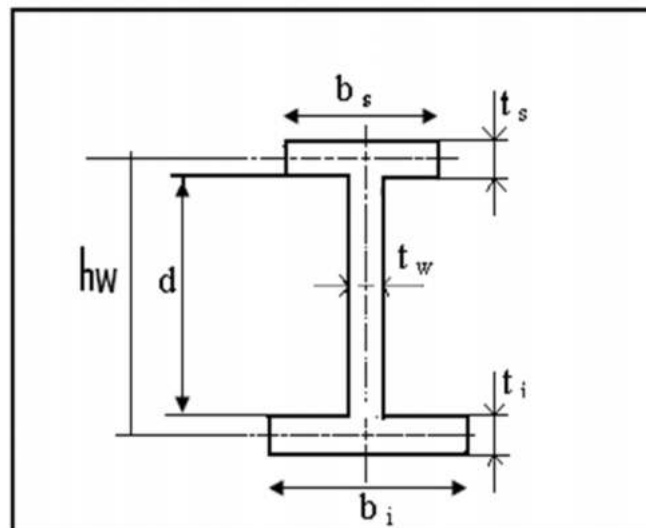


Figure 3-2 : Coupe transversale de la poutre

Le tablier mixte présente des avantages et des inconvénients.

Comme **avantages** on cite :

- La possibilité de franchir de grandes portées.

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

Comme **inconvenients**:

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.

4-2-Variante N° 02 : pont à poutre en béton précontraint:

Le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé (1928). aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil.

L'idée est d'imposer au béton une compression préalable permettant d'empêcher la fissuration qui serait due à des efforts de traction ultérieurs.

Donc, la précontrainte est un procédé qui consiste à créer dans le béton, avant sa mise en service, des efforts intérieurs qui s'opposent aux efforts intérieurs produits par les charges extérieures, le but est de contrebalancer une partie des charges qui sollicitent la structure.

Les portées économiques se situent entre 30 à 35m.

Pour cette variante, nous avons choisit deux travées de même longueur de : **L = 33 m**.

Pile/Culée	PK
C1	115+634.973
P1	115+667.973
C2	115+700.973

Tableau 3-2 : Implantation des appuis

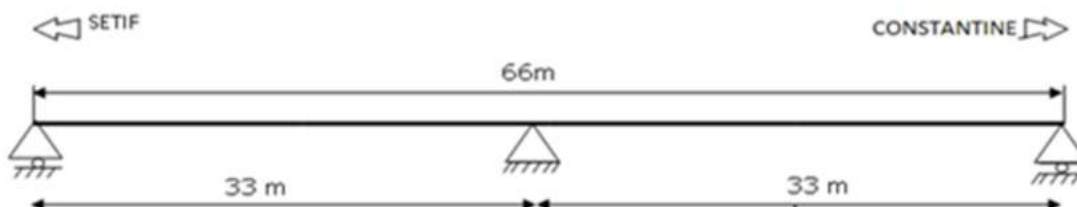


Figure 3-3 :schéma statique

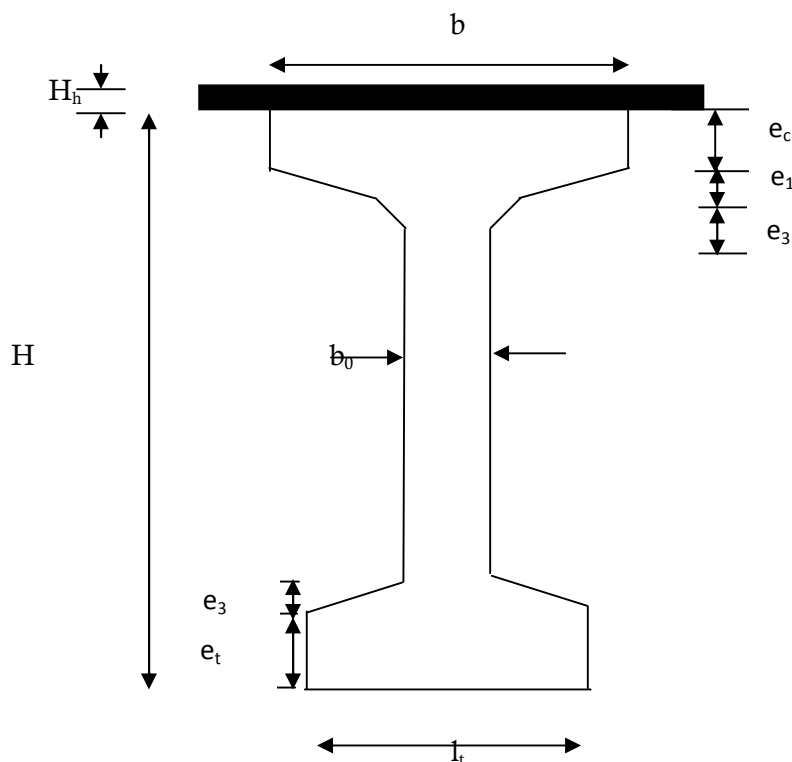


Figure3-4 : Coupe transversale de la poutre section I.

Le tablier à poutre en béton précontrainte présente des avantages et des inconvénients.

Comme **avantages** on cite :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,
- Puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu' à 35m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension.

Comme **inconvénients**:

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer.

4-3-Variante N° 03 : pont à poutre en béton armé:

Les tabliers de ce type sont composés de plusieurs poutres principales en béton armé, de préférence sans talon, supportant un hourdis également en béton armé.

Les poutres présentent, dans les zones d'appui, un épaississement pour satisfaire aux Conditions d'effort tranchant.

De façon systématique, au droit des lignes d'appui, des entretoises en béton armé, Assurent l'encastrement à la torsion des poutres et permettent le levage éventuel du tablier à l'aide de vérins.

Si des entretoises sont également nécessaires en travée, elles seront disposées tous les 5 ou 6 mètres.

Le béton utilisé pour ce type d'ouvrage est de catégorie B 35 au minimum.

L'épaisseur minimale des âmes de poutres est de l'ordre de 30 cm.

L'épaisseur minimale du hourdis est de 18 cm.

Le domaine de portée de ce type de tablier est compris entre 15 et 25 m (27 m maximum pour une travée isostatique).

Pour cette variante, nous avons choisis quatre travées de longueur de : $L_1=16$ m,

$L_2=17$ m, $L_3=17$ m, $L_4=17$ m.

Pile/Culée	PK
C1	115+634.973
P1	115+650.973
P2	115+667.973
P3	115+684.973
C2	700.973

Tableau 3-3 : Implantation des appuis



Figure 3-5 : schéma statique

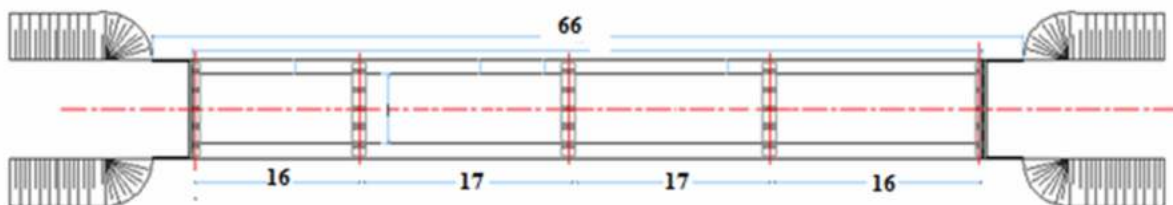


Figure 3-6 Vue en plan

Le tablier à poutre en béton précontrainte présente des avantages et des inconvénients.

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE

Comme **avantages** on cite :

- Portée allant de 10 à 25m.
- Economique du point de vue de consommation du matériau.
- Pour les portée moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques.

Comme **inconvenients**:

- Gamme de portée limitée.
- Les structures continues sont très rigides aux tassements différentiels.
- Pour une longueur d'ouverture de 50m on sera amené à réaliser 3 travées avec des poutres sous-chaussées, ce que nécessitent deux appuis intermédiaires implantés sur le profil en travers.

4-4-Tableau de comparaison :

	Pont mixte	Pont à poutres précontraint	Ponts en Béton armé
Entretien	difficile	facile	facile
Esthétique	Bonne	bonne	mauvaise
Exécution (réalisation)	facile	facile	difficile
Economie	chere	moins chere	moins chere

Tableau 3-5

4-5-Conclusion :

Après la comparaison des trois variantes nous prenons la variante 2 « **pont à poutres en béton précontraint** », il est plus adaptée que les deux autres sur le site vu les avantages cités précédemment.

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.

2)-Béton :

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants, Le béton est le matériau le plus utilisé dans le domaine des bâtiments 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

2-1-Résistance du béton :

Le béton est caractérisé principalement par sa résistance à la compression (f_{cj}) et sa résistance à la traction (f_{tj}), les formules de calcul de ces deux paramètres sont données par :

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

$$f_{cj} = \begin{cases} 27 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0.685 f_{c28} \log(j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour un béton age de J jours on a :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour la dalle:} & 2.7 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis :} & 2.22 \text{ Mpa} \end{cases}$$

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 :

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b * \theta}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & T \geq 24h \\ 0.9 & 1h \leq T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Ou T la durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 1.15 & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

- Contraint limite de service :

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & \text{ouvrage fini (en service)} \\ 0.6 \times f_{c28} & \text{en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

2-3-Déformation longitudinale du béton :

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

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

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

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

- Module de déformation différée (longue durée)

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

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

- Coefficient de poisson :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée.} \end{cases}$$

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.

3)- L'acier :

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

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 FeE500 type 1 avec une limite d'élasticité $f_e = 500$ Mpa, la contrainte de rupture $f_r = 480$ Mpa.

$$\text{pour } \phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4200\text{kg} / \text{cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800\text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$
$$\text{pour } \phi > 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_{en} = 4000\text{kg} / \text{cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2670\text{kg} / \text{cm}^2 \end{cases}$$

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

➤ La limite élastique :

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentée} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite de traction :**

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_c ; \max(110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ; 0.5 f_c) \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_c ; \max(110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ; 0.5 f_c) \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA

➤ **Diagramme contraint - déformation :**

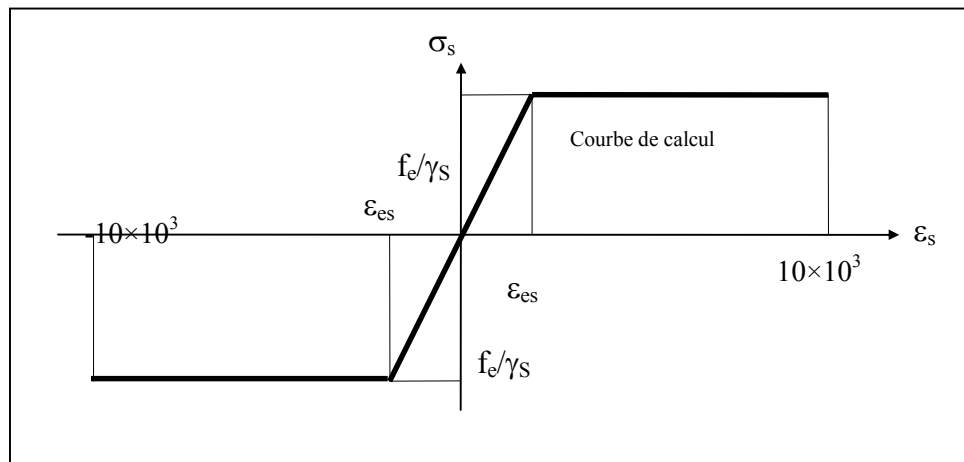


Figure3-1 Diagramme contraintes déformations

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

Les aciers utilisés sont les aciers courant à haute adhérence de classe FeE40 type 1
 $f_c = 500 \text{ Mpa}$ $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

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.



Figure 3-2 : câbles précontraintes

➤ **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 : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e , 110(\eta f_{tj})^{1/2})$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e , 90(\eta f_{tj})^{1/2})$

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

$\eta = 1.6 \rightarrow$ aciers a haute adhérence

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

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

➤ **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.

3-3- Armatures actives pour les poutres :

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

$$A_p = 150 \text{ mm}^2$$

$$F_{prg} = 1770 \text{ MPa.}$$

$$F_{peg} = 1573 \text{ MPa.}$$

$$E_p = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

Relaxation a 1000 h ($r_{1000} = 2.5 \%$)

1)-INTRODUCTION :

Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section I avec un espacement (en axes des poutres) très réduit pour éviter l'emploi des dallâtes à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dans ce chapitre nous allons déterminer aussi les accessoires du tablier (corniches, garde-corps...etc.).

2)- La poutre :

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

2-1- L'espacement entre axes des poutres :

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

L'entraxe des poutres varie de l'ordre 0.9 m à 1.5 m.

Donc : $\lambda = 1.45 \text{ m}$

2-2- Les dimensions de la poutre :

Selon les documents de SETRA :

Élancement de poutres :

Pour la précontrainte :

Lorsque la longueur de la poutre $L=33\text{m}$ et on a $(L/22 \leq h_t \leq L/18)$ donc la hauteur de la poutre h_t varie entre (1.50 et 2.0625) m

L'élancement est fixé pour $h_t = 1.50\text{m}$.

nombre des poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre l'entraxe des poutres d'extrémité et l'espacement : $N=L_a/\lambda$ donc $N= 14.5/1.45= 10$ poutres

Largeur de la table de compression (b) :

$0.6 h_t \leq b \leq 0.9 h_t$ donc $0.90 \leq b \leq 1.05$

On fixe $b = 1.00\text{m}$

Epaisseur de table de compression (e) :

$10 \leq e \leq 13\text{cm}$

$e = 11\text{cm}$.

Largeur de talon (Lt) :

$50\text{cm} \leq L_t \leq 80\text{cm}$

L_t est étai fixé pour $L_t = 55\text{cm}$, cette valeur doit être vérifié par l'étude de la précontrainte.

Epaisseur du talon

On prend $e_t = 25\text{cm}$.

Epaisseur de l'âme :

b_0 est donnée par : $18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$ donc a fixé : $b_0 = 22\text{cm}$

les goussets :

Gousset de la table de compression :

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont voisines de $0.15\text{ m} \times 0.15\text{ m}$ avec une inclinaison sensiblement égale à 45° . Des adaptations sont nécessaires dans la zone de blochet où, selon le cas, le gousset épaisit le nœud de jonction en débord de l'âme sur toute la longueur du blochet ou, au contraire, est progressivement absorbé par le blochet.

$$\alpha_1 = 7.82^\circ \quad \text{donc} \quad e_1 = 0.033\text{m}$$

$$\alpha_2 = 33.69^\circ \quad \text{donc} \quad e_2 = 0.1\text{m}$$

Gousset du talon :

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

$$\alpha_3 = 34.21^\circ \quad \text{donc} \quad e_3 = 0.25\text{m}$$

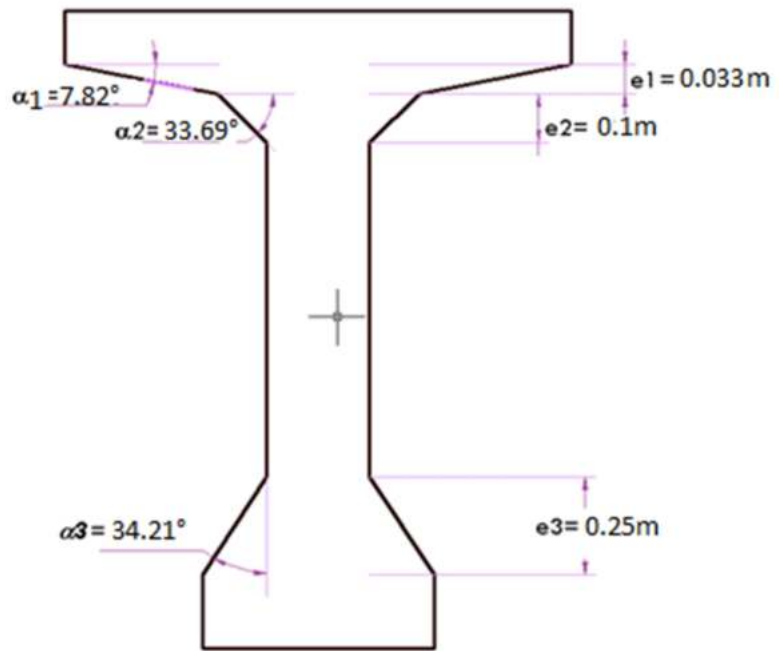


Figure 5-1 schéma représente les goussets et les épaisseurs de la poutre about et à mi travée

3)- La dalle :

Notre dalle est définie comme un hourdis général

-Longueur de la dalle:

La longueur du l'hourdis est égale a la longueur des poutres, $L_d = 33\text{m}$.

-Largeur de la dalle

La largeur de la dalle ou de l'hourdis a était fixé $l_d = 14.5\text{m}$

- Epaisseur de la dalle

En effet L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres (l'entraxe), plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.18 et 0.25m
Donc pour ça : $e_d = 0.20\text{m}$.

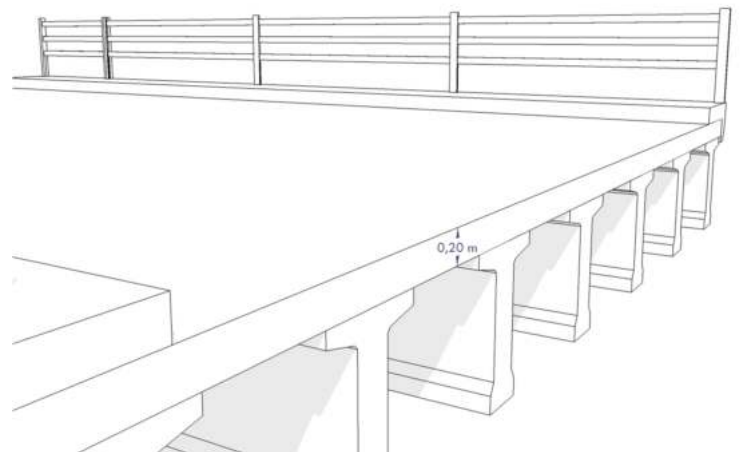


Figure 5-2 dimensions de la dalle

4) -Les équipements d'un pont :

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

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

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

4-1- Etanchéité

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

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

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

Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes.

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

Notre projet consomme environ de 900 m² d'étanchéité.

4-2- La couche de roulement

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

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

Dans notre projet on prendra 10 cm pour la couche de roulement.

Pour notre projet la quantité de béton bitumineux est de 181.5 t.

4-3- Les corniches

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

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

4-4- Assainissement

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

4-5- Joints de chaussée

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

4-6- Les dispositions retenues

*** Les garde-corps**

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

- Les garde-corps de type S
- Les garde-corps de type I
- Les garde-corps de type U

On prend la hauteur de garde-corps 1.10 m

*** Les glissières de sécurité**

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

- Les glissières rigides ;
- Les glissières souples
- Les glissières élastiques.

* Les barrières de NEW JERSEY :

C'est un barrière en béton armé son rôle est de séparer les deux sens de l'autoroute. Sa densité est $2.5t/m^3$.

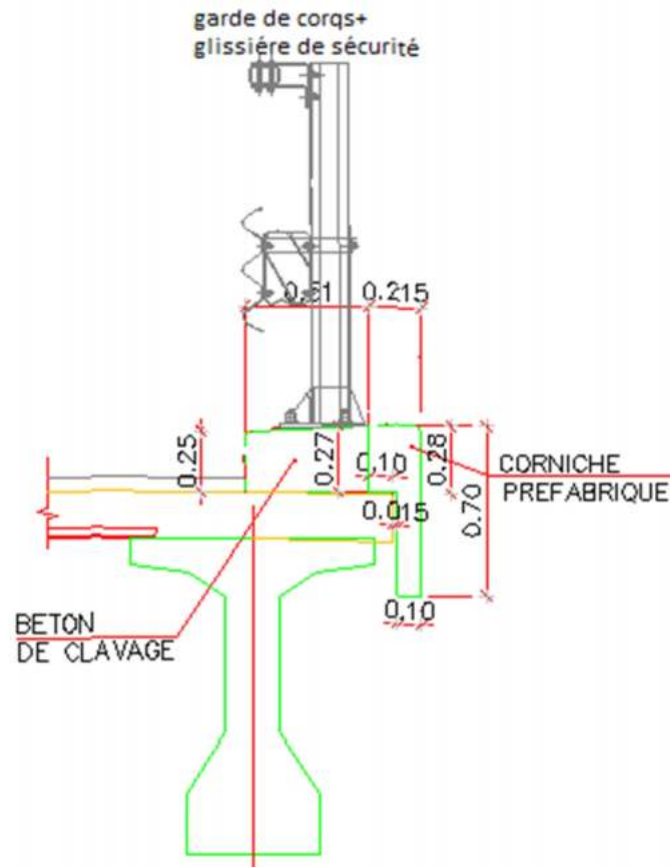


Figure5-3 équipement du pont

CHAPITRE V: CARRACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

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

Préambule :

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

5-1-Notation et formulation des caractéristiques géométriques :

$$V = \frac{S_{\Delta \text{ net}}}{B_{\text{nette}}} \text{ et } V = H - V'$$

$$B_{\text{brute}} = X \times Y$$

$$S_{\Delta \text{ brut}} = B_{\text{brute}} \times Z$$

$$I_{\Delta \text{ brute}} = \sum I_0 + B_{\text{brute}} \times Z^2$$

$$B_{\text{nette}} = 95\% B_{\text{brute}}$$

$$S_{\Delta \text{ net}} = 95\% S_{\Delta \text{ brut}}$$

$$I_{\Delta \text{ net}} = 90\% I_{\Delta \text{ brute}}$$

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

$$P = I_G / (V \times V' \times B_{\text{nette}})$$

Telles que:

V' , V : la position de centre de gravité de l'élément

Δ : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure extrême.

B_{brutes} : la section brute de l'élément.

B_{nette} : la section nette de l'élément.

I_0 : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément.

$I_{\Delta \text{ brute}}$: le moment d'inertie brute par rapport à l'axe Δ

$I_{\Delta \text{ net}}$: le moment d'inertie net par rapport à l'axe Δ

$S_{\Delta \text{ brut}}$: Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe Δ .

$S_{\Delta \text{ net}}$: Le moment statique net de l'élément par rapport à l'axe Δ

Z : la distance entre le centre gravité de l'élément et leur fibre inférieure extrême.

p : le rendement géométrique de cet élément.

$I_0 = bh^3/12$ pour un élément rectangulaire ; et $I_0 = bh^3/36$ pour un élément triangulaire.

5-2-Caractéristiques géométriques de la poutre

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ = BxZ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/ Δ =I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
Rectangle 1	22	150	3300	75	247500	6187500	24750000
Rectangle2x2	39	11	858	144.5	123981	8651.5	17923906
Rectangle3x2	15	3.3	99	137.35	13597.65	89.842	1867727.07
Rectangle4x2	16.5	25	825	12.5	10312.5	42968.75	171875
Triangle1x2	24	3.3	79.2	137.9	10921.68	47.916	1506147.588
Triangle2x2	15	10	150	132.367	19855.05	833.334	2628986.737
Triangle3x2	16.5	25	412.5	33.33	13748.625	14322.917	472564.588

Tableau 5-1

Donc pour l'ensemble des parties :

CHAPITRE V: CARRACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

$B_{brute} (cm^2)$	5723.7
$B_{nette} (cm^2)$	5437.515
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	439916.505
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	417920.680
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	49321206.98
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	44389086.28

Tableau 5-2

$$V' = \frac{S/\Delta_{nette}}{B_{nette}} \quad \text{donc} \quad V' = 76.859 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 73.141 \text{ cm}$$

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

$$I_G = 15509664.32 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 13958697.89 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0.4820$$

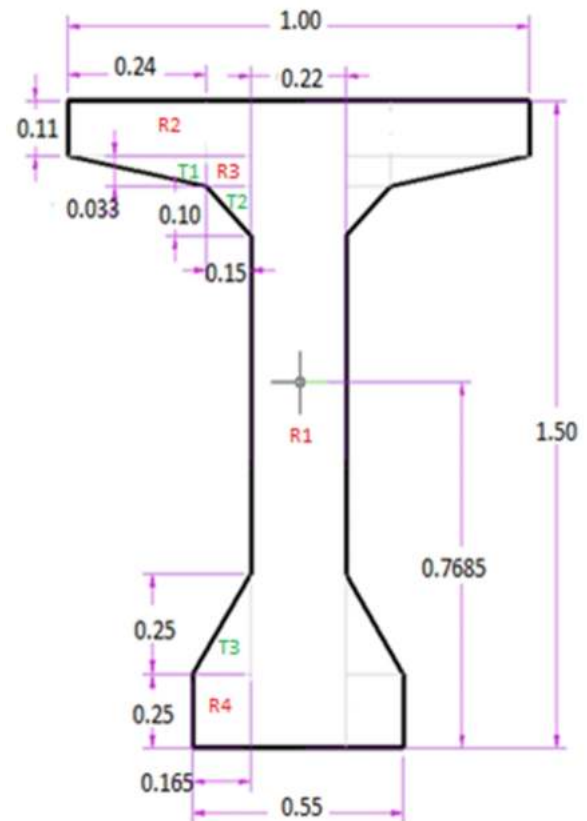


Figure 5-4 es dimensions de la section de la poutre

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm ⁴)	$I_n = 0.9 \times I_G$ (cm ⁴)	rendement géométrique (p)
76.859	73.141	15509664.32	13958697.89	0.4820

Tableau 5-3

Conclusion :

Donc parce que $p = 48.20\%$

La section poutre a mi travée correspondante à **une bonne réparation de la matière.**

5-3- Caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis

5-3-1- Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire+l'hourdis

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm ⁴)
Section poutre	-	-	5723.7	76.859	439917.858	15509664.32	49321310.99
Section de l'hourdis	145	20	2900	160	464000	96666.667	74336666.67

Tableau 5-4

CHAPITRE V: CARRACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	8623.7
$B_{nette} (cm^2)$	8192.515
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	903917.858
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	858721.965
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	123657977.700
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	111292179.900

Tableau 5-5

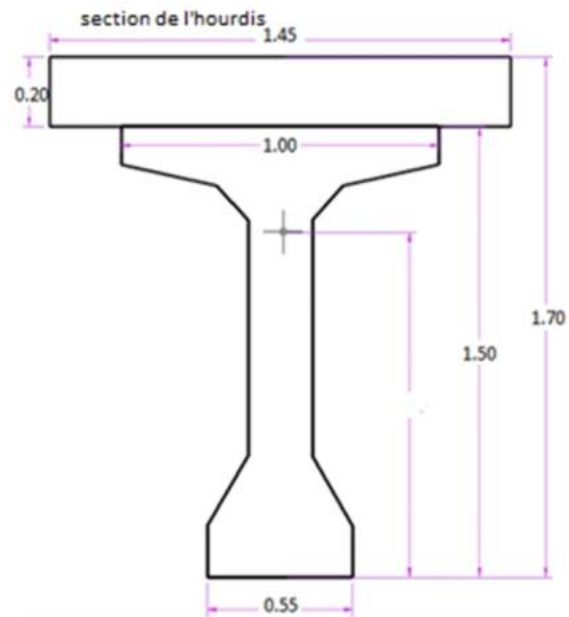


Figure 5-5 les dimensions de la section de la poutre+l'hourdis à mi-travée

$$V' = \frac{S/\Delta_{nette}}{B_{nette}} \quad \text{donc} \quad V' = 104.818 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad \text{donc} \quad V = 65.182 \text{ cm}$$

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

$$\text{Donc} \quad I_G = 28911115.66 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 26020004.09 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:

$$p = \frac{I_G}{V \times V' \times B} = 0.4907$$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm ⁴)	$I_n = 0.9 \times I_G$ (cm ⁴)	rendement géométrique (p)
104.818	65.182	28911115.66	26020004.09	0,4907

Tableau 5-6

Conclusion :

Donc parce que on a $p=49.07\%$

La section poutre a mi travée correspondante à **une bonne réparation de la matière.**

5-3-2- Caractéristiques géométriques de la poutre de rive+l'hourdis

Désignation	X (cm)	Y (cm)	B (cm ²)	Z (cm)	$S/\Delta = B \times Z$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$ (cm ⁴)
Section poutre	-	-	5723.7	76.859	439917.858	15509664.32	49321310.99
Section de l'hourdis	123	20	2460	160	393600	82000	63058000

Tableau 5-7

CHAPITRE V: CARRACTERISTIQUES DES ELEMENTS DE TABLIER

Donc pour l'ensemble des parties :

$B_{brute} (cm^2)$	8183.7
$B_{nette} (cm^2)$	7774.515
$S/\Delta_{brute} (cm^3)$	833517.858
$S/\Delta_{nette} (cm^3)$	791841.965
$I/\Delta_{brute} (cm^4)$	112379311.000
$I/\Delta_{nette} (cm^4)$	101141379.900

Tableau 5-8

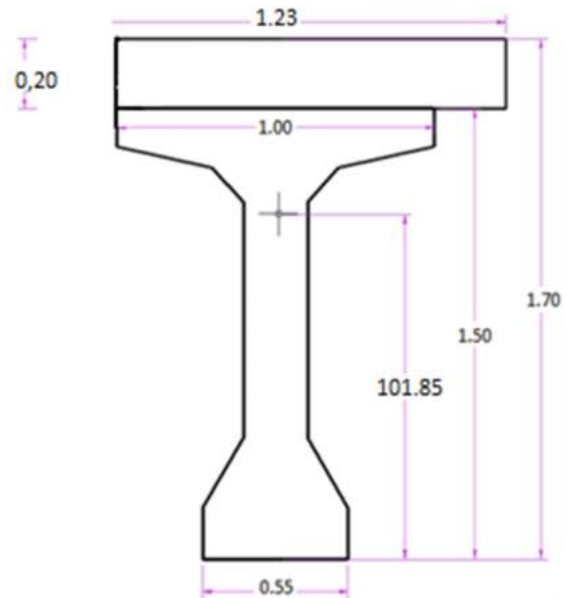


Figure 5-6 les dimensions de la section de la poutre de rive+l'hourdis

$$V' = \frac{S_{nette}}{B_{nette}} \quad \text{donc } V' = 101.851 \text{ cm} \quad V = h - V' \quad \text{donc } V = 68.149 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{br} - S/\Delta_{br} \times V' \quad \text{Donc } I_G = 27484683.64 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 \times I_G = 24736215.28 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique: $p = \frac{I_n}{V \times V' \times B} = 0.5093$

V' (cm)	V (cm)	$I_G = I/\Delta - S/\Delta \times V'$ (cm ⁴)	$I_n = 0.9 \times I_G$ (cm ⁴)	rendement géométrique (p)
101.851	68.149	27484683.64	24736215.28	0.5093

Tableau 5-9

Conclusion :

Donc parce que on a $P=50.93\%$

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

1)- INTRODUCTION :

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

2)- Calcul Des Charges :

2-1- L'élément poutre :

Surface de poutre $S=0.572m^2$.

La longueur de poutre $L=33m$.

Poids propre de la poutre $P_p=0.572*2.5=1.43t/ml$

2-2- L'élément dalle :

Épaisseur de la dalle est de 20 cm.

$P_D = [(0.2 \times 1.45 \times 8) + (0.2 \times 1.23 \times 2)] \times 2.5 = 7.03 \text{ t/ml}$.

Donc Pour C_p :

$C_p = P_p + P_D = 1.43 + 7.03 = 8.46 \text{ t/ml}$.

Donc on a la charges permanente : $C_p = 8.46 \text{ t/ml}$.

2-3- calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

Le revêtement et l'étanchéité :

Poids des revêtements + chapes d'étanchéité

$P_r = (0.07 + 0.03) \times 2.2 \times 13.5$ Donc

$P_r = 2.97 \text{ t/ml}$.

la corniche:

$S_c = 0.234 \text{ m}^2$

S_c : c'est la surface de la corniche transversalement.

Donc $P_c = 0.234 \times 2.5 = 0.585 \text{ t/ml}$

Glissière de sécurité :

$P_{gs} = 0.06 \text{ t/ml}$

Garde corps :

$P_{gc} = 0.10 \text{ t/ml}$.

En fin on a :

$CCP = 2.97 + 0.585 + 0.06 + 0.10 = 3.825 \text{ t/ml}$

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

Donc on a les résultats suivants :

Eléments		Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	POUTRES	14.3	457.6
	DALLE	7.03	224.96
CCP	REVETEMENT ETANCHITTE	2.97	95.04
	G CORPS	0.1	3.2
	GLISSIERE S	0.06	1.92
	BARRIERE NEW GERSEY	0.378	12.096
	CORNICHE	0.585	18.72
POIDS TOTALE DE TABLIER		25.423	813.536

Tableau6-1 : Poids totale de tablier

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

$$R_A = R_B = G * L / 2 = 25.423 * 32 / 2 = 406.768 \text{ t}$$

Moment fléchissant: à (x=L/2)

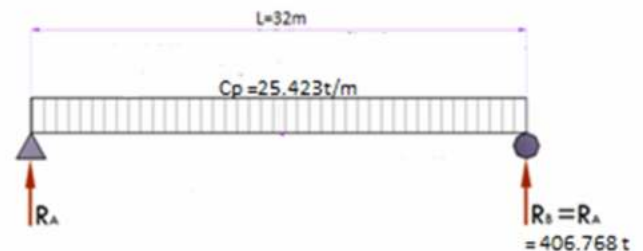
$$M \left(\frac{L}{2} \right) = G * L^2 / 8 = 25.423 * 32^2 / 8 = 3254.144 \text{ t.m}$$

L'effort tranchant: à (x=L/4)

$$T (L/4) = R_A - 25.423 * L / 4 = 203.384 \text{ t}$$

Moment fléchissant: à (x=L/4)

$$M (L/4) = R_A * L / 4 - 25.423 * L^2 / 32 = 2440.608 \text{ t.m}$$



3)- Calcul Des Surcharges :

SELON FASCICULE N°61 TITRE II

3-1- Caractéristiques du pont :

1*Classe du pont :

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur roulable, tous les ponts supportant des chaussées roulable $L_r \geq 7\text{m}$ sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II).

Dans notre cas on a la largeur roulable = 13.5 m

Donc : le pont est classé en 1^{ère} classe

2*Nombre des voies :

Dans notre projet on a

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

$$L_r = 13.5 \text{ m.}$$

$$L_c = 10.5 \text{ m} + \text{une bande d'urgence d'arrêt de 2m.}$$

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3.5 de leur largeur chargeable.

$$n = \frac{L_c}{3.5}$$

Donc $n = \frac{10.5}{3.5} = 3$

d'où

$n = 3$

3*Largeur de voie :

Les voies de circulation d'une même $V_o=3.5\text{m}$, D'après le fascicule 61 titre II (pont 1^{ère} classe)

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

- * La surcharge de type A(L)
- * Système B : (B_c , B_t , et B_r)
- * La surcharge militaire M_{C120}
- * Le convoi exceptionnel D_{240}

3-2- Evaluation des surcharges (T ; M) maximum

3-2-1- système A(l) :

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

Tell que L : la longueur de la poutre

$$A(L) = 230 + 36000 / (33 + 12) = 1030\text{Kg/m}^2 = 1.03\text{t/m}^2$$

Déterminer a_1, a_2 :

a_1 Est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

$$a_2 = V_o / V$$

$$V = L_c / N = 10.5 / 3 = 3.5 \text{ m}$$

V_o : dépend de la classe, on a 1^{ère} classe

Donc $V_o = 3,5 \text{ m}$

$$a_2 = 3.50 / 3.50 = 1.00 \text{ donc } a_2 = 1.00$$

Nb VOIES CHARGÉES		1	2	3
Classe du pont	1 ^{ère}	1	1	0.9
	2 ^{ème}	1	0.9	-
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-

Tableau6-2 les valeurs des coefficients a_1

1^{ère} cas : une voie chargée

Pont de 1^{ère} classe.

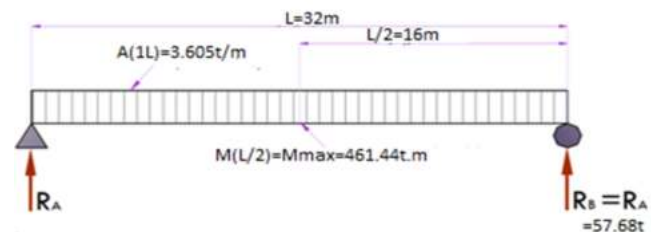
Nombre des voies chargées égales à 2.

D'après le tableau d' a_1 :

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1$$

$$A(1L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V_o$$

$$A(1L) = 1.03 \times 1 \times 1 \times 3.50 = 3.605 \text{ t/ml}$$



***L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)**

$$R_A=R_B= A (1L) \times \frac{L}{2} = 3.605 \times \frac{32}{2} = 57.680 \text{ t}$$

*** Moment fléchissant: à (x=L/2)**

$$M\left(\frac{L}{2}\right)=A(1L)\times\frac{L^2}{8}=3.605\times\frac{32^2}{8}=461.440\text{t.m}$$

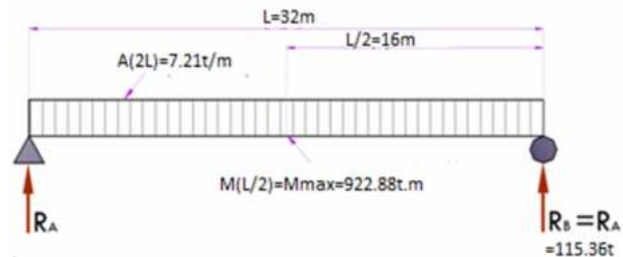
2^{ème} cas : deux voies chargées

Pont de 1^{ère} classe.

Nombre des voies chargées égales à 2.

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = 1$$

$$A (2L) = 1.03 \times 1 \times 1 \times 3.50 \times 2 = 7.21 \text{ t/ml}$$



***L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)**

$$R_A=R_B= A (2L) \times \frac{L}{2} = 7.21 \times \frac{32}{2} = 115.360 \text{ t}$$

Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right)= A (2L) \times \frac{L^2}{8} = 7.21 \times \frac{32^2}{8} = 922.880 \text{ t.m}$$

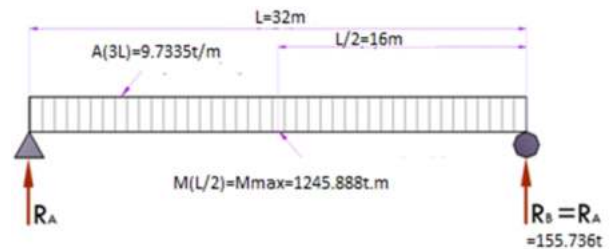
3^{ème} cas : trois voies chargées

Pont de 1^{ère} classe.

Nombre des voies chargées égales à 3.

$$a_1 = 0.9 \text{ et } a_2 = 1$$

$$A (3L) = 1.03 \times 0.9 \times 1 \times 3.50 \times 3 = 9.7335 \text{ t/ml}$$



***L'effort tranchant: à (x=0) (réaction MAX)**

$$R_A=R_B= A (3L) \times \frac{L}{2} = 9.7335 \times \frac{32}{2} = 155.736 \text{ t}$$

Moment fléchissant: à (x=L/2)

$$M\left(\frac{L}{2}\right)= A (3L) \times \frac{L^2}{8} = 9.7335 \times \frac{32^2}{8} = 1245.888 \text{ t.m}$$

3-2-2- système B:

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

-Le système B_c se compose de camions types.

-Le système B_r se compose d'une roue isolée.

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

Les deux premiers systèmes B_c, B_r s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe (fascicule 61 titres II).

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

Calcul des coefficients de majoration dynamique :

*Le sens physique de ce coefficient :

Les calculs des réactions se fait en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et M_C sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

TEL QUE:

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres

G : sa charge permanente

S : sa charge maximale de B

3-2-2-1-système Bc:

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

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

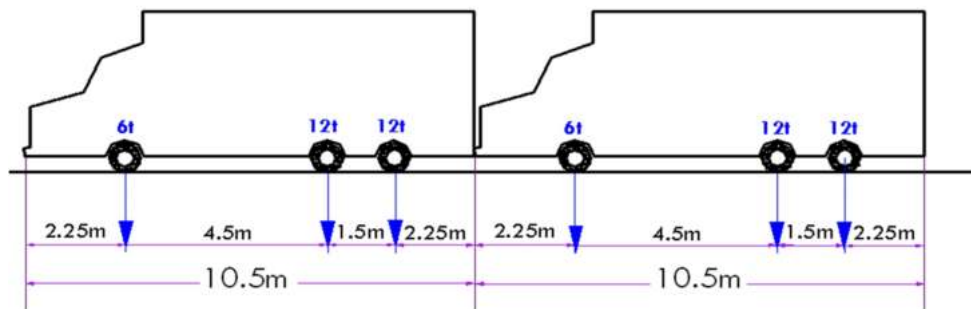


Figure6-1 : système Bc longitudinalement

Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :

1^{ère} cas : une file de Bc

Coefficient bc :

Pont de 1^{ère} classe.

Nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau de bc :

$$b_c = 1.20$$

NB FILES CONSIDERES		1	2	3
Classe du pont	1 ^{ère}	1.20	1.10	0.95
	2 ^{ème}	1.00	1.00	-
	3 ^{ème}	1.00	0.8	-

Tableaub-3 Tableau de coefficients bc

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que :

$$S = 60t \times 1.2$$

$$G = 813.536 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 32} + \frac{0,6}{1+4\frac{813,536}{60 \times 1,2}} \text{ Donc } \delta_1 = 1.067$$

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

2^{ème} cas : deux files de Bc

Coefficient bc :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargées = 2

D'après le tableau d'bc : bc = 1.10

Coefficient majoration dynamique :

Tell que :

$$S=120t \times 1.1$$

$$G=813.536 t$$

$$\begin{aligned} \delta &= 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 32} + \frac{0,6}{1+4\frac{813,536}{120 \times 1,1}} \\ \text{Donc } \delta_2 &= 1,077 \end{aligned}$$

3^{ème} cas : trois files de Bc

Coefficient bc :

Pont de 1ere classe nombre de voies chargées = 3

D'après le tableau d'bc : bc = 0.95

Coefficient majoration dynamique :

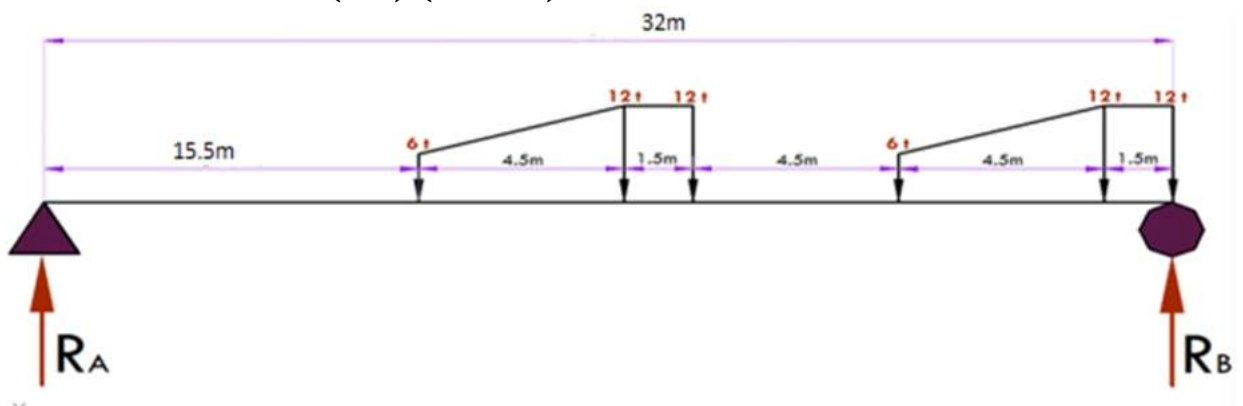
Tell que :

$$S=180t \times 0,95$$

$$G=813.536 t$$

$$\begin{aligned} \delta &= 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 32} + \frac{0,6}{1+4\frac{813,536}{180 \times 0,95}} \\ \text{Donc } \delta_3 &= 1,084 \end{aligned}$$

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)



1^{ère} cas : une file de Bc

$$\sum M_{/B} = 0 \text{ donc on a : } R_A \times 32 = 12 \times 1,5 + 6 \times 6 + 10,5 \times 12 + 12 \times 12 + 16,5 \times 6 = 423 \text{ t.m}$$

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

Donc $R_A = 423/32 = 13.219$ t donc $R_B = R_{MAX} = 60 - 13.219 = 46.781$ t
 $R(1Bc) = R_B \times bc(1vois) \times \delta_1 = 46.781 \times 1.2 \times 1.067 = 59.898$ t

2^{ème} cas : deux files de Bc

$R(2Bc) = R_B \times bc(2vois) \times 2 \times \delta_2 = 46.781 \times 1.1 \times 2 \times 1.077 = 110.843$ t

3^{ème} cas : trois files de Bc

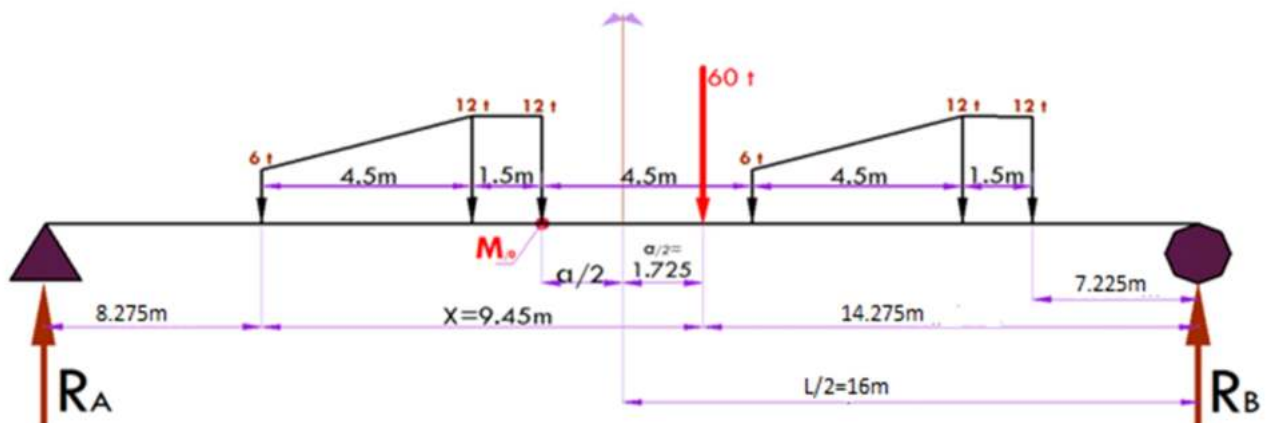
$R(3Bc) = R_B \times bc(3vois) \times 3 \times \delta_3 = 46.781 \times 0.95 \times 3 \times 1.084 = 144.525$ t

Moment fléchissant: « théorème de MR BARRES »

Théorème :

« Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) est la résultant r de tout les charge selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

D'après M^R BARRES



$M_{/A}^T = R \times X$; Donc $X = 9.45$ m

$X = \frac{1}{60} \times (12 \times 4.5 + 12.6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5) = 9.45$ m

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

$M_{Bc}^T = M/0$

$\sum M_{/A} = 0$ donc

$R_B = \frac{1}{32} (6 \times 8.275 + 12 \times 12.775 + 12 \times 14.275 + 6 \times 18.775 + 12 \times 23.275 + 12 \times 24.775)$

$R_B = 33.234$ t implique que $R_A = 60 - 33.234 = 26.766$ t

$M_{/0} = R_A \times 14.275 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5 = 328.085$ t.m

1^{ère} cas : une file de Bc

$M_{Bc1} = M_{/0} \times bc \times \delta_1 = 328.085 \times 1.2 \times 1.067 = 420.080$ t.m

2^{ème} cas : deux files de Bc

$M_{Bc2} = M_{/0} \times n_{vois} \times bc \times \delta_2 = 328.085 \times 1.1 \times 1.077 \times 2 = 777.365$ t.m

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

3^{ème} cas : trois files de Bc

$$M_{Bc3} = M_{/0} \times n_{bvoies} \times bc \times \delta_3 = 328.085 \times 0.95 \times 1.084 \times 3 = 1013.586 \text{ t.m}$$

3-2-2-2- système Bt:

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

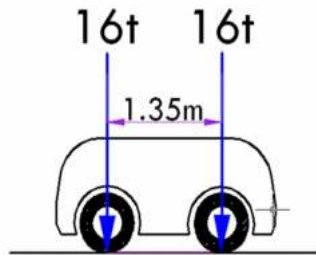


Figure6-2 : système B, longitudinalement

Calcul des coefficients majoration dynamique, et coefficients bt :

Coefficient bt :

Pont de 1ere classe

D'après le tableau d'bt : bt = 1.00

B FILES CONSIDERES		bt
Classe du pont	1ère	1.00
	2ème	0.9

Tableau6-4 : Tableau de coefficients bt

1^{ère} cas : un tandem de Bt

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que :

$$S = 32 \text{ t} \times 1.0$$

$$G = 813.536 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 32} + \frac{0.6}{1+4\frac{813.536}{32 \times 1.00}}$$

$$\text{Donc } \delta_1 = 1.060$$

2^{ème} cas : deux tandems de Bt

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que :

$$S = 64 \text{ t} \times 1.0$$

$$G = 813.536 \text{ t}$$

$$\delta = \left[1 + \frac{0,4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \right] = 1 + \frac{0,4}{1+0.2 \times 32} + \frac{0.6}{1+4\frac{813.536}{64 \times 1.00}}$$

$$\text{Donc } \delta_2 = 1.066$$

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

1^{ère} cas : un tandems de Bt

$\sum M_{/B} = 0$ donc on a :

$$R_A \times 32 = 16 \times 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{16 \times 1.35}{32} = 0.675 \text{ t}$$

$$R_B = 32 - 0.675 = 31.325 \text{ t}$$

$$R_{\text{MAX}} (1\text{Bt}) = R_B \times b_t \times \delta_1 = 31.325 \times 1.00 \times 1.060 = 33.204 \text{ t}$$

2^{ème} cas : deux tandem de Bt

$$R_{\text{MAX}} (2\text{Bt}) = R_B \times b_c \times n_{\text{voies}} \times \delta_2 = 31.325 \times 1.00 \times 2 \times 1.066 = 66.785 \text{ t}$$

***Moment fléchissant: « théorème de MR BARRES »**

A cause de la symétrie $R_B = R_A = 16 \text{ t}$.

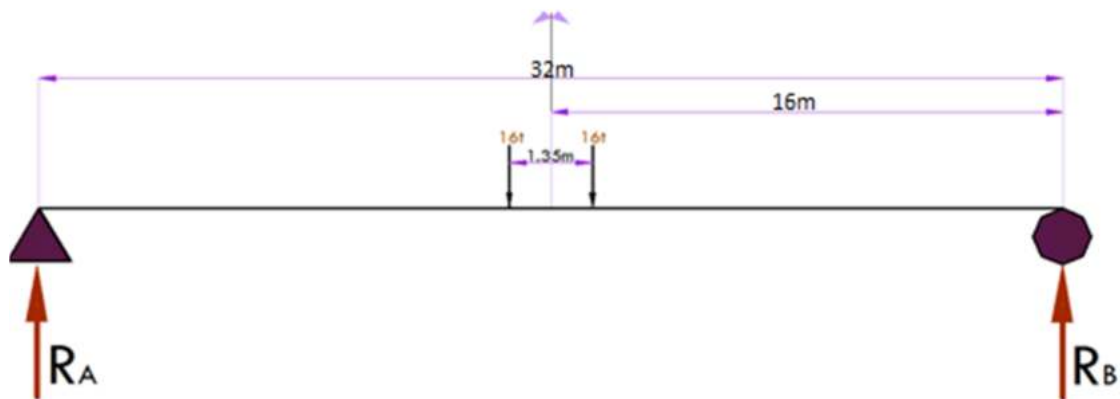
$$M \left(\frac{L}{2} \right) = M_{\text{BT}} = R_A \times 16 - 16 \times 1.35 / 2 = 245.200 \text{ t.m}$$

1^{ère} cas : un tandem de Bt

$$M_{\text{Bt1}} = M_{\text{BT}} \times b_t \times \delta_1 = 245.200 \times 1.0 \times 1.060 = 259.912 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : deux tandems de Bt

$$M_{\text{Bt2}} = M_{\text{BT}} \times n_{\text{voies}} \times b_t \times \delta_2 = 245.200 \times 1.0 \times 1.066 \times 2 = 522.766 \text{ t.m}$$



3-2-2-3- système Br:

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

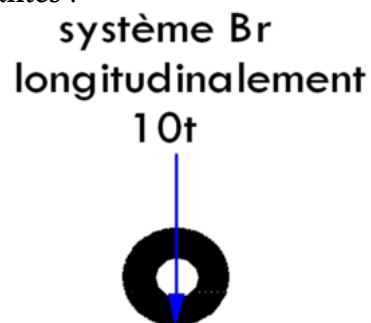


Figure6-3 : système Br longitudinalement

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

Calcul du coefficient majoration dynamique:

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

$$G=813.536 \text{ t}$$

$$\delta=1+\frac{0,4}{1+0,2L}+\frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}=1+\frac{0,4}{1+0,2 \times 32}+\frac{0,6}{1+4\frac{813,536}{10}}$$

$$\text{Donc } \delta=1.056$$

L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)

$$R(\text{Br}) = R_B \times \delta = 10.00 \times 1.056 = 10.560 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

A cause de la symétrie $R_B = R_A = 5 \text{ t}$.

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{\text{Br}} = R_A \times 32/2 = 80 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{Br}} \times \delta = 80 \times 1.056 = 84.480 \text{ t.m}$$

3-2-3- système Mc120:

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

- masse totale : 110t
- longueur d'une chenille : 6.10m
- largeur d'une chenille : 1.00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément réparti

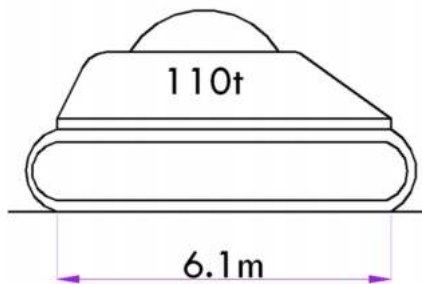


Figure 6-4 : convois Mc₁₂₀ longitudinalement

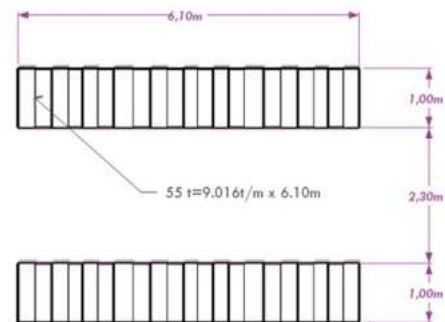


Figure 6-5 : espace d'impact du convoi Mc₁₂₀

Calcul du coefficient majoration dynamique :

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

$$G=813.536 \text{ t}$$

$$\delta=1+\frac{0,4}{1+0,2 \times 32}+\frac{0,6}{1+4\frac{813,536}{110}}$$

$$\text{Donc } \delta=1.074$$

***L'effort tranchant: à (x=0) (réaction)**

$\sum M/B=0$ donc on a :

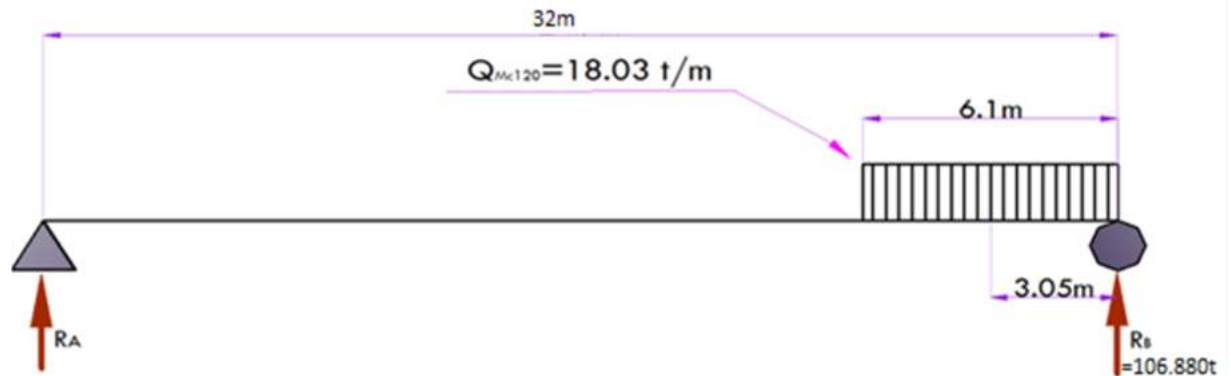
$$R_A \times 32 = 110 \times 3.05 \text{ m}$$

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

Donc $R_A = \frac{110 \times 3.05}{32} = 10.484 \text{ t}$

$R_B = R_{Mc120} = 110 - 10.484 = 99.516 \text{ t}$

$R(\text{MAX}) = R_B \times \delta = 99.516 \times 1.074 = 106.880 \text{ t}$



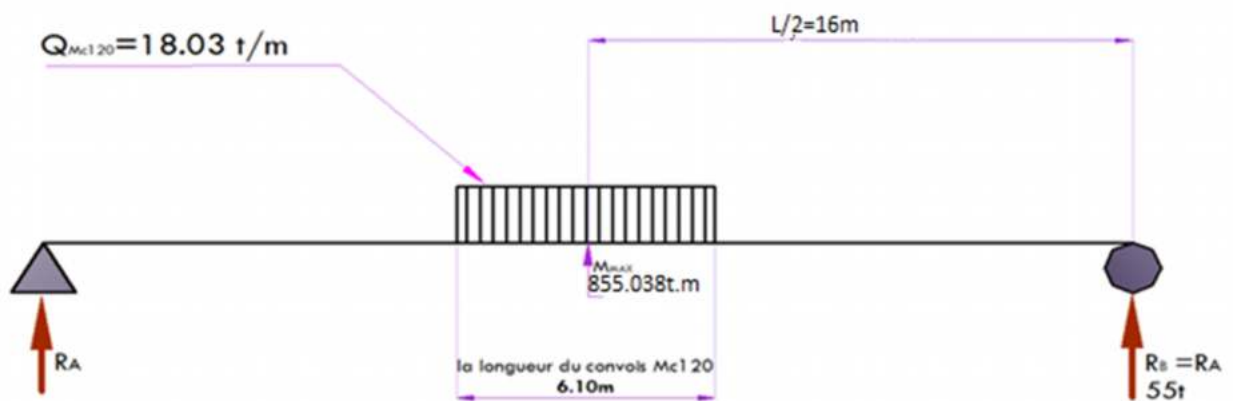
***Moment fléchissant: à (L/2)**

A cause de la symétrie $R_B = R_A = 55 \text{ t}$.

$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{Mc120} = R$

$R_A \times \frac{32}{2} - 55 \times \frac{3.05}{2} = 796.125 \text{ t.m}$

$M_{\text{max}} = M_{Mc120} \times \delta = 796.125 \times 1.074 = 855.038 \text{ t.m}$



3-2-4- système D 240 « charge exceptionnelles »:

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et 18.60m de long.

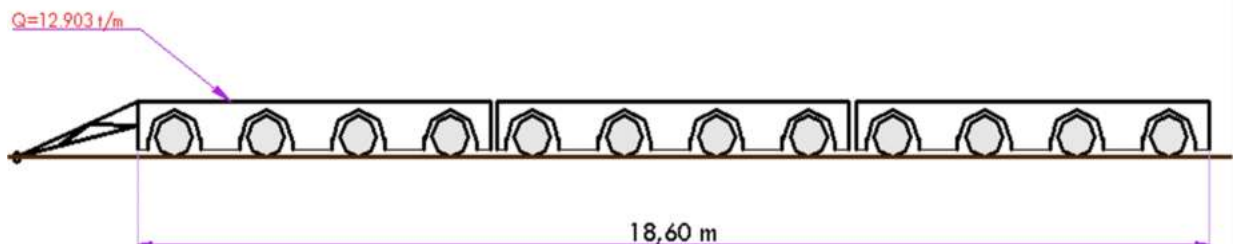


Figure6-6 : convoi D₂₄₀ longitudinalement

CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

*L'effort tranchant: à (x=0)

(réaction)

$\sum M_{/B}=0$ donc on a :

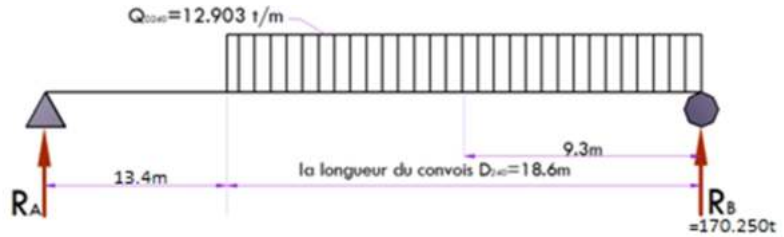
$$R_A \times 32 = 240 \times 9.30\text{m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{240 \times 9.30}{32} = 69.750\text{t}$$

$$R_B = R_{\text{MAX}} =$$

$$R_{(D240)} = 240 - 69.750 =$$

$$170.250\text{ t}$$

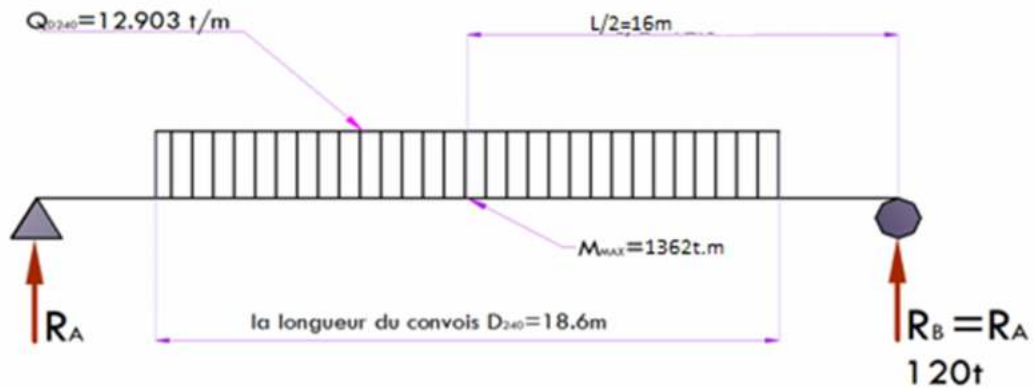


*Moment fléchissant: à (L/2)

A cause de la symétrie $R_B = R_A = 120\text{ t}$.

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = M_{\text{max}} = R_A \times \frac{32}{2} - 120 \times \frac{9.30}{2} = 1362.000\text{ t.m}$$

$$M_{D240} = M_{\text{max}} = 1362.000\text{ t.m}$$



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les charges et Les surcharges		Reaction (t)	Réaction par poutre R0 (t)	Moments (t.m)	Moment par poutre M0 (t.m)	
Charge Permanente	G	406.768	40.6768	3254.144	325.4144	
Surcharge A(L)	1 voie	57.680	5.7680	461.440	46.1440	
	2 voies	115.360	11.5360	922.880	92.2880	
	3 voies	155.736	15.5736	1245.888	124.5888	
Surcharge B	Bc	1 file	59.898	5.9898	420.080	42.0080
		2 files	110.843	11.0843	777.365	77.7365
		3 files	144.525	14.4525	1013.586	101.3586
	Bt	1 tandem	33.204	3.3204	259.912	25.9912
		2 tandems	66.785	6.6785	522.766	52.2766
	Br	10.560	1.0560	84.480	8.4480	
Convoi	Mc120	106.880	10.6880	855.038	85.5038	
	D240	170.250	17.0250	1362.000	136.2000	

Tableau 6-5 des sollicitations maximums dus aux charges et surcharges

*CONCLUSION :

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

$$\begin{aligned} R_{MAX} &= R_G + \text{Max} [(1.2 \text{Max} (R_{A(L)}, R_{Bc}, R_{Mc120})) ; (R_{D240})] \\ &= 406.768 + \text{Max} [(1.2 \text{Max} (155.736, 144.525, 106.880)) ; 170.250] \\ &= 406.768 + \text{Max} (186.883 ; 170.250) \end{aligned}$$

$$\text{Donc } R_{MAX} = 593.651 \text{ t}$$

Le moment fléchissant maximum le plus défavorable sous la combinaison suivante :

$$\begin{aligned} M_{MAX} &= M_G + \text{Max} [(1.2 \text{Max} (M_{A(L)}, M_{Bc}, M_{Mc120})) ; (M_{D240})] \\ &= 3254.144 + \text{Max} [(1.2 \text{Max} (1245.888, 1013.586, 855.038)) ; 1362.000] \\ &= 3254.144 + \text{Max} (1495.066 ; 1362.000) \end{aligned}$$

$$\text{Donc } M_{MAX} = 4749.210 \text{ t.m}$$

3-3) évaluation des sollicitations (T ; M) pour L/4 :

3-3-1- système A(l) :

1^{ème} cas : une voie chargée

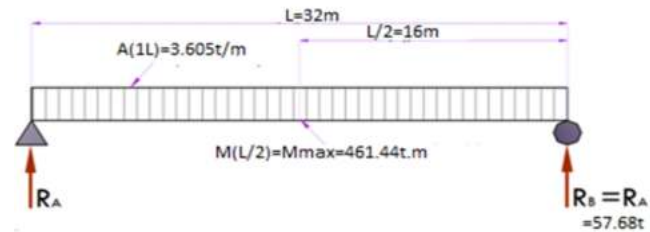
$$A(1L) = 3.605 \text{ t/ml}$$

*L'effort tranchant:

$$R_A = R_B = A(1L) \times \frac{L}{2} = 3.605 \times \frac{32}{2} = 57.680 \text{ t}$$

$$T(L/4) = R_B - A(1L) \times \frac{L}{4} = 57.680 - 3.605 \times \frac{32}{4} = 28.840 \text{ t}$$

$$T(L/4)_P = 26.55 \text{ t}$$



* Moment fléchissant:

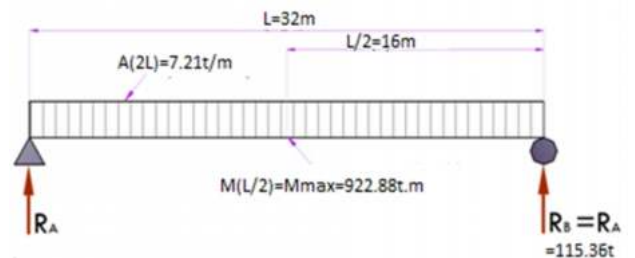
$$M\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3}{4} \times A(1L) \times \frac{L^2}{8} = \frac{3}{4} \times 3.605 \times \frac{32^2}{8} = 346.080 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : deux voies chargées

$$A(2L) = 7.210 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant:

$$\begin{aligned} T(L/4)_P &= R_B - A(2L) \times \frac{L}{4} \\ &= 115.367.210 \times \frac{32}{4} = 57.680 \text{ t} \end{aligned}$$

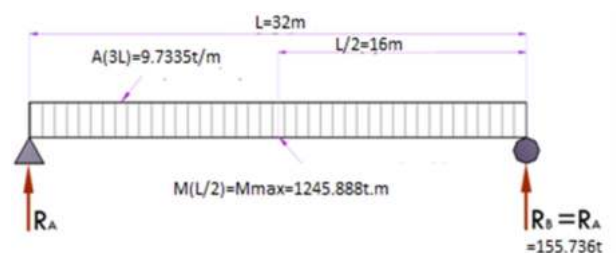


Moment fléchissant:

$$\begin{aligned} M\left(\frac{L}{4}\right) &= \frac{3}{4} \times A(2L) \times \frac{L^2}{8} = \frac{3}{4} \times 7.210 \times \\ \frac{32^2}{8} &= 692.160 \text{ t.m} \end{aligned}$$

3^{ème} cas : trois voies chargées

$$A(3L) = 9.7335 \text{ t/ml}$$



L'effort tranchant:

$$T(L/4)_p = R_B - A(3L) \times \frac{L}{4} = 155.736 - 9.7335 \times \frac{32}{4} = 77.868 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

$$M\left(\frac{L}{4}\right) = 3/4 \times A(3L) \times \frac{L^2}{8} = 3/4 \times 9.7335 \times \frac{32^2}{8} = 934.416 \text{ t.m}$$

3-3-2- système B:

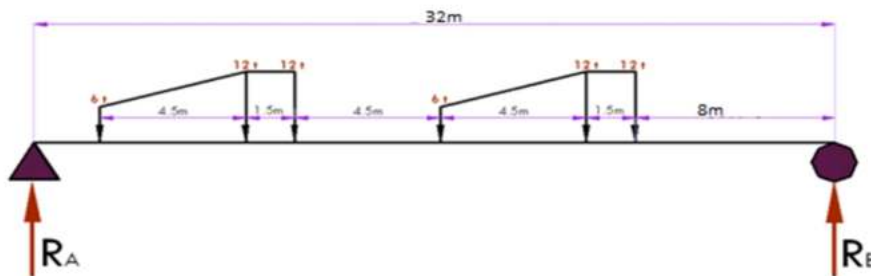
3-3-2-1- système Bc:

L'effort tranchant: à (x=1/4)

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

$$\text{Donc on a : } R_A \times 32 = 12 \times 8 + 12 \times 9.5 + 6 \times 14 + 12 \times 18.5 + 12 \times 20 + 6 \times 24.5 = 903 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{903}{32} = 28.219 \text{ t}$$



$$\text{Donc } R_B = 31.781 \text{ t}$$

1^{ère} cas : une file de Bc

$$T(L/4)_p = R_B \times bc \times \square 1 = 31.781 \times 1.2 \times 1.067 = 40.692 \text{ t}$$

2^{ème} cas : deux files de Bc

$$T(L/4)_p = R_B \times bc \times n_{\text{voies}} \times \square 2 = 31.781 \times 1.1 \times 2 \times 1.077 = 75.302 \text{ t}$$

3^{ème} cas : trois files de Bc

$$T(L/4)_p = R_B \times bc \times n_{\text{voies}} \times \square 3 = 31.781 \times 0.95 \times 3 \times 1.084 = 98.184 \text{ t}$$

***Moment fléchissant:**

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\text{Donc on a : } R_B \times 32 = 6 \times 2 + 12 \times 6.5 + 12 \times 8 + 6 \times 12.5 + 12 \times 17 + 12 \times 18.5 = 687.000 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } R_B = \frac{687.000}{32} = 21.469 \text{ t}$$

$$\text{Donc } R_A = 38.531 \text{ t}$$

1^{ère} cas : une file de Bc

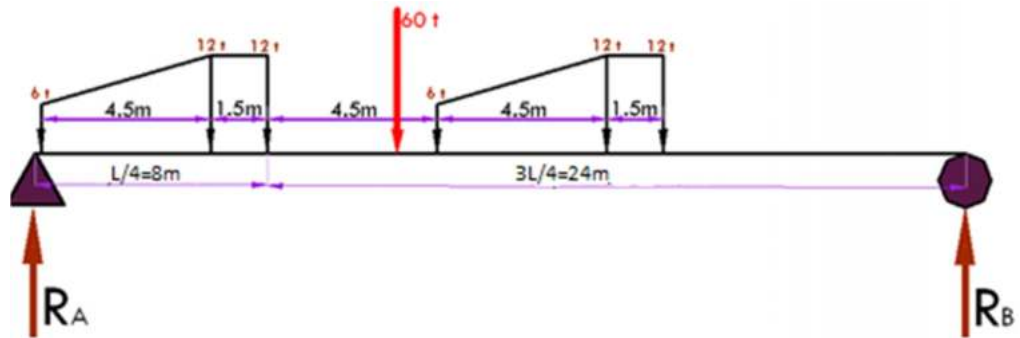
$$M_{Bc1}(L/4) = (R_A \times 8 - 6 \times 6 - 12 \times 1.5) \times bc \times \delta_1 = 254.248 \times 1.2 \times 1.067 = 325.539 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : deux files de Bc

$$M_{Bc2} = M_{/0} \times n_{\text{voies}} \times bc \times \delta_2 = 254.248 \times 1.1 \times 1.077 \times 2 = 602.415 \text{ t.m}$$

3^{ème} cas : trois files de Bc

$$M_{Bc3} = M_{/0} \times n_{\text{voies}} \times bc \times \delta_3 = 254.248 \times 0.95 \times 1.084 \times 3 = 785.474 \text{ t.m}$$



3-3-2-2- système Bt:

*L'effort tranchant: à $(x=L/4)$

1^{ère} cas : un tandem de Bt

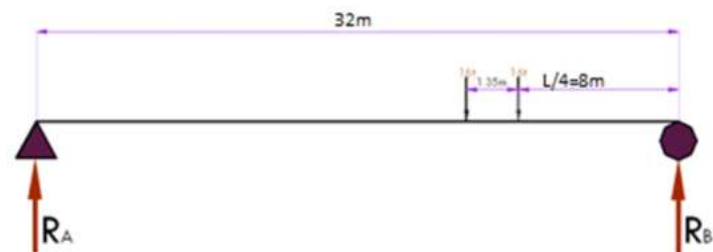
$\sum M_{/B}=0$ donc on a :

$$R_A \times 32 = 16 \times 8 + 16 \times 9.35$$

Donc $R_A = 8.675 \text{ t}$

$$R_B = 32 - 8.675 = 23.325 \text{ t}$$

$$T(1Bt) = R_B \times bt \times \square \delta_1 = 23.325 \times 1.00 \times 1.060 = 24.725 \text{ t}$$



2^{ème} cas : deux tandems de Bt

$$T(2Bt) = R_B \times bt \times n_{\text{bvoies}} \times \square 2 =$$

$$23.325 \times 1.00 \times 2 \times 1.066 = 49.729 \text{ t}$$

Moment fléchissant: « théorème de MR BARRES »

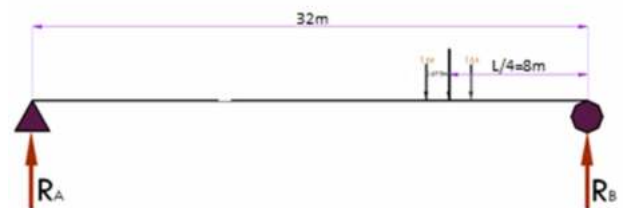
$\sum M_{/B}=0$ donc on a :

$$R_A \times 32 = 16 \times 7.325 + 16 \times 8.675$$

Donc $R_A = 8 \text{ t}$

$$R_B = 32 - 8 = 24 \text{ t}$$

$$M(L/4) = R_B \times 8 - 16 \times 0.675 = 181.2 \text{ t.m}$$



1^{ère} cas : un tandem de Bt

$$M(1Bt) = M(L/4) \times bt \times \square \delta_1 = 181.2 \times 1.00 \times 1.060 = 192.072 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas : deux tandems de Bt

$$M(2Bt) = M(L/4) \times bt \times \square 2 \times \delta_2 = 2 \times 181.2 \times 1.00 \times 1.066 = 386.318 \text{ t.m}$$

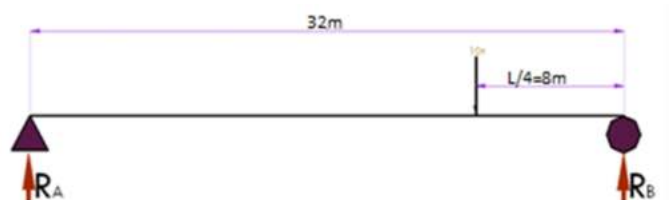
3-3-2-3- système Br:

L'effort tranchant: à $(x=L/4)$

$$T(Br) = R_B \times \delta_1 = 7.50 \times 1.056 = 8.920 \text{ t}$$

Moment fléchissant:

$$R_B = 7.5 \text{ t}$$



$$M\left(\frac{L}{4}\right) = R_B \times 32/4 = 60 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_{Bt1} \times \delta_1 = 60 \times 1.056 = 63.36 \text{ t.m}$$

3-3-3- système Mc120:

L'effort tranchant: à (L/4)

$\sum M_{/B} = 0$ donc on a :

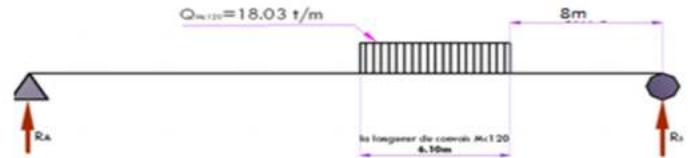
$$R_A \times 32 = 110 \times 11.05$$

$$\text{Donc } R_A = 37.984 \text{ t}$$

$$T(L/4) = 110 - 37.984 = 72.016 \text{ t}$$

$$T(L/4) = T(L/4) \times \delta_{\square} = 72.016 \times 1.056$$

$$= 76.049 \text{ t}$$



Moment fléchissant: à (L/4)

$\sum M_{/B} = 0$ donc on a :

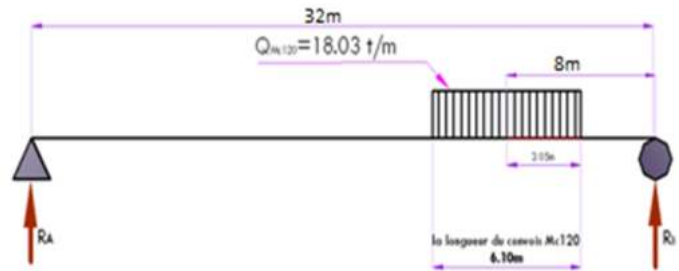
$$R_A \times 32 = 110 \times 8$$

$$\text{Donc } R_A = 27.5 \text{ t}$$

$$R_B = 110 - 27.5 = 82.5 \text{ t}$$

$$M(L/4) = R_B \times 8 - 110 \times 6.1/8 = 576.125 \text{ t.m}$$

$$M(L/4) \times \delta = 509.430 \times 1.056 = 608.388 \text{ t.m}$$



3-3-4- système D 240 « charge exceptionnelles »:

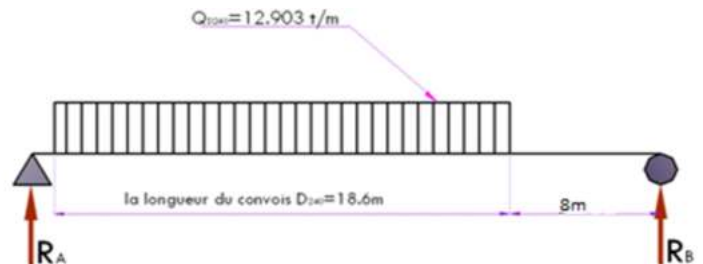
L'effort tranchant: à (x=L/4)

$\sum M_{/B} = 0$ donc on a :

$$R_A \times 32 = 240 \times 17.3$$

$$\text{Donc } R_A = \frac{240 \times 17.3}{32} = 129.75 \text{ t}$$

$$R_B = T(L/4) = 110.250 \text{ t}$$



Moment fléchissant: à (L/4)

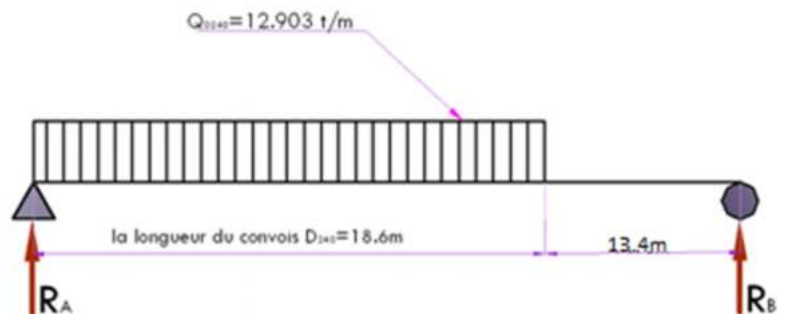
$\sum M_{/B} = 0$ donc on a :

$$R_A \times 32 = 240 \times 22.7$$

$$\text{Donc } R_A = 170.25 \text{ t}$$

$$M\left(\frac{L}{4}\right) = M_{\max}$$

$$= R_A \times \frac{32}{4} - 12.903 \times 8 \times 4 = 949.104 \text{ t.m}$$



CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

Donc pour (L/4) les surcharges provoquent les sollicitations suivantes :

Les charges et Les surcharges		L'effort tranchante T(t) à (L/4)	L'effort Tranchant T0(t) à (L/4) par poutre	Moments (t.m)	Moment par poutre M0 (t.m)	
Charge Permanente	G	230.384	23.0384	2440.608	244.0608	
Surcharge A(L)	1 voie	26.550	2.6550	346.080	34.6080	
	2 voies	57.680	5.7680	692.160	69.2160	
	3 voies	77.868	7.7868	934.416	93.4416	
Surcharge B	Bc	1 file	40.692	4.0692	325.539	32.5539
		2 files	75.302	7.5302	602.415	60.2415
		3 files	98.184	9.8184	785.474	78.5474
	Bt	1 tandem	24.725	2.4725	192.072	19.2072
		2 tandems	49.729	4.9729	386.318	38.6318
	Br	8.920	0.8920	63.360	6.3360	
Convoi	Mc120	76.049	7.6049	608.388	60.8388	
	D240	110.250	11.0250	949.104	94.9104	

Tableau6-6 des sollicitations au point L/4 dus aux charges est surcharges

1)- INTRODUCTION :

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres, afin de trouver la poutre la plus sollicitée, pour cela, nous utiliserons l'une des méthodes disponibles selon la rigidité de l'entretoise.

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement θ qui est définie par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \begin{cases} \text{Si } \theta < 0,3 \implies \text{La méthode de J.Courbon.} \\ \text{Si } \theta > 0,3 \implies \text{La méthode de Guyon-Massonnet.} \end{cases}$$

Calcul du paramètre θ :

- Moment d'inertie équivalente:

$$I_p = I_0 + 8 (I_M - I_0) / 3\pi$$

$$I_0 = I_M = 0.289111 \text{ m}^4$$

$$I_p = 0.289111 \text{ m}^4$$

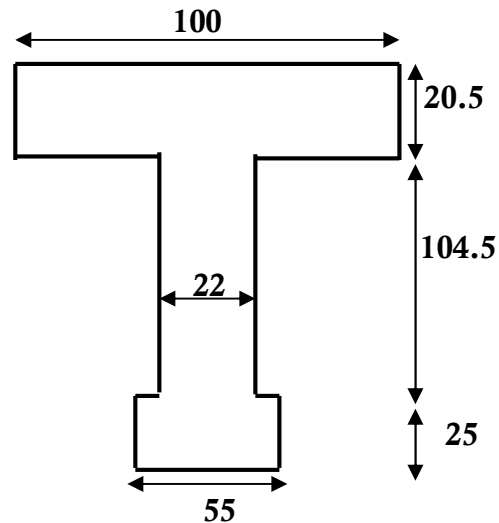


Figure7-1

- Rigidité flexionnelle de la poutre (/ml):

$$b_1 = b_0$$

$$\rho_p = (E I_p / b_0) = E \times 0.289111 / 1.45 = 0.199387E. \text{ Donc } \rho_p = 0.199387E.$$

c) Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$I_d = (1 d^3 / 12) = 1 \times (0.20)^3 / 12 = 6.66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\rho_D = E \times I_D / 11 = 6.66 \cdot 10^{-4} E.$$

$$\rho_D = 6.66 \cdot 10^{-4} E.$$

$$\theta = \frac{7.25}{32} \sqrt[4]{\frac{1993.87E}{6.6667E}} = 0.9422.$$

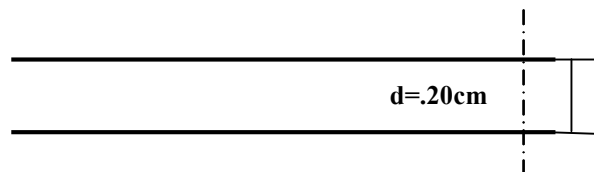


Figure7-2

$\theta = 0.94 \implies$ Puisque $\theta > 0,3$ alors on utilise la méthode de Guyon-Massonnet.

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

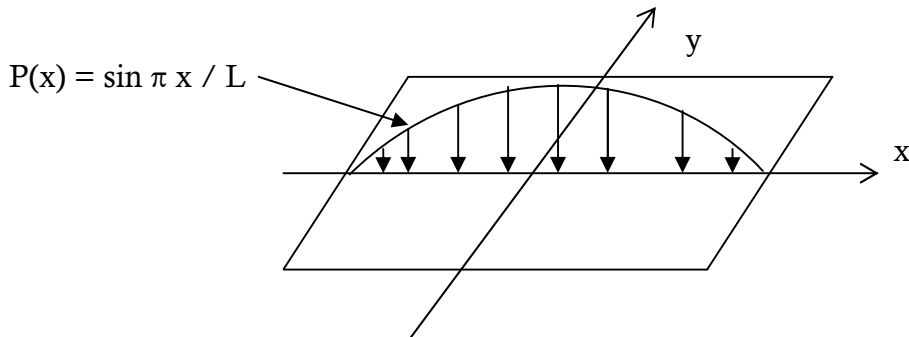
La méthode est basée sur deux hypothèses :

- Le grillage de poutre réelle est assimilé à une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion dont l'équation aux dérivées partielles est :

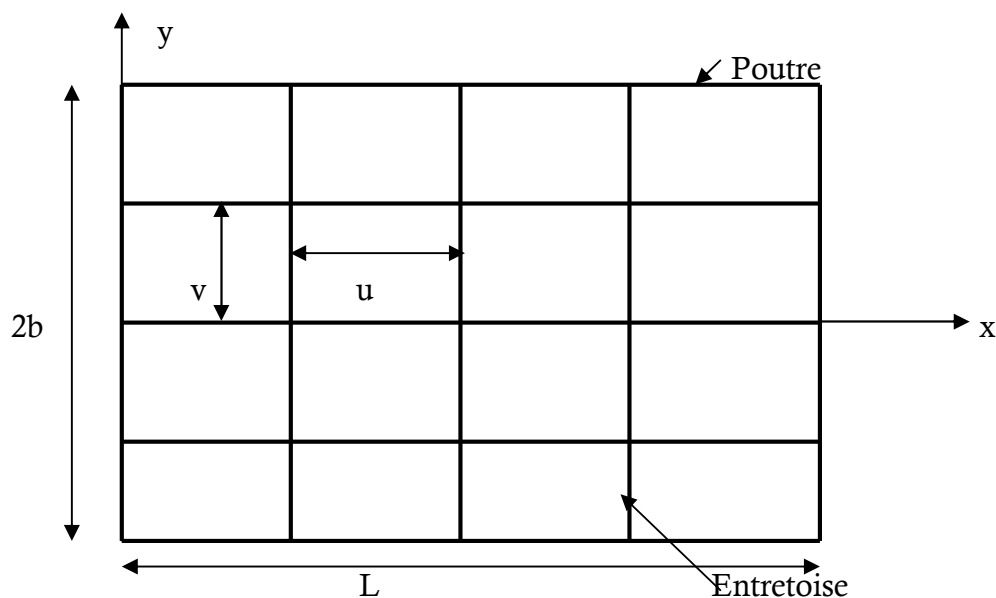
$$\rho_p \frac{d^4 w}{dx^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{d^4 w}{dx^2 \cdot dy^2} + \rho_E \frac{d^4 w}{dy^4} = p(x,y)$$

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

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



Avec $w = w(x,y)$ surface de la déformée verticale



La plaque orthotrope est un grillage simple constituée dans le sens (x) de (t) entretoises espacées de (u), et dans le sens y de (p) poutres espacées de (v).

2)- Définition des coefficients de calcul :

b : demi largeur de la dalle

l : portée de la travée

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur

NB: Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (hourdis) qui joue le rôle d'entretoises donc : $\rho_E = \rho_D$.

$\rho_p = B_p / b_1 = E I_p / b_1$ et $\rho_D = \rho_E = E I_D / l_1$. Avec :

b_1 : distance entre-axe des poutres.

l_1 : unité de largeur.

γ_p : rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur. $\gamma_p = C_p / b_1$.

γ_E : rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur. $\gamma_E = \gamma_D = C_D / l_1$

Avec : $C_p = G / 3 = [\sum b_i h_i + (b \times h_3 / 2)]$

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

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

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

3)- Paramètres de calcul :

Nombre de poutres $n = 10$.

Espacement des poutres (entre axe) : $b_0 = 1.45\text{m}$.

La largeur active = $2b$. Telle que : $2b = L_r = 14.5$. Donc $b = 7.25\text{m}$. Paramètre

$$\text{d'entretoisement : } \theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0.9422.$$

$$\text{Paramètre de torsion : } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}. \text{ Avec : } 0 \leq \alpha \leq 1.$$

4)- Calcul du paramètre α :

Le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et la dalle est par unité de largeur.

$$\gamma_p = C_p / b_1$$

$$C_p = (G/3) \times \sum b_i h_i^3$$

$$C_p = (G/3) [1.045 \times (0.223) + 0.55 \times (0.253) + 1.00 \times (0.2053) + 0.725 \times (0.203)]$$

$$C_p = 0.01138G. \text{ Telle que } G = [E / 2 (1 + \nu)].$$

$\nu = 0.20$ pour le béton précontraint.

$$G = E/2.4 = 0.4167 E. \quad \text{Donc } C_p = 0.004742E$$

$$C_D = 2GI_D.$$

$$I_D = 10 \times d^3 / 12.$$

$$C_D = (2 \times 0.4166 E \times 10 d^3) / 12 = 5.55 \cdot 10^{-4} E. \quad \text{Donc } C_D = 5.55 \cdot 10^{-4} E.$$

➤ Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :

$$\gamma_p = C_p / b_0 = 0.004742E / 1.45 = 0.003270E$$

$$\gamma_p = 0.003270E$$

➤ Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :

$$\gamma_D = C_D / 10 = 5.55 \cdot 10^{-4} E / 1.00 = 5.55 \cdot 10^{-4} E$$

$$\gamma_D = 5.55 \cdot 10^{-4} E$$

$$\text{Donc le paramètre de torsion } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_D}} = 0.1660.$$

5)- Répartition transversale des moments fléchissant :

Le coefficient de répartition transversale κ dépend du paramètre de l'entretoisement θ , du paramètre de torsion α et de l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment.

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

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.05}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.5}$$

$$\text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad \kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Où } \beta = 1 - e^{(0.065 \cdot \theta) / 0.665}.$$

Telle que : κ_0 : valeur de κ pour $\alpha = 0$.

κ_1 : valeur de κ pour $\alpha = 1$.

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Après avoir tracé les lignes d'influences, on dispose convenablement nus surcharges, on a pour les surcharges concentrées : $\kappa = (\sum P_i \kappa_i / \sum P_i) = \sum \kappa_i / n$, et pour les surcharges réparties :

$\kappa = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée} / \text{largeur surchargée})$ et la surface est calculée par la méthode de Simpson ou des trapèzes.

Une fois qu'on aura déterminé : κ_α et κ_{moy} .

M_0 (moment longitudinal moyen par le théorème de Barré)

Telle que : $M = \kappa_{\text{moy}} \times M_0$.

$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0.268$.

Le tableau suivant donne le coefficient k_0 pour $\theta = 0.90$:

y	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.4715	0.2749	1.0436	1.7771	2.1592	1.7771	1.0436	0.2749	-0.4715
b/4	-0.5493	-0.0646	0.47	1.107	1.7771	2.1334	1.7309	0.9565	-0.1129
b/2	-0.4042	-0.1851	0.0792	0.47	1.0436	1.7309	2.198	2.0203	1.5843
3b/4	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	0.2749	0.9565	2.0203	3.2519	4.2579
b	0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	0.1129	1.5843	4.2579	8.0034

Tableau 7-1

Le tableau suivant donne le coefficient k_1 pour $\theta = 0.90$:

y	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5452	0.7119	0.9631	1.2903	1.5028	1.2903	0.9631	0.7119	0.5452
b/4	0.3155	0.4335	0.6224	0.9164	1.2903	1.5534	1.3996	1.138	0.9359
b/2	0.1864	0.2663	0.3987	0.6224	0.9631	1.3996	1.7493	1.7094	1.5677
3b/4	0.1166	0.1722	0.2663	0.4335	0.7119	1.138	1.7094	2.2658	2.518
b	0.0762	0.1166	0.1864	0.3155	0.5452	0.9359	1.5677	2.518	3.771

Tableau 7-2

Le tableau suivant donne le coefficient k_0 pour $\theta = 0.95$:

y	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.5476	0.2205	1.0283	1.8308	2.2647	1.8308	1.0283	0.2205	-0.5476
b/4	-0.552	-0.0942	0.4281	1.0911	1.8308	2.2413	1.7788	0.9051	-0.0352
b/2	-0.3619	-0.1823	0.049	0.4281	1.0283	1.7788	2.2821	2.0152	1.4425
3b/4	-0.1299	-0.1694	-0.1823	-0.0942	0.2205	0.9051	2.0152	3.304	4.3036
b	0.1017	-0.1299	-0.3619	-0.552	-0.5476	-0.0352	1.4425	4.3036	8.4478

Tableau 7-3

Le tableau suivant donne le coefficient k_1 pour $\theta = 0.95$:

y	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5064	0.6801	0.9526	1.3202	1.5662	1.3202	0.9526	0.6801	0.5064
b/4	0.2816	0.3985	0.5936	0.9079	1.3202	1.6148	1.4265	1.1255	0.9021
b/2	0.1596	0.2351	0.3654	0.5936	0.9526	1.4265	1.8092	1.7402	1.5641
3b/4	0.0961	0.1463	0.2351	0.3985	0.6801	1.1255	1.7402	2.3445	2.592
b	0.0608	0.0961	0.1596	0.2816	0.5064	0.7021	1.5641	2.592	3.98

Tableau 7-4

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Fonction d'interpolation :

$$K_0(0.9422) = K_0(0.90) + ((K_0(0.95) - K_0(0.90)) \times (0.9422 - 0.90) / (0.95 - 0.90)).$$

Calcul de κ_α :

$$0.1 < \theta = 0.9422 \leq 1$$

$$\kappa_\alpha = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0)\alpha^\beta$$

$$\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta) / 0.665}$$

Pour $\alpha = 0.166$ et $\theta = 0.9422$ on aura : $\kappa_\alpha = \kappa_0 + [(\kappa_1 - \kappa_0) \times 0.268]$.

Le tableau suivant donne le coefficient k_0 pour $\theta = 0.9422$:

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.5357	0.2290	1.0307	1.8224	2.2482	1.8224	1.0307	0.2290	-0.5357
b/4	-0.5516	-0.0896	0.4346	1.0936	1.8224	2.2245	1.7713	0.9131	-0.0473
b/2	-0.3685	-0.1827	0.0537	0.4346	1.0307	1.7713	2.2690	2.0160	1.4646
3b/4	-0.1396	-0.1746	-0.1827	-0.0896	0.2290	0.9131	2.0160	3.2959	4.2965
b	0.0905	-0.1396	-0.3685	-0.5516	-0.5357	-0.0121	1.4646	4.2965	8.3785

Tableau 7-5

Le tableau suivant donne le coefficient k_1 pour $\theta = 0.9422$:

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.51245	0.68506	0.954238	1.315535	1.556309	1.315535	0.954238	0.685060	0.512452
b/4	0.28688	0.40396	0.598092	0.909226	1.315535	1.605221	1.4223036	1.12745	0.907372
b/2	0.16378	0.23996	0.370594	0.598092	0.954238	1.422303	1.7998556	1.735395	1.564661
3b/4	0.09929	0.15034	0.239967	0.40396	0.685060	1.12745	1.7353952	2.332222	2.580456
b	0.06320	0.09929	0.163780	0.286888	0.512452	0.738572	1.5646616	2.580456	3.947396

Tableau 7-6

Le tableau suivant donne le coefficient k_α pour $\theta = 0.9422$:

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.254492	0.351355364	1.010174883	1.686420294	2.06259016	1.68642029	1.01017488	0.35135536	-0.25449173
b/4	-0.32661	0.042839574	0.478493258	1.044116416	1.68642029	2.05831819	1.67768124	0.97062554	0.208831997
b/2	-0.225683	-0.06932142	0.13873399	0.478493258	1.01017488	1.67768124	2.14310989	1.94070793	1.491462668
3b/4	-0.075481	-0.08742311	-0.06932142	0.042839574	0.35135536	0.97062554	1.94070793	3.03731633	3.836048217
b	0.0579031	-0.07548098	-0.22568327	-0.32661032	-0.2544917	0.18931506	1.49146267	3.83604822	7.189574651

Tableau 7-7

Calcul du coefficient de répartition K_α pour les poutres :

K_α	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1	-0.29229	0.189650	0.731500	1.349764	1.8654	1.88134	1.36004	0.67593	-0.01164
P_2	-0.29390	0.006483	0.368364	0.860776	1.46722	1.93493	1.82854	1.28506	0.62458
P_3	-0.20704	-0.071568	0.112906	0.424412	0.92839	1.58990	2.11798	2.07683	1.78251
P_4	-0.0868	-0.08604	-0.053537	0.075889	0.401334	1.02426	1.95606	2.95412	3.658183
P_5	0.02110	-0.078775	-0.182548	-0.224693	-0.08736	0.40484	1.61539	3.61570	6.26446

Tableau 7-8

Valeurs des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges :

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Tableau récapitulatif de moment réels max pour X= 0.5 L:

Désignation		M ₀ t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		poutre 5		
			Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)	Kα moy	M (t.m)	
Charge Permanente		325.4144	-	325.4144	-	325.4144	-	325.4144	-	325.4144	-	325.4144	
Surcharge A(L)	1V	46.1440	1.5102	69.6867	1.8073	83.3961	1.8758	86.5569	1.6491	76.0961	1.2947	59.7426	
	2V	92.2880	1.5851	146.2857	1.5459	142.3912	1.3437	124.0074	1.0001	92.2972	0.6079	56.1019	
	3V	124.5888	1.2672	157.8789	1.1352	141.4332	0.9272	115.5187	0.6515	81.1696	0.3546	44.1792	
Surcharge B	BC	1fil	42.0080	1.3567	56.9923	1.7304	72.6906	1.9442	81.6720	1.9078	80.1429	1.7226	72.3630
		2fils	77.7365	1.6016	124.5028	1.7130	133.1626	1.6153	125.5678	1.3344	103.7316	0.9720	75.5599
		3fils	101.3586	1.5408	156.1733	1.4710	149.0985	1.2595	127.6612	0.9460	95.8852	0.5923	60.0347
	BT	1tand	25.9912	1.4398	37.4221	1.7752	46.1396	1.9106	49.6588	1.7747	46.1266	1.5011	39.0154
		2tand	52.2766	1.6020	83.747	1.6391	85.6866	1.4814	77.4426	1.1618	60.7350	0.7775	40.6451
Convoi	Mc120	85.5038	1.6606	141.9876	1.6778	143.4583	1.6455	140.6965	1.5140	129.4528	1.2379	105.8452	
	D240	136.2000	1.8213	248.06	1.7351	236.3206	1.3739	187.125	0.8628	117.5134	0.3225	43.9245	

Tableau 7-9

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Tableau récapitulatif de moment réels max à pour $X= 0.25 L$:

Désignation		M_0 t.m	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		poutre 5		
			K α moy	M (t.m)	K α moy	M (t.m)	K α moy	M (t.m)	K α moy	M (t.m)	K α moy	M (t.m)	
Charge Permanente		244.0608	-	244.0608	-	244.0608	-	244.0608	-	244.0608	-	244.0608	
Surcharge A(L)	1V	34.6080	1.5102	52.2650	1.8073	62.5470	1.8758	64.9177	1.6491	57.0721	1.2947	44.8070	
	2V	69.2160	1.5851	109.7143	1.5459	107.0010	1.3437	93.0055	1.0001	69.2229	0.6079	42.0764	
	3V	93.4416	1.2672	118.4092	1.1352	106.0749	0.9272	86.6391	0.6515	60.8772	0.3546	33.1344	
Surcharge B	BC	1fil	32.5539	1.3567	44.1659	1.7304	56.3313	1.9442	63.2913	1.9078	62.1063	1.7226	56.0773
		2fils	60.2415	1.6016	96.4828	1.7130	103.1937	1.6153	97.3081	1.3344	80.3863	0.9720	58.5547
		3fils	78.5474	1.5408	121.0258	1.4710	115.5432	1.2595	98.9305	0.9460	74.3058	0.5923	46.5236
	BT	1tand	19.2072	1.4398	27.6545	1.7752	34.0966	1.9106	36.6973	1.7747	34.0870	1.5011	28.8319
		2tand	38.6318	1.6020	61.8881	1.6391	63.3214	1.4814	57.2291	1.1618	44.8824	0.7775	30.0362
Convoi	Mc120	60.8388	1.6606	101.0289	1.6778	102.0753	1.6455	100.1102	1.5140	92.1099	1.2379	75.3124	
	D240	94.9104	1.8213	172.8603	1.7351	164.6790	1.3739	130.3974	0.8628	81.8887	0.3225	30.6086	

Tableau 7-10

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicitée:

		P1	P2	P3	P4	P5
ELS	G+1.2A	514.8691	496.2843	474.2233	436.1710	397.1055
	G+1.2Bc	512.8224	504.3326	478.6078	449.8923	416.0863
	G+1.2Bt	458.8662	448.0225	427.3184	399.1267	374.1885
	G+Mc120	467.4020	468.8727	466.1109	454.8627	431.2596
	G+D240	573.4744	561.7350	512.5394	442.9278	369.3389
ELU	1.35G+1.6A	691.9157	667.1354	637.7213	586.9850	534.8976
	1.35G+1.6Bc	689.1867	677.8670	643.5674	605.2800	560.2053
	1.35G+1.6Bt	617.2451	602.7869	575.1814	537.5925	504.3416
	1.35G+1.5(M _{C120})	652.2908	654.4969	650.3542	633.4886	598.0772
	1.35G+1.5D ₂₄₀	811.3994	793.7903	719.9969	615.5795	505.1962

Tableau 7-11

****conclusion**

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

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

6)- Répartition transversale des efforts tranchants :

-Valeurs de ε_0 pour $\theta = 0.9422$.

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.08396	0.03681	0.16370	0.28957	0.35756	0.28957	0.16370	0.03681	-0.08396
b/4	-0.08673	-0.01388	0.06892	0.17341	0.28957	0.35403	0.28190	0.14553	-0.00120
b/2	-0.05841	-0.02894	0.00852	0.06892	0.16370	0.28190	0.36157	0.32096	0.23264
3b/4	-0.02299	-0.02807	-0.02894	-0.01388	0.03681	0.14552	0.32096	0.52445	0.68274
b	0.01255	-0.02299	-0.05841	-0.08673	-0.08396	-0.00120	0.23264	0.68274	1.33343

Tableau 7-12

-Valeurs de ε_1 pour $\theta = 0.9422$.

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.03314	0.06156	0.11561	0.23117	0.47713	0.23117	0.11561	0.06156	0.03314
b/4	0.01661	0.03057	0.05700	0.11322	0.23220	0.48216	0.24045	0.12767	0.06850
b/2	0.00949	0.01693	0.03089	0.06012	0.12089	0.24617	0.50363	0.26692	0.14297
3b/4	0.00771	0.01286	0.02229	0.04127	0.07880	0.15177	0.29214	0.55974	0.29941
b	0.01025	0.01602	0.02629	0.04586	0.08164	0.14430	0.24870	0.41032	0.62826

Tableau 7-13

-Valeurs de $\bar{\varepsilon}_1$ pour $\theta = 0.9422$.

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.01536	0.01411	0.07944	0.25299	0.70640	0.25299	0.07942	0.01411	-0.01536
b/4	-0.01262	-0.00328	0.01879	0.08179	0.25505	0.70872	0.25461	0.07607	-0.0073
b/2	-0.00730	-0.00453	0.00265	0.02502	0.08999	0.26605	0.72077	0.25785	0.03723
3b/4	-0.00059	0.00155	0.00619	0.01812	0.04859	0.12428	0.30829	0.74842	0.18849
b	0.01025	0.01602	0.02629	0.04586	0.08164	0.14430	0.24870	0.41032	0.62826

Tableau 7-14

-Valeurs de ε_α pour $\theta = 0.9422$.

Pour le calcul de ε_α les formules d'interpolation sont : avec $\alpha = 0.166$.

Pour $|y| + |e| \leq \frac{3}{4} b$. On a : $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha$.

Pour $|y| + |e| > \frac{3}{4} b$. On a : $\varepsilon_\alpha = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$.

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.03625	0.04092	0.15572	0.27988	0.37741	0.27988	0.15572	0.04092	-0.03625
b/4	-0.04462	0.00422	0.06694	0.16342	0.28005	0.37530	0.27502	0.13825	0.02719
b/2	-0.03074	-0.01025	0.01763	0.06746	0.15659	0.27597	0.41944	0.29894	0.19611
3b/4	-0.01048	-0.01139	-0.0080	0.00858	0.04378	0.14807	0.30921	0.53883	0.52657
b	0.01161	-0.00709	-0.0239	-0.03271	-0.0164	0.05807	0.23919	0.57175	1.04614

Tableau 7-15

-Valeurs $\bar{\varepsilon}_\alpha$ pour $\theta = 0.9422$.

On procède avec les formules suivantes pour l'interpolation

Pour $|y| + |e| \leq \frac{3}{4} b$. On a : $\bar{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\bar{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \alpha$

Pour $|y| + |e| > \frac{3}{4} b$. On a : $\bar{\varepsilon}_\alpha = \varepsilon_0 + (\bar{\varepsilon}_1 - \varepsilon_0) \alpha^{0.5}$

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	-0.05602	0.03304	0.14971	0.28350	0.41547	0.28350	0.14971	0.03304	-0.0560
b/4	-0.05654	-0.00956	0.06060	0.15820	0.28384	0.41291	0.27737	0.11723	-0.0036
b/2	-0.03759	-0.019	0.00613	0.06163	0.15146	0.27927	0.50791	0.29525	0.15303
3b/4	-0.01387	-0.01601	-0.0146	-0.00084	0.03876	0.13687	0.3158	0.6157	0.48138
b	0.01161	-0.0071	-0.0239	-0.03272	-0.0165	0.05807	0.23919	0.57176	1.04614

Tableau 7-16

Valeurs de ε_α pour les différents positions :

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
P1	-0.05629	0.01071	0.10301	0.21783	0.34648	0.35133	0.21662	0.07717	-0.0286
P2	-0.0504	-0.0126	0.04295	0.12691	0.24093	0.3696	0.3521	0.17494	0.04711
P3	-0.03465	-0.0186	0.00355	0.05388	0.13747	0.26159	0.48406	0.33503	0.1938
P4	-0.01567	-0.0162	-0.0131	0.0039	0.04731	0.14768	0.33037	0.59139	0.45648
P5	0.00459	-0.0096	-0.0213	-0.0239	-0.0012	0.07981	0.26032	0.58388	0.89035

Tableau 7-17

-Valeurs de ε_α pour les différentes positions :

y	- b	-3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1	-0.0406	0.02169	0.10919	0.21884	0.32638	0.3299	0.21825	0.09194	-0.003
P2	-0.0401	-0.0005	0.05096	0.13232	0.24004	0.34311	0.32184	0.19034	0.08195
P3	-0.0282	-0.0104	0.01444	0.06016	0.14259	0.2601	0.40576	0.32872	0.23714
P4	-0.012	-0.0113	-0.0061	0.01306	0.05234	0.15778	0.31758	0.52063	0.5015
P5	0.00552	-0.0083	-0.0195	-0.0213	0.00013	0.0829	0.25851	0.56268	0.90282

Tableau 7-18

Valeurs des efforts tranchant réels dus aux surcharges :

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour X= 0 L:

Désignation		T ₀ (t)	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		poutre 5		
			εα moy	T (t)	εα moy	T (t)	εα moy	T (t)	εα moy	T (t)	εα moy	T (t)	
Charge Permanente		40.6768	-	40.6768	-	40.6768	-	40.6768	-	40.6768	-	40.6768	
Surcharge A(L)	1V	5.7680	0.2591	1.4945	0.3386	1.9530	0.3727	2.1497	0.2694	1.5539	0.2148	1.2390	
	2V	11.5360	0.2775	3.2012	0.2752	3.1747	0.2463	2.8413	0.1561	1.8008	0.1074	1.2390	
	3V	15.5736	0.2142	3.3359	0.1954	3.0431	0.1653	2.5743	0.1079	1.6804	0.0658	1.0247	
Surcharge B	BC	1 fil	5.9898	0.2248	1.3465	0.3148	1.8856	0.3791	2.2707	0.3367	2.0168	0.2824	1.6915
		2fils	11.0843	0.2836	3.1435	0.3096	3.4317	0.2951	3.2710	0.2218	2.4585	0.1655	1.8345
		3fils	14.4525	0.2698	3.8993	0.2572	3.7172	0.2216	3.2027	0.1542	2.2286	0.1053	1.5218
	BT	1tand	3.3204	0.2437	0.8092	0.3282	1.0898	0.374	1.2418	0.3061	1.0164	0.2477	0.8225
		2tand	6.6785	0.2826	1.8873	0.2950	1.9702	0.2685	1.7932	0.1895	1.2656	0.1349	0.9009
Convoi	Mc120	10.6880	0.2767	2.9574	0.2937	3.1391	0.3176	3.3945	0.2602	2.7810	0.2066	2.2081	
	D240	17.0250	0.3356	5.7136	0.3163	5.3850	0.2326	3.9600	0.1248	2.1247	0.0645	1.0981	

Tableau 7-19

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X= 0.25L$:

Désignation		T_0 (t)	poutre 1		poutre 2		poutre 3		poutre 4		poutre 5		
			$\varepsilon\alpha$ moy	T (t)	$\varepsilon\alpha$ moy	T (t)	$\varepsilon\alpha$ moy	T (t)	$\varepsilon\alpha$ moy	T (t)	$\varepsilon\alpha$ moy	T (t)	
Charge Permanente		23.0384	-	23.0384	-	23.0384	-	23.0384	-	23.0384	-	23.0384	
Surcharge A(L)	1V	2.6550	0.2525	0.6703875	0.3151	0.8365905	0.3340	0.8868	0.2681	0.7118	0.2131	0.5657	
	2V	5.7680	0.2687	1.5498	0.2626	1.5146	0.2294	1.3232	0.1590	0.9171	0.1077	0.6212	
	3V	7.7868	0.2107	1.6407	0.1900	1.4795	0.1571	1.2233	0.1077	0.8386	0.0665	0.5178	
Surcharge B	BC	1fil	4.0692	0.2224	0.9050	0.2967	1.2073	0.3420	1.3917	0.3170	1.2899	0.2775	1.1292
		2fils	7.5302	0.2733	2.0580	0.2930	2.2063	0.2754	2.0738	0.2152	1.6205	0.1640	1.2350
		3fils	9.8184	0.2616	2.5685	0.2470	2.4251	0.2108	2.0697	0.1513	1.4855	0.1049	1.0299
	BT	1tand	2.4725	0.2388	0.5904	0.3072	0.7595	0.3373	0.8339	0.2920	0.7219	0.2444	0.6042
		2tand	4.9729	0.2729	1.3571	0.2803	1.3939	0.2517	1.2516	0.1863	0.9264	0.1343	0.6678
Convoi	Mc120	7.6049	0.2677	2.0358	0.4419	3.3606	0.4813	3.6602	0.2476	1.8830	0.2035	1.5476	
	D240	11.0250	0.3184	3.5103	0.2995	3.3020	0.2266	2.4982	0.1308	1.4420	0.0665	0.7332	

Tableau 7-20

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

Combinaison de la charge pour détermination de la poutre la plus sollicitée

		P1	P2	P3	P4	P5
ELS	G+1.2A	44.6799	44.4864	44.0863	42.8377	42.1636
	G+1.2Bc	45.3559	45.1374	44.602	43.627	42.8782
	G+1.2Bt	43.5935	43.3943	42.9570	42.2408	41.7578
	G+M _{c120}	43.6342	43.8159	44.0713	43.4578	42.8849
	G+D ₂₄₀	46.3904	46.0618	44.6368	42.8013	41.7749
ELU	1.35G+1.6A	60.2511	59.9932	59.4597	57.7949	56.8960
	1.35G+1.6Bc	61.1525	60.8612	60.1472	58.8472	57.8488
	1.35G+1.6Bt	58.8026	58.5370	57.9540	56.9991	56.3551
	1.35G+1.5(M _{c120})	59.3497	59.6223	60.0054	59.0851	58.2258
	1.35G+1.5D ₂₄₀	63.4840	62.9911	60.8536	58.1007	56.5608

Tableau 7-21

**conclusion

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

Donc on a :

$$M_{\max} = 573.4744 \text{ t.m}$$
$$T_{\max} = 46.3904 \text{ t}$$

1)-INTRODUCTION :

Les ponts à poutres sous chaussée qui utilisent des poutres préfabriquées précontraintes (poutres précontraintes par pré tension, encore appelées poutres précontraintes par adhérence) Constituent une solution classique pour le franchissement de travées
Comprises entre 10et 35m.

2)-La précontrainte par pré tension :

La précontrainte par pré tension, ou à armatures adhérentes, est obtenue en tendent à l'avance les aciers, en fixant sur des culées solidement ancrées. Les armatures règnent surtout la longueur du moule, et souvent sur la longueur de plusieurs moules disposés bout about sur un banc de mise en tension, banc dont la longueur peut atteindre une centaine de mètres (les bancs utilisés pour fabriquer les poutres de notre projet est de 40m de longueur).

3)-Les câbles de précontrainte (torons)

Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 Super TBR (très basse relaxation) de $\phi = 15.7\text{mm}$.

Ces torons de précontrainte sont conformes au Normes Européennes (NORME EN 10138/6 - 79).

Résistance ultime $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
Limite élastique $f_{peg} = 1573 \text{ MPa}$
Module d'élasticité $E_p = 190000 \text{ MPa}$
Section droite d'un toron $A_p = 150 \text{ mm}^2$

Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

$$\rho_{1000} = 2.5 \% ; \mu_0 = 0.43$$

3-1-Détermination de nombre torons :

Sachant que la précontrainte par prétention se fait totalement en phase de préfabrication, le nombre de torons est calculé en fonction du moment maximum obtenu sous le poids propre de la poutre seule à mi-travée.

Les pertes de précontrainte sont estimées à $\Delta_i = 24\%$, au relâchement des câbles il faut atteindre une résistance minimale qui est égale 30 MPa (pour éviter l'éclatement du béton).

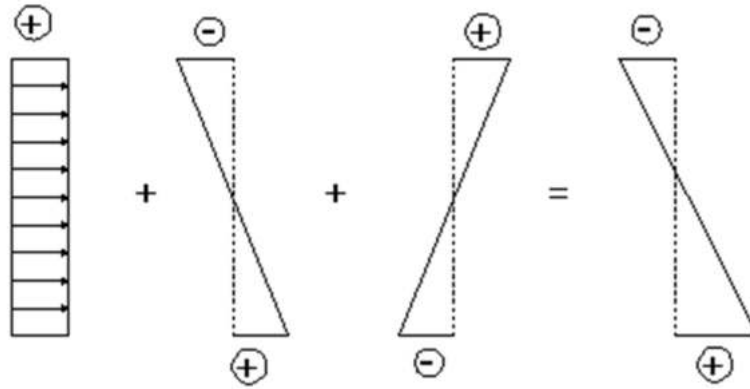
$$P_0 = \text{Min} (0.85F_{prg} ; 0.95F_{peg}) = 224.2 \text{ KN}$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8P_0\Delta_i \text{ donc } P_1 = 185.638 \text{ KN}$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2P_0\Delta_i \text{ donc } P_2 = 155.146 \text{ KN}$$

$$\sigma_c = 0.6f_{cj} + k f_{cj} = 0.6 \times 30 - 0.02 \times 30 = 17.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 0.6 f_{tj} + k f_{tj} = 0.6 \times 2.4 - 0.02 \times 30 = 3 \text{ MPa}$$



$$\frac{P}{S} \quad + \quad \frac{P.e_0}{I} V' \quad + \quad \frac{MV'}{I}$$

$$\begin{cases} \frac{N.P}{B} - \frac{N.P.e_0}{I} V' + \frac{M_p}{I} V = \sigma_t \\ \frac{N.P}{B} + \frac{N.P.e_0}{I} V' - \frac{M_p}{I} V = \sigma_c \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.313N - 0.8035N.e_0 + 8.6319 = 3 \\ 0.313N + 0.8443N.e_0 - 9.0706 = 17.4 \end{cases}$$

Donc :

N=31.90.

N = 32 torons

On prend :

(T15 S II TBR)

Remarque : à l'about nous avons 8 armatures actives et 24 armatures gainées

3-2-Centre de gravité des armatures actives

N°lit	Nombre de câbles	Section (cm ²)	Distance de la base (cm)
1	0	0	-
2	0	0	-
3	0	0	-
4	6	9	25
5	2	3	135
total	8	12	D'=52.5cm

Tableau 8-1

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

	A_o (cm ²)	Y_c (cm)	$A*Y$ (cm ³)
poutre	5437.515	76.859	417921.9654
Surface du câble précontraint	-12	52.5	-630
Total	5425.515	-	417291.9654

Tableau 8-2

$$Y_o = A * Y / A_o = 76.91 \text{ cm}$$

$$Z_o = 201567.13 \text{ cm}^3$$

$$Y'_o = H - Y_o = 73.09 \text{ cm}$$

$$Z'_o = 212101.91 \text{ cm}^3$$

$$E_{pc} = (Y_o - D') = 24.41 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d' inertie } (I_o) = I + Ad'^2 + ad'^2 = 15509664.32 + 5437.515(76.91 - 76.859)^2 - 12(76.91 - 52.5)^2 = 15502528.29 \text{ cm}^4$$

3-3-Propriétés de la section transformée de la poutre

	A_o (cm ²)	Y_c (cm)	$A*Y$ (cm ³)
Poutre avec réservation	5425.515	76.91	417276.359
Surface du câble précontraint	63.365	52.5	3326.625
Total	5488.88	-	420602.984

Tableau 8-3

E_p	190 000.00 Mpa
E_c	35 981.73 MPa
$A_p = a$	12 cm²
$a' = A_p * E_p / E_c$	63.365 cm²
$Y_e = A * Y / A_o$	77.808 cm
$Y'_e = H - Y_e$	72.192 cm
Z_e	199297.6884 cm³
Z'_e	214801.5644 cm³
$e_{pc} = (Y_e - D')$	25.308 cm

Tableau 8-4

$$\text{Moment d'inertie } (I_o + I'') \quad I'' = A*(Y - Y_e)^2 = 4426.25 \text{ cm}^4$$

$$I = 15502528.29 + 4426.25, I = \mathbf{15506954.54 \text{ cm}^4}$$

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-4-Propriétés de la section de poutre transformée + dalle

	A_o (cm ²)	Y_c (cm)	$A*Y$ (cm ³)
surface de poutre transformée	5488.88	77.808	427078.775
dalle	2900	160	464000
Total	8388.88	-	891078.775

Tableau 8-5

E_p	190 000,00 Mpa
E_c	35 981,73 MPa
$Y_e = A * Y / A_o$	106.221 cm
$Y'_e = H - Y_e$	63.779 cm
Z_c	267575.25 cm
Z'_e	445634.31 cm
$e_{pe} = (Y_c - D')$	53.721 cm

Tableau 8-6

$$\begin{aligned} \text{Moment d'inertie } (I_o) &= I + Ad'^2 + I_g + a d'^2 \\ &= 15506954.54 + 5488.88(106.221 - 77.808)^2 + 145 \times (20)^3 / 12 + 2900 \times (63.779 - 10)^2 \end{aligned}$$

$$I = 28422110.62 \text{ cm}^4$$

3-5-POUR LES QUATRE POSITION

3-5-1-Centre de gravité des armatures actives

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

	0.125L		0.25L		0.375L		0.5L	
Surface de toron	150 mm ²		150 mm ²		150 mm ²		150 mm ²	
	N	S (m)	N	S (m)	N	S (m)	N	S (m)
1	0	-	0	-	6	0.10	8	0.10
N x S	0		0		0.60		0.80	
2	0	-	8	0.15	8	0.15	8	0.15
N x S	0		1.2		1.2		1.2	
3	8	0.20	8	0.20	8	0.20	8	0.20
N x S	1.6		1.6		1.6		1.6	
4	6	0.25	6	0.25	6	0.25	6	0.25
N x S	1.50		1.50		1.50		1.50	
5	2	1.35	2	1.35	2	1.35	2	1.35
N x S	2.7		2.7		2.7		2.7	
Σ	5.8		7		7.6		7.8	
Nombre des torons	16		24		30		32	
$D' = [\Sigma N \times S / \Sigma N]$ m	0.3625		0.2917		0.2533		0.2437	
$A_p \times N$ m ²	0.0024		0.0036		0.0045		0.0048	

3-5-2-Poutre avec réservation des câbles :

Tableau 8-7

Section	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Section de poutre seule $A_{poutre\ seule}$	0.5473	0.5473	0.5473	0.5473
Section des torons A_s	0.0024	0.0036	0.0045	0.0048
$A_0 = \{A_{poutre\ seule} - A_s\}$	0.5449	0.5437	0.5428	0.5425
Position de CG :Y	0.7686	0.7686	0.7686	0.7686
: D'	0.3625	0.2917	0.2533	0.2437
$\{A \times Y\}$: (m ³)	0.4179	0.4179	0.4179	0.4179
$\{A_s \times D'\}$: (m ³)	0.0009	0.0010	0.0011	0.0012
$\{A_{poutre\ seule} \times Y\} - \{A_s \times D'\}$: (m ³)	0.4170	0.4169	0.4168	0.4167
$Y_0 = \{A_{poutre\ seule} \times Y\} - \{A_s \times D'\} / \{A_0\}$	0.7653	0.7668	0.7679	0.7681
$Y'_0 = \{H - Y_0\}$	0.7347	0.7332	0.7321	0.7319
$I_0 = \{I + Ad^2 + ad'^2\}$	0.155492	0.155911	0.156289	0.156417
$S_0 = \{I_0 / Y_0\}$	0.203178	0.203327	0.203528	0.203641
$S'_0 = \{I_0 / Y'_0\}$	0.211640	0.212645	0.213480	0.213714
$E_{ep} = \{Y_0 - D'\}$	0.4028	0.4751	0.5146	0.5244

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-5-3-Propriétés de la section transformée de la poutre :

Section Location	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
$A_o = \{ \text{Apoutre seule} - A_s \}$ (m ²)	0.5449	0.5437	0.5428	0.5425
Module d'élasticité E_p (Mpa)	190 000.00	190 000.00	190 000.00	190 000.00
F_{c28} (Mpa)	35.00	35.00	35.00	35.00
E_c (Mpa)	35 981.73	35 981.73	35 981.73	35 981.73
A_p (m ²)	0.0024	0.0036	0.0045	0.0048
$A_{Ts} = A_p E_p / E_c$ (m ²)	0.01267	0.01901	0.02376	0.02535
$A_{base} = \{ \text{Apoutre seule} - A_s \} + A_{Ts}$ (m ²)	0.55757	0.56271	0.56656	0.56785
Position de CG : Y (m)	0.7653	0.7668	0.7679	0.7681
D' (m)	0.3625	0.2917	0.2533	0.2437
$\{A_o \times Y_o\}$ (m ³)	0.41701	0.41691	0.41682	0.41669
$\{A_{Ts} \times D'\}$ (m ³)	0.00459	0.00555	0.00602	0.00618
$\{A_o \times Y_o\} + \{A_{Ts} \times D'\}$ (m ³)	0.42160	0.42246	0.42284	0.42287
$Y_e = \{A_o \times Y_o\} + \{A_{Ts} \times D'\} / \{A_{base}\}$	0.7561	0.7508	0.7463	0.7447
$Y'_e = \{H - Y_e\}$ (m)	0.7439	0.7492	0.7537	0.7553
$I'' = \{A_o\} \times \{Y_o - Y_e\}^2$ (m ⁴)	0.000046	0.000139	0.000253	0.000297
$I''_{Ts} = \{A_{Ts}\} \times \{D' - Y_e\}^2$ (m ⁴)	0.001963	0.004007	0.005775	0.006363
$I = I_o + I'' + I''_{Ts}$ (m ⁴)	0.157501	0.160057	0.162317	0.163077
$S_e = \{I / Y_e\}$ (m ³)	0.20831	0.21318	0.21749	0.21898
$S'_e = \{I / Y'_e\}$ (m ³)	0.21172	0.21364	0.21536	0.21591
$E_{ep} = \{Y_e - D'\}$ (m)	0.3936	0.4591	0.4930	0.5010

Tableau 8-7

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-5-4-Propriétés de la section transformée de la poutre +dalle :

Section	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
$\{ \text{Apoutre seule} - A_s \} + A_{Ts}$ (m ²)	0.55757	0.56271	0.56656	0.56785
Largeur de la dalle (m)	1.45	1.45	1.45	1.45
Epaisseur de la dalle (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
Surface de la dalle (m ²)	0.29	0.29	0.29	0.29
$\{ \{ \text{Apoutre seule} - A_s \} + A_{Ts} \} + A_{dalle}$	0.84757	0.85271	0.85656	0.85785
Position de CG :Y	0.7561	0.7508	0.7463	0.7447
Y _c (m)	1.6	1.6	1.6	1.6
D' (m)	0.3625	0.2917	0.2533	0.2433
$\{ A_{basic} \times Y_c \}$	0.42158	0.42248	0.42282	0.42288
$\{ A_{dalle} \times Y_c \}$	0.464	0.464	0.464	0.464
$\{ A_{basic} \times Y_c \} + \{ A_{dalle} \times Y_c \}$	0.88558	0.88648	0.88682	0.88688
$Y_T = \{ A_{basic} \times Y_c \} + \{ A_{dalle} \times Y_c \} / A_{comp}$	1.0448	1.0396	1.0353	1.0338
$Y'_T = \{ H_c - Y_T \}$	0.6552	0.6604	0.6647	0.6662
$I_T = I + Ad'^2 + I_{poutre\ seule} + ad'^2$	0.294331	0.299031	0.303080	0.303506
$S_c = \{ I_T / Y_T \}$ (m ³)	0.28171	0.28764	0.29275	0.29358
$S'_c = \{ I_T / Y'_T \}$ (m ³)	0.44922	0.4528	0.4560	0.4556
$E_{ep} = \{ Y_T - D' \}$ (m)	0.6823	0.7479	0.7820	0.7905

Tableau 8-8

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau récapitulatif de différentes données géométriques des sections :

	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Poutre avec réservation des câbles				
Surface Poutre avec réservation des câbles	0.5449	0.5437	0.5428	0.5425
Position de CG : Y_0 (m)	0.7653	0.7668	0.7679	0.7681
$Y'_0 = H - Y_0$	0.7347	0.7332	0.7321	0.7319
Moment d'inertie	0.15549	0.15591	0.15629	0.15642
Propriétés de la section transformée de la poutre :				
Surface transformée de la poutre	0.5576	0.5627	0.5666	0.5678
Position de CG : Y_e	0.7561	0.7508	0.7463	0.7447
$Y'_e = H - Y_e$	0.7439	0.7492	0.7537	0.7553
Moment d'inertie	0.157501	0.160057	0.162317	0.163077
Propriétés de la section transformée de la poutre + dalle :				
Surface transformée de la poutre+dalle	0.8476	0.8527	0.8566	0.8578
Position de CG : Y_T	1.0448	1.0396	1.0353	1.0338
$Y'_T = H - Y_T$	0.6552	0.6604	0.6647	0.6662
Moment d'inertie	0.294331	0.299031	0.303080	0.303506

Tableau 8-9

3-5-5-Moment nominal pris de l'analyse :

La charge	Moment nominal, kN-m			
	0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
Poids propre de la poutre	801	1373	1716	1830
planche/dalle/entretoise	406	696	870	928
BN4 ; GBA	30	52	65	69
Asphalte	179	306	383	408
Charge permanente+ (M_{c120}) ou $D_{240} M_{ORP}$	2203	3376	4148	4597

Tableau 8-10

3-6-LES PERTE :

3-6-1 Pertes instantanées :

Pertes instantanées sur un banc de 40 m :

Tension initiale :

$\sigma_{p0} = \min(0.85F_{prg} ; 0.95F_{peg})$ selon l' BPEL

$$\sigma_{p0} = 1494.35 \text{ MPa}$$

Perte d'ancrage :

$$\Delta\sigma_a = \frac{g E_P}{l_b}$$

- $g = 0,006 \text{ m}$ (pour clavette couramment utilisé).
- $E_P = 1.9 \cdot 10^5$ (module d'élasticité).
- $l_b = 40 \text{ m}$ (la longueur de banc).

$$\Delta\sigma_a = 28.5 \text{ MPa}$$

Perte par relaxation sur banc :

- $\rho_{16} = 0.75\%$

$$\Delta\sigma_r = \rho_{16} \sigma_{\text{apres enrage}} = \rho_{16} (1494.35 - 28.5)$$

$$\Delta\sigma_r = 11 \text{ MPa}$$

Perte par retrait instantané sur banc :

- $r(t) = t / (t + 9 r_m)$
- $\xi_r = 0.00027$
- $E_P = 1.9 \cdot 10^5$ (module d'élasticité).

$$\Delta\sigma_{rt} = \xi_r r(t) E_P = 2.7 \cdot 10^{-4} \times 0.2 \times 1.9 \cdot 10^5$$

$$\Delta\sigma_{rt} = 10.26 \text{ MPa}$$

Perte thermique :

- ' α ' coefficient de dilatation thermique du béton

$$\Delta\sigma_\theta = \alpha (T_{\text{max}}^\circ - T_{\text{min}}^\circ) E_P$$

$$\Delta\sigma_\theta = 10^{-5} (70 - 20) 1.9 \cdot 10^5$$

$$\Delta\sigma_\theta = 95 \text{ MPa}$$

✓ **D'où perte totale sur un banc de 40 m**

$$\Delta\sigma_{\text{banc}} = (\Delta\sigma_a = 28.5 \text{ MPa}) + (\Delta\sigma_r = 11 \text{ MPa}) + (\Delta\sigma_{rt} = 10.26 \text{ MPa}) + (\Delta\sigma_\theta = 95 \text{ MPa})$$

$$\Delta\sigma_{\text{banc}} = 144.76 \text{ MPa}$$

Tension avant relâchement :

$$\sigma = (\sigma_{p0} = 1494.35 \text{ MPa}) - (\Delta\sigma_{\text{banc}} = 144.76 \text{ MPa}) \quad \sigma_{po} = 1349.59 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Perte de Raccourcissement élastique de béton :

Disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Raccourcissement élastique $\Delta\sigma_{pES} = K E_p \sigma_{bj} / E_{ij}$				
Contrainte au vérin σ_{p0} [MPa]	1 349.59	1 349.59	1 349.59	1 349.56
Pourcentage de perte au vérin proposé [%]	2.778	4.304	5.561	5.964
Effort P_s $P_0 = \sigma_{p0} A_p (1 - \Delta\sigma_{pES} / \sigma_{p0})$ [kN]	3 149.04	4 649.41	5 735.43	6 091.55
Moment appliqué à la construction M_{G1} [kN]	800.80	1 372.80	1 716.00	1 830.40
Contrainte de compression à cg des torons $\sigma_{cj} = P_0/A + P_0 e^2 / I - M_G$ [MPa]	6.74	10.45	13.50	14.48
$\triangleright K_i = 0$ [si $\sigma_{cj} < 0.50 \sigma_{bj}$], [si $\sigma_{bj} > 0.50 \sigma_{bj}$, $k_{id} = 4 \{ \sigma_{bj} / \sigma_{bj} - 0.50 \}^2$]	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Coefficient $K = 1 + K_{id}$	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
Perte par raccourcissement $\Delta\sigma_{pES} = K_{épi} \sigma_{bj} / E_{ij}$ [MPa]	37.49	58.09	75.05	80.49
Pourcentage de perte au vérin % $\Delta\sigma_{pES}$ [%]	2.778	4.304	5.561	5.964

Tableau 8-11

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-6-2-Pertes à long-terme [ΔP_e]

Perte du retrait de béton :

disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Perte du retrait, $\Delta\sigma_{psH} = \xi_r (1 - r(t)) E_P$				
Retrait final du béton ξ_r [m/m]	0.00027	0.00027	0.00027	0.00027
Zone de section transversale B[cm ²]	5 575.70	5 627.10	5 665.60	5 678.50
Périmètre efficace U[cm]	522.80	522.80	522.80	522.80
Rayon moyen de la section $r_m = B/u$ [cm]	10.67	10.76	10.84	10.86
L'age du béton en construction t = 7 JOURS	7.00	7.00	7.00	7.00
Loi d'évolution du retrait $r(t) = t / (t + 9 r_m)$	0.0680	0.0674	0.0670	0.0668
Perte de retrait $\Delta\sigma_{psH} = \xi_r (1 - r(t)) E_P$ [MPa]	47.813	47.843	47.865	47.872
Pourcentage de perte % $\Delta\sigma_{psH}$	3.543	3.545	3.547	3.547

Tableau 8-12

Perte de Relaxation d'acier

Disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Relaxation de perte d'acier, $\Delta\sigma_{pRS} = 6 / 100 \rho_{1000} (\sigma_{pi} / \sigma_{prg} - \mu_o) \sigma_{pi}$				
Coefficient pour la relaxation très faible μ_o	0.4300	0.4300	0.4300	0.4300
Effort de précontrainte initiale $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pES}$ [MPa]	1 290.01	1 269.41	1 252.45	1 247.01
Valeur de relaxation iso thermique ρ_{1000} [%]	2.50	2.50	2.50	2.50
Perte de relaxation d'acier $\Delta\sigma_{pRS} = 0.06\rho_{1000} (\sigma_{pi} / \sigma_{prg} - \mu_o) \sigma_{pi}$ [MPa]	57.82	54.68	52.15	51.35
Pourcentage de perte $\Delta\sigma_{pRS}$ [%]	4.284	4.052	3.864	3.805

Tableau 8-13

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Perte de fluage du béton:

Disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
fluage du béton: $\Delta\sigma_{pCR} = 2.5\sigma_b E_p / E_{cd}$; si $\sigma_M < 1.5\sigma_b$ ou $\Delta\sigma_{pCR} = (\sigma_M + \sigma_b) E_p / E_{cd}$ si $\sigma_M > 1.5\sigma_b$				
Contrainte Max. comp. En béton a ELS $\sigma_M = P_o/A + P_o e_2 / I - M_{G1} e / I$ [MPa]	6.74	10.45	13.50	14.48
Moment de poutre Non composite $M_{NC} = M_{G2}$ [kNm]	406.00	696.00	870.00	928.00
Moment de poutre Composite $M_C = M_{G3} + M_{G4}$ [kNm]	208.77	357.89	447.36	477.18
Perte de fluage assumée par itération	4.274	6.256	7.935	8.459
$\Delta\sigma_{pCR} = [\%] \sigma_{p0}$ [MPa]	57.68	84.43	107.09	114.16
Effort de précontrainte $\sigma_{Pe} = \sigma_{p0} \times A_{p1} \times N_p$ [kN]	3 186.00	4 779.00	5 973.75	6 372.00
$\sigma_{Pe} = (a) / A' + (a) / I' \times e'^2$ [MPa]	1.065	2.015	2.920	3.246
$(a) = P_c(\Delta\sigma_{psh} + \Delta\sigma_{pCR} + (5/6) \Delta\sigma_{pRS})$ [MPa]	0.386	0.662	0.917	1.007
Contrainte de comp. finale à cg des torons $\sigma_b = \sigma_M + \sigma_{Nc} + \sigma_c + \sigma_{Pe}$ [MPa]	4.181	5.542	6.782	7.139
150% de la contrainte de compression finale $1.5\sigma_b$	6.271	8.312	10.173	10.709
Perte par fluage du béton: si $\sigma_M < 1.5\sigma_b$ $\Delta\sigma_{pCR} = 2.5\sigma_b E_p / E_{c1}$ [MPa]	-	-	-	-
Perte par fluage du béton: si $\sigma_M > 1.5\sigma_b$ $\Delta\sigma_{pCR} = (\sigma_b + \sigma_M) E_p / E_{c1}$ [MPa]	57.6879	84.4328	107.0924	114.1530
Pourcentage de perte $\Delta\sigma_{pCR}$ [%]	4.274	6.256	7.935	8.459

Tableau 8-14

Résumé des pertes

Disposition	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Pertes instantanées : $\Delta\sigma_{pi}$ (%)	2.78	4.30	5.56	5.96
Pertes différées : $\Delta\sigma_{pe}$ (%)	12.10	13.85	15.35	15.81
Total des pertes : $\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pe}$ (%)	14.88	18.16	20.91	21.78

Tableau 8-15

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Efforts de précontrainte

Disposition	Efforts de précontrainte , kN			
	0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Effort PS : $P_o = \sigma_{p0} A_p N$	3 239	4 859	6 073	6 478
perte instantanée : $\Delta P_i = \Delta \sigma_{pi} P_o$	90	209	338	386
Perte à long-terme : $\Delta P_e = \Delta \sigma_{pe} P_o$	392	673	932	1 024

Tableau 8-16

Propriétés des sections :

Disposition		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Section de base					
A	[m ²]	0.5576	0.5627	0.5666	0.5679
I	[m ⁴]	0.1575	0.1601	0.1623	0.1631
I/y _t	[m ³]	0.2083	0.2132	0.2175	0.2190
I/y _b	[m ³]	0.2117	0.2136	0.2143	0.2159
e	[m]	0.3936	0.4591	0.4930	0.5010
Section composite					
A'	[m ²]	0.8476	0.8527	0.8566	0.8579
I'	[m ⁴]	0.2943	0.2990	0.3031	0.3035
I'/y _t	[m ³]	0.2817	0.2876	0.2927	0.2936
I'/y _{t'}	[m ³]	0.6466	0.6495	0.6522	0.6510
I'/y _{ts'}	[m ³]	0.4492	0.4528	0.4560	0.4556
e'	[m]	0.6823	0.7479	0.7820	0.7901

Tableau 8-17

3-7-Vérification des contraintes en phase de construction :

On a : 4 phases

- **Phase 1:** Mise en traction des torons
- **Phase 2:** Poids propre
- **Phase 3:** Perte instantanée
- **Phase 4:** Dalles et planches

✓ Contraintes admissibles [MPa]

- compression 0.58 f_{cj} = 17.4 [MPa]
- traction à la zone d'enrobage 0.70f_{ij} - 0.02f_{c28} = -1.08 [MPa]

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- traction à l'extérieure de la zone d'enrobage $1.5f_{tj} - 0.02f_{c28} = -3.00$ [MPa]

3-7-1- la phase 1 :(Mise en traction des torons)

Phase 1: Mise en traction des torons		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Charge axiale, P	[kN]	3 239	4 859	6 073	6 478
$\sigma_{t1} = P/A - P_e / S_t$	[kPa]	-212.26	-1807.43	-3248.70	-3622.10
$\sigma_{b2} = P/A + P_e / S_b$	[kPa]	11 929.34	19 098.03	24 484.51	26 226.66

Tableau 8-18

3-7-2- la phase 2 :(Poids propre)

Phase 2: Poids propre		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Moment, M_{G1}	[kNm]	801	1 373	1 716	1 830
+ M_{G1} / S_t	[kPa]	3 782.29	6 425.85	8 006.10	8 477.60
- M_{G1} / S_b	[kPa]	-3844.32	-6439.57	-7889.81	-8358.62
$\sigma_{t2} = \sigma_{t1} + M_{G1} / S_t$	[kPa]	3570.03	4618.42	4757.40	4855.49
$\sigma_{b2} = \sigma_{b1} - M_{G1} / S_b$	[kPa]	8 085.02	12 658.46	16 594.70	17 868.04

Tableau 8-19

3-7-3- la phase 3 :(Perte instantanée)

Phase 3: Perte instantanée					
Charge axiale, $\Delta P_i = P_{di} - P_o$	[kN]	-89.98	-209.11	-337.70	-386.37
+ $\Delta P_i / A - \Delta P_{ie} / S_t$	[kPa]	5.90	77.79	180.65	216.04
+ $\Delta P_i / A + \Delta P_{ie} / S_b$	[kPa]	-331.41	-821.98	-1361.49	-1564.28
$\sigma_{t3} = \sigma_{t2} + \Delta P_i / A - \Delta P_{ie} / S_t$	[MPa]	3.576	4.696	4.938	5.072
$\sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \Delta P_i / A + \Delta P_{ie} / S_b$	[MPa]	7.754	11.836	15.233	16.304

Tableau 8-20

3-7-4- la phase 4 :(Dalles et planches)

Phase 4: Dalles et planches					
Moment, M_{G2}	[kNm]	406	696	870	928
+ M_{G2} / S_t	[kPa]	1 918	3 258	4 059	4 298
- M_{G2} / S_b	[kPa]	-1949	-3265	-4000	-4238
$\sigma_{t4} = \sigma_{t3} + M_{G2} / S_t$	[MPa]	5.494	7.954	8.997	9.370
$\sigma_{b4} = \sigma_{b3} - M_{G2} / S_b$	[MPa]	5.805	8.572	11.233	12.066

Tableau 8-21

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-7-5- Vérification des Contraintes a l'état de construction

Vérification des Contraintes admissibles					
traction à la zone d'enrobage : $0.70 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$	[MPa]	-1.08	-1.08	-1.08	-1.08
σ_{t4}	[MPa]	5.494	7.954	8.997	9.370
$\sigma_{t4} > 0.70 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$		VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE
traction à l'extérieure de la zone d'enrobage : $1.5 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$	[MPa]	-3.00	-3.00	-3.00	-3.00
σ_{t4}	[MPa]	5.494	7.954	8.997	9.370
$\sigma_{t4} > 0.70 f_{tj} - 0.02 f_{cj}$		VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE
Contrainte de compression : $0.58 f_{cj}$	[MPa]	17.4	17.4	17.4	17.4
σ_{c3}	[MPa]	7.754	11.836	15.233	16.304
$\sigma_{c3} < 0.58 f_{cj}$		VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE
σ_{c4}	[MPa]	5.805	8.572	11.233	12.066
$\sigma_{c4} < 0.58 f_{cj}$		VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE

Tableau 8-22

3-8-vérification de Contraintes en phase de service :

On a 03 phases

- **Phase 5:** Pertes à long terme (Propriétés de poutre composite)
- **Phase 6:** Propriétés de poutre composite
- **Phase 7:**
 - Phase 7a=Combinaison de charge 1: charge fréquente ($P_d + G + 0.60 (1.20 Q_r)$)
 - Phase 7b = Combinaisons de charge 2: Charges rares 2 ($P_d + G + Q_{rp}$)
 - Phase 7c = Combinaison de charge 3: Quasi Permanente ($P_d + G$)

✓ Contraintes Admissibles

- Compression (Combinaison des charges 1 et 2) $0.58 f_{c28} = 20.3 \text{ MPa}$
- Compression (Combinaison de charge 3) $0.50 f_{c28} - 0.02 f_{c28} = 16.80 \text{ MPa}$
- Traction en combinaison fréquente de charge :

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Applicable à Phase 7a

- à la zone d'enrobage = 0
- en dehors de la zone d'enrobage $1.50 f_{t28} - 0.02 f_{c28} = -3.35 \text{ MPa}$

- **Traction en combinaison rare de charge :**

Applicable à la phase 7b

- à la zone d'enrobage $f_{t28} - 0.02 f_{c28} = -2.00 \text{ MPa}$
- en dehors de la zone d'enrobage $1.50 f_{t28} - 0.02 f_{c28} = -3.35 \text{ MPa}$

- **Traction en combinaison des charges permanente :**

Applicable à la phase 7c

- à la zone d'enrobage = 0
- en dehors de la zone d'enrobage = 0

3-8-1- Phase 5 : (Propriétés de poutre composite)

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Phase 5: Pertes à long terme (Propriétés de poutre composite)					
Charge axial , $\Delta P_e = P_{de} - P_{di}$	[kN]	-391.97	-673.05	-931.99	-1024.20
+ $\Delta P_e / A' - \Delta P_e e' / S_t'$	[kPa]	(49)	(14)	29	49
+ $\Delta P_e / A' + \Delta P_e e' / S_{b'}$	[kPa]	-1411.82	-2539.40	-3577.55	-3950.10
$\sigma_{ts5} = \Delta P_e / A' - \Delta P_e e' / S_{t'}$ au dessus de la dalle	[MPa]	0.133	0.322	0.510	0.582
$\sigma_{t5} = \sigma_{t4} + \Delta P_e / A' - \Delta P_e e' / S_{t'}$	[MPa]	5.445	7.940	9.026	9.419
$\sigma_{b5} = \sigma_{b4} + \Delta P_e / A' + \Delta P_e e' / S_{b'}$	[MPa]	4.393	6.032	7.656	8.116

Tableau 8-23

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-8-2-Phase 6 : Propriétés de poutre composite

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Phase 6: Propriétés de poutre composite					
Moment, M	[kNm]	-	-	-	-
+ M_C / S	[kPa]	-	-	-	-
M_C / S_b	[kPa]	-	-	-	-
$\sigma_{ts6} = \sigma_{ts5} + M_C / S_{ts'}$	[MPa]	0.133	0.322	0.510	0.582
$\sigma_{t6} = \sigma_{t5} + M_C / S_t$	[MPa]	5.445	7.940	9.026	9.419
$\sigma_{b6} = \sigma_{b5} - M_C / S_{b'}$	[MPa]	4.393	6.032	7.656	8.116

Tableau 8-24

3-8-3-Phase 7a:

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Phase 7a: Combinaison de charge1: charge Fréquente (Pd + G + 0.60 (1.20 Qr))					
$M = M_{G3} + M_{G4} + 0.60 (1.20 Q_r)$	[kNm]	601	1 031	1 288	1 374
+ $M/S_{ts'}$	[kPa]	1 338	2 276	2 826	3 016
+ M/S_t	[kPa]	930	1 587	1 975	2 111
- $M/S_{b'}$	[kPa]	-2134.19	-3583.18	-4400.86	-4680.87
$\sigma_{ts7a} = \sigma_{ts6} + M / S_{ts'}$ dalle	[MPa]	1.471	2.599	3.336	3.599
$\sigma_{t7a} = \sigma_{t6} + M / S_t$ en dehors de la zone d'enrobage	[MPa]	6.375	9.527	11.002	11.529
σ_{7a} à la zone d'enrobage	[MPa]	3.253	3.825	4.563	4.750
$\sigma_{b7a} = \sigma_{b6} - M / S_{b'}$	[MPa]	2.259	2.449	3.255	3.435

Tableau 8-25

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-8-4-Phase 7b:

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Phase 7b: Combinaisons de charge 2: Charges rares 2 (Pd + G + Qrp)					
Moment, $M_{G3} + M_{G4} + M_{Qrp}$	[kNm]	992.99	1 306.99	1 561.34	1 839.18
+ M / $S_{ts'}$	[kPa]	2 210.46	2 886.45	3 424.26	4 037.04
+ M / S_t	[kPa]	1 535.72	2 012.30	2 393.94	2 825.08
- M / $S_{b'}$	[kPa]	-3524.87	-4543.84	-5333.44	-6264.62
$\sigma_{ts7b} = \sigma_{ts6} + M / S_{ts'}$	[MPa]	2.343	3.209	3.935	4.619
$\sigma_{t7b} = \sigma_{t6} + M / S_t$ dalle en dehors de la zone d'enrobage	[MPa]	6.980	9.952	11.420	12.244
σ_{7a} à la zone d'enrobage	[MPa]	2.345	3.134	3.859	3.540
$\sigma_{b7b} = \sigma_{b6} - M / S_{b'}$	[MPa]	0.868	1.488	2.322	1.851

Tableau 8-26

3-8-5-Phase 7c:

Chargement		Contrainte sous flexion			
		0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
Phase 7c: combinaison de charge 3: Quasi Permanente (Pd + G)					
Moment, $M_{G3} + M_{G4}$	[kNm]	208.77	357.89	447.36	477.18
+ M / $S_{ts'}$	[kPa]	464.73	790.38	981.13	1 047.43
+ M / S_t	[kPa]	322.87	551.02	685.92	732.98
- M / $S_{b'}$	[kPa]	-741.07	-1244.22	-1528.15	-1625.38
$\sigma_{ts7c} = f_{ts6} + M / S_{ts'}$ dalle	[MPa]	0.598	1.113	1.491	1.630
$\sigma_{t7c} = f_{t6} + M / S_t$ dehors de la zone d'enrobage	en [MPa]	5.768	8.491	9.712	10.152
σ_{7c} à la zone d'enrobage	[MPa]	4.163	5.508	6.733	7.085
$\sigma_{b7c} = f_{b6} - M / S_{b'}$	[MPa]	3.652	4.788	6.127	6.491

Tableau 8-27

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

3-8-6-Tableaux de vérification des contraintes

Pour la vérification :

Valeur de traction admissible < Valeur de traction calculée

Valeur de compression admissible > Valeur de compression calculée

- Valeur de traction (-)
- Valeur de compression (+)

• **Contraintes Admissibles :**

Contraintes Admissibles			0.125 L			
			0.125 L	0.250 L	0.375 L	0.500 L
compression	Combinaison des charges 1 et 2		20.3 MPa	20.3 MPa	20.3 MPa	20.3 MPa
	Combinaison des charges 3		16.80 MPa	16.80 MPa	16.80 MPa	16.80 MPa
traction	Phase 7a	à la zone d'enrobage	0	0	0	0
		en dehors de la zone d'enrobage	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa
	Phase 7b	à la zone d'enrobage	-2.00 MPa	-2.00 MPa	-2.00 MPa	-2.00 MPa
		en dehors de la zone d'enrobage	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa	-3.35 MPa
	Phase 7c	à la zone d'enrobage	0	0	0	0
		en dehors de la zone d'enrobage	0	0	0	0

Tableau 8-28

• **vérification des contraintes Phase 5 et Phase 6**

Contraintes calculée			0.125L			
			0.125L	0.250L	0.375L	0.500 L
Fibre inférieure σ_b	Phase 5		4.393 ✓	6.032 ✓	7.656 ✓	8.116 ✓
	Phase 6		4.393 ✓	6.032 ✓	7.656 ✓	8.116 ✓
Fibre supérieure σ_t	Phase 5	poutre	5.445 ✓	7.940 ✓	9.026 ✓	9.419 ✓
		dalle	0.133 ✓	0.322 ✓	0.510 ✓	0.582 ✓
	Phase 6	Poutre	5.445 ✓	7.940 ✓	9.026 ✓	9.419 ✓
		Dalle	0.133 ✓	0.322 ✓	0.510 ✓	0.582 ✓

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- **vérification des contraintes Phase 7 a, b et c**

Contraintes calculée			0,125L	0,250L	0,375L	0,500L	
			Fibre inférieure σ_b	Phase 7a		2.259 ✓	2.449 ✓
Phase 7b		0.868 ✓		1.488 ✓	2.322 ✓	1.851 ✓	
Phase 7c		3.652 ✓		4.788 ✓	6.127 ✓	6.491 ✓	
Fibre supérieure σ_t	Phase 7a	à la zone d'enrobage		3.253 ✓	3.825 ✓	4.563 ✓	4.750 ✓
		en dehors de la zone d'enrobage	poutre	6.375 ✓	9.527 ✓	11.002 ✓	11.529 ✓
			dalle	1.471 ✓	2.599 ✓	3.336 ✓	3.599 ✓
	Phase 7b	à la zone d'enrobage		2.345 ✓	3.134 ✓	3.859 ✓	3.540 ✓
		en dehors de la zone d'enrobage	poutre	6.980 ✓	9.952 ✓	11.420 ✓	12.244 ✓
			dalle	2.343 ✓	3.209 ✓	3.935 ✓	4.619 ✓
	Phase 7c	à la zone d'enrobage		4.163 ✓	5.508 ✓	6.733 ✓	7.085 ✓
		en dehors de la zone d'enrobage	poutre	5.768 ✓	8.491 ✓	9.712 ✓	10.152 ✓
			dalle	0.598 ✓	1.113 ✓	1.491 ✓	1.630 ✓

Tableau 8-29

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

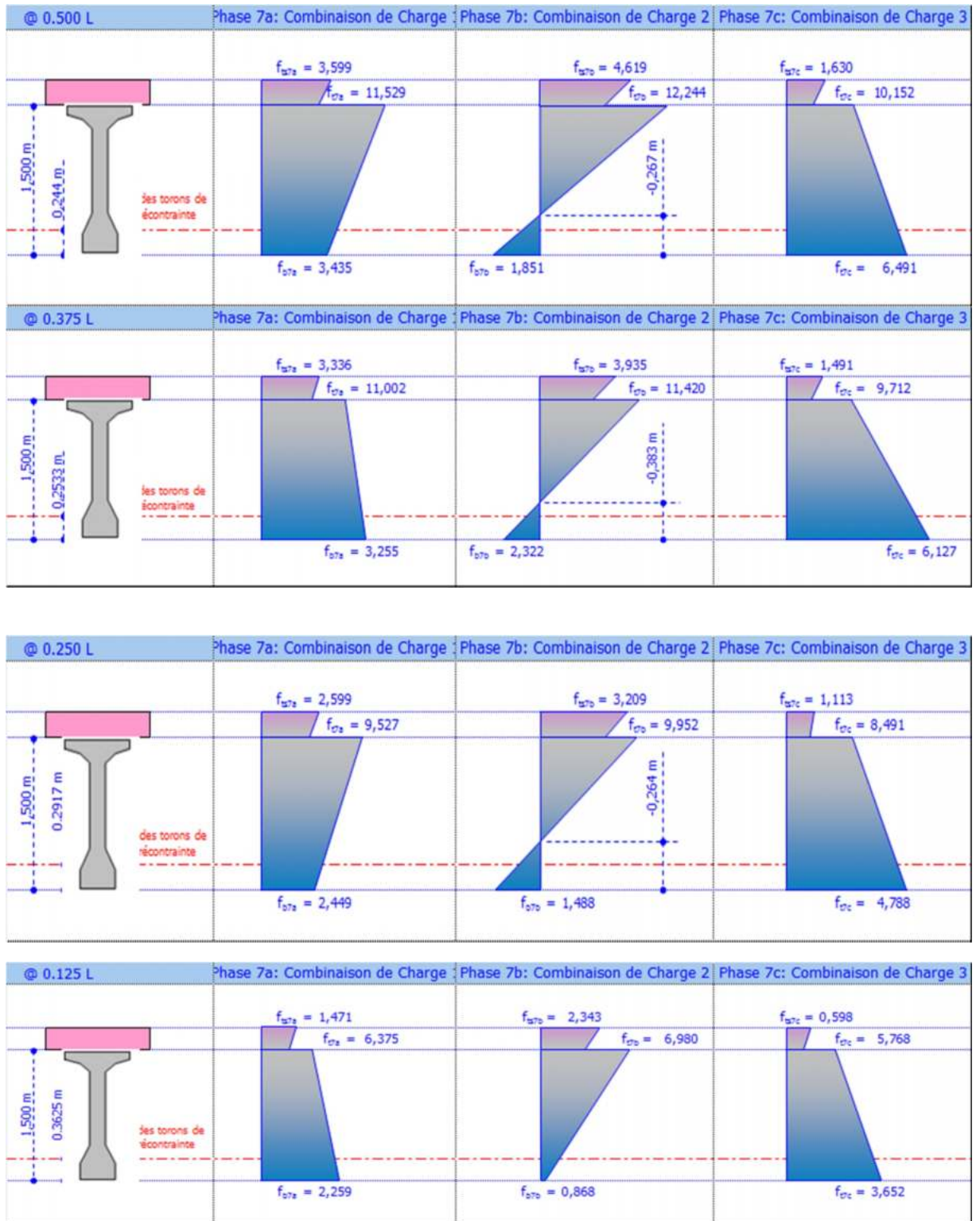


Figure 8-1 : les diagrammes des contraintes aux différentes positions

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

4)-CAPACITE ULTIME SOUS FLEXION :

4-1- Paramètres de conception

Les différents Paramètres		0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
Coefficient à compter pour la durée de l'action : ϕ		1.00	1.00	1.00	1.00
Coefficient de sécurité du béton : γ_b		1.50	1.50	1.50	1.50
Coefficient de sécurité de l'acier précontraint : γ_p		1.15	1.15	1.15	1.15
Déformation ultime du béton à la Fibre : ϵ_b		0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
Déformation ultime des torons : ϵ_s		0.010	0.010	0.010	0.010
Limite d'élasticité Garantie d'acier : f_{peg}	[MPa]	1 573.00	1 573.00	1 573.00	1 573.00
Contrainte en section rectangulaire : $f_{bu}=0.85f_{cj}/ (\phi.\gamma_b)$		[MPa]	19.83	19.83	19.83
Surface d'acier de précontrainte : A_{ps}	[m ²]	0.00240	0.00360	0.00450	0.00480

Tableau 8-30

4-2-Combinaison ultime

$M_{u1} = 1.35P_m + 1.35G + 1.6Q_r$	[kNm]	2783.14	4771.09	5963.87	6 361.46
$M_{u2} = 1.35P_m + 1.35G + 1.35Q_{rp}$	[kNm]	2969.72	4557.32	5598.91	6 206.74
$M_{u3} = 1.35P_m + 1.35G + 1.35\Delta\phi$	[kNm]	1911.02	3276.03	4095.04	4 368.04
$M_u = \text{Max} (M_{u1}, M_{u2}, M_{u3})$	[kNm]	2969.72	4771.09	5963.87	6 361.46

Tableau 8-31

4-3-Vérification à l'E.L.U :

		0.125L	0.250L	0.375L	0.500L
Effort de précontrainte $P_{pm} = (1 - \Delta f_{pi} - \Delta f_{pe}) P_o$	[KN]	2 757.06	3 976.36	4 803.46	5 067.32
Contrainte des câbles $\sigma_{pm} = P_{pm} / (A_{ps})$	[MPa]	1 148.77	1 104.54	1 067.44	1 055.69
Déformation du toron $\epsilon_{pm} = \sigma_{pm} / E_p$	[m/m]	0.0060	0.0058	0.0056	0.0056

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Moment permanent $M_{pm} = \Sigma MG1...MG4$	[kN.m]	1 415.57	2 426.69	3 033.36	3 235.58
Contrainte au CG du toron $\sigma_{pm} = P_{pm}/A' + P_{pm}e'^2/I' - M_{pm}e'/I'$	[KPa]	4.332	6.032	7.473	7.906
Déformation due à la déformation du béton: $\Delta'\epsilon_p = 5\sigma_{dpm} / E_p$		0.0001	0.0002	0.0002	0.0002
Valeur d'essai de y	[m]	0.1739	0.2658	0.3336	0.3634
Déformation complémentaire $\Delta''\epsilon_p = 0.0035 (d_p - y) / y$	[m/m]	0.0234	0.0150	0.0117	0.0105
Déformation totale du toron $\epsilon_{tot} = \epsilon_{pm} + \Delta'\epsilon_p + \Delta''\epsilon_p$	[m/m]	0.0296	0.0210	0.0175	0.0163
$\sigma_p = 1.06f_{peg}$ si $\epsilon_{tot} > 2.0\%$ $\sigma_p = f_{peg}$ si $\epsilon_{tot} < 2.0\%$	[MPa]	1 667.38	1 667.38	1 573.00	1 573.00

Tableau 8-32

On a l'équilibre entre le béton comprimé et les armatures tendu : $F_b = F_p$
Par essai la valeur de y

si $0.80 y < h_f$: $F_b = 0.80 b y (f_{bu})$

si $0.80 y > h_f$: $F_b = 0.80 b_1 y (f_{bu}) + (b - b_1) h_f (f_{bu})$

Effort du béton: F_b	[KN]	4 000.86	6 002.36	7 078.12	7 550.95
Effort de tension du toron $F_p = \sigma_p A_p$	[KN]	4 001.71	6 002.57	7 078.50	7 550.40
Moment Resistance $M_{res} = T_p (d_p - 0.40y)$	[kN.m]	5 074	7 815	9 296	9 898
Moment ultime appliqué M_u	[kN.m]	2 970	4 771	5 964	6 361

Tableau 8-33

$M_{res} > M_u$: Donc la poutre est vérifiée à L'E.L.U

5)-Ferrailage de la poutre :

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints.

5-1- Armatures longitudinales :

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

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} + \frac{f_{t1}}{\sigma_{Bt}}$$

Avec : 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

Dans toutes les phases de calcul, de mise en tension des câbles ; la fibre inférieure et la fibre supérieure sont toutes les deux comprimées.

Le ferrailage passif longitudinal théoriquement n'est pas nécessaire, on disposera comme même un ferrailage pour pallier aux problèmes de limitation des fissures du béton, répartition des efforts de variation de température, et la résistance surtout dans le cas où le béton présente des insuffisances.

On disposera 4HA20 en nappe inférieure dans le talon et 4HA20 sur les deux périmètres latéraux du talon.

5-2- Armatures longitudinales de peau :

Leur but est de répartir les effets de retraits et des variations de températures. Elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0.1 \% \text{ de la section de la poutre.} \end{array} \right.$$

$B_h = 5437.515 \text{ cm}^2$ (section médiane homogène)

$$0.1 \times 54.37515 = 5.437515 \text{ cm}^2.$$

On choisit une armature de 5HA12 avec une $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$.

5-3- armature transversale de peau :

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm^2 d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

• Calcul de l'effort tranchant ultime

$$\text{D'où le cisaillement ultime } \tau_u = \frac{0.759}{0.22 \times 1.35} = 2.55 \text{ MPa}$$

L'inclinaison des bielles est telle que : $\text{tg} 2\beta_u = 2 \tau_u / \sigma_{xu}$

$$\text{Avec } \sigma_{xu} = \frac{P}{B} = \frac{5.31}{1.602} = 3.31 \text{ MPa}$$

$$\text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 2.55}{3.31} = 1.36 \text{ D'où } \Delta u = 26.83^\circ \text{ limité à } 30^\circ$$

$$\text{tg } \beta_u = \text{tg } 30^\circ = 0.577.$$

• Minimum d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1.15} \geq (\tau_u - f_{tj} / 3) \text{tg} \beta_u = (2.55 - 0.9) 0.577 = 0.952 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit } \frac{A_t}{S_t} \geq 2.99 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \times b_n \times \gamma_s}{f_c}$$

$$\text{Soit } \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{0.6 \times 0.22 \times 1.15}{500} = 3.036 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Nous retiendrons donc un cadre HA10 ($A_t = 1.57 \text{ cm}^2$) avec un écartement de 30cm à l'appui et sur une longueur $h/2 \approx 1 \text{ m}$ et un espacement $2 \times 0.79 / 6.55 \approx 30 \text{ cm}$ à mi travée.

• L'écartement maximum des cadres :

$$S_t \leq \min(0.8h, 3b_0, 1 \text{ m}) = \min(0.8 \times 1.50 ; 3 \times 0.55 ; 1 \text{ m}) = 1 \text{ m} \text{ Ce qui est vérifié}$$

• Justification des bielles de béton :

Il suffit de vérifier que :

$$\tau_{u \text{ red}} \leq \frac{f_{cj}}{6}$$

$$\tau_{u \text{ red}} = 2.55 \leq \frac{35}{6} = 5.833 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

1)- GENERALITE :

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

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

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle d'entretoisement, il assure donc la répartition transversale des efforts, On calcule les efforts(M,T) transversaux par la méthode de GUYON-MASSONET Par ailleurs , parallèlement à ce raisonnement on supposera que le pont est rigidement entretoisé , ceci veut dire que dans une section transversale du tablier les poutres restent dans un même plan , les moments correspondants seront donnés par l'effet local dans l'hourdis (flexion locale) .

Donc nous avons à étudier deux types de flexions

- flexion transversale des hourdis.
- flexion locale.

2)-Etude de la flexion transversale :

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

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

Avec:

b : demi largeur du pont.

x : abscisse de la bande étudiée en flexion transversale.

L : la portée en (m).

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

$$0 < \theta < 0.1$$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{0.05}$$

$$0.1 < \theta < 1$$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$$

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

$$\theta > 1$$

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

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

$$0.1 < \theta < 1$$

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^\beta$$

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

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

- charge uniformément répartie q:

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

- charge concentrée Q :

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

- charge partiellement répartie q:

$$p = \left(\frac{4c}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

X : la moitié de charge.

d : la demi portée $\left(\frac{L}{2}\right)$.

CHAPITRE IX:ETUDE DE L'HOURDIS

2-1-Calcul des coefficients $\mu_{\alpha moy}$ sous différent cas de charges :

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

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

Pour les surcharges concentrées on applique la formule suivante :

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

Calcul de la valeur de $\mu_{\alpha m}$: pour notre projet on a $\theta = 0.9422$

Tableau donnant la valeur de $\mu_0 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.9422$

$\frac{x}{b}$	b	0.75b	0.5b	0.25b	0	0.25b	0.5b	0.75b	b
0	-525.482	-390.85	-176.1431	297.7536	1250.48	297.7536	-176.1431	-390.851	-525.482
0.25b	-201.90	-236.26	-234.3069	-96.9285	339.0853	1253.28	207.697	-463.571	-1001.04
0.5b	-43.764	-103.14	-151.34	-148.7618	-12.8495	378.2444	1139.45	-239.261	-1454.24
0.75b	0.7144	-24.314	-47.8741	-61.5465	-43.1084	46.9173	258.1259	620.6524	-1414.68
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 9-1

Tableau donnant la valeur de : $\mu_1 \times 10^{-4}$ pour $\theta = 0.9422$

$\frac{x}{b}$	b	0.75b	0.5b	0.25b	0	0.25b	0.5b	0.75b	b
0	-176.26	-171.71	-129.908	79.96142	823.8502	79.96142	-129.908	-171.713	-176.266
0.25b	-106.67	-123.02	-138.143	-112.652	83.7376	814.03514	52.2558	-185.734	-274.374
0.5b	-61.4520	-78.298	-102.494	-126.718	-110.6016	73.10576	780.0821	-31.624	-381.175
0.75b	-30.484	-41.333	-58.6373	-83.86616	-108.838	-98.1530	59.65406	677.2621	-398.23
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 9-2

Valeur de μ_{α} pour : $\alpha = 0.166$ et $\theta = 0.9422$

$\frac{x}{b}$	b	0.75b	0.5b	0.25b	0	0.25b	0.5b	0.75b	b
0	-431.78	-332.05	-163.737	239.31	1136.28	239.31	-163.73	-332.05	-431.78
0.25b	-176.357	-205.88	-208.50	-101.14	270.57	1135.42	165.99	-389.02	-806.07
0.5b	-48.50	-96.477	-138.23	-142.84	-39.07	296.37	1043.030	-183.55	-1166.33
0.75b	-7.656	-28.88	-50.763	-67.53	-60.74	7.9936	204.874	635.84	-1141.96
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 9-3

Le calcul de μ_{α} pour les différentes positions des poutres est inutile car on travaille ici avec l'hourdis et pas avec les poutres

Après avoir déterminé les μ_{α} correspondants on trace les lignes d'influences et on procède au chargement des systèmes [A(l), Bc, Bt, M_{c120} , D_{240}] les surcharges sont placées dans le cas le plus défavorable de façon a obtenir les $\mu_{\alpha max}$ et on respectant les prescriptions du cahier des prescriptions spéciales fascicule 61 titre II.

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

Après calcul on a les résultats suivants :

CHAPITRE IX:ETUDE DE L'HOURLDIS

Désignation		Position 0b		Position ¼b		Position ½b		Position ¾b	
		μ _{αmoy} Négatif	μ _{αmoy} Positif	μ _{αmoy} Négatif	μ _{αmoy} Positif	μ _{αmoy} Négatif	μ _{αmoy} Positif	μ _{αmoy} Négatif	μ _{αmoy} Positif
A(l)	1voie	86.643	97.623	14.866	510.74	-	598.98	0.671	164.2
	2voies	43.321	386.496	18.127	382.44	33.036	313.757	27.651	82.1
	3voies	87.552	261.984	75.873	254.960	63.361	209.171	33.594	54.733
Bc	1voie	122.495	43.215	50.975	383.855	-	515.240	-	247.800
	2voies	61.247	355.082	25.487	518.355	9.770	351.023	15.185	130.99
	3voies	40.832	399.267	40.637	373.575	41.313	234.015	30.755	87.327
Bt	1 tand	110.890	71.015	12.695	450.715	-	548.335	-	204.500
	2 tand	55.445	356.21	28.430	471.305	20.505	322.235	19.223	102.250
Br		-	1136.282	-	1135.43	-	1043.03	-	353.48
Mc120		45.180	506.715	21.775	510.110	10.285	466.465	21.820	121.81
D240		-	544.572	-	702.022	6.659	239.531	21.919	21.125

Tableau 9-4

2-2-Calcul des moments My à mi-travée :

Tous les moments transversales M_y dus aux surcharges Bc, Bt, Br et M_{C120} seront majoré par leur coefficient adopté.

2-2-1-Surcharge A(L) :

Pour une voie chargée $A(L) = 3.605 \text{ t/ml} = 1.030 \text{ t/m}^2$.

Pour deux voies chargées $A(L) = 7.210 \text{ t/ml} = 1.030 \text{ t/m}^2$.

Pour trois voies chargées $A(L) = 9.7335 \text{ t/ml} = 0.927 \text{ t/m}^2$.

Calcul de p :

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

On remplace p dans M_y on trouve :

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

AN:

Pour une voie chargée

$$M_y = \frac{4 \times 3.605}{\pi} \times 7.25 \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 33.278\mu_\alpha$$

Pour deux voies chargées

$$M_y = \frac{4 \times 7.210}{\pi} \times 7.25 \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 66.555\mu_\alpha$$

Pour trois voies chargées

$$M_y = \frac{4 \times 9.7335}{\pi} \times 7.25 \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 89.850\mu_\alpha$$

2-2-2-Surcharge Bc:

Première roue de 3 tonne situé à 13.225 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 13.225}{32}\right) = 0.9631$$

La deuxième roue de 3 tonne situé à 23.725 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 23.725}{32}\right) = 0.7259$$

Première roue de 6 tonne situé à 7.225 m de B.

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'HOURLDIS

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 7.225}{32}\right) = 0.6513$$

La deuxième roue de 6 tonne situé à 8.725 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 8.725}{32}\right) = 0.7556$$

La troisième roue de 6 tonne situé à 17.725 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 17.725}{32}\right) = 0.9857$$

La quatrième roue de 6 tonne situé à 19.225 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 19.225}{32}\right) = 0.9503$$

$$P = \sum \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \frac{2 \times 6}{32} (0.6513 + 0.7259) + \frac{2 \times 6}{32} (0.6513 + 0.7556 + 0.9857 + 0.9503) = 1.570 \text{ t/ml}$$

$p = 1.570 \text{ t/ml}$ pour une file de roue

$p = 3.14 \text{ t/ml}$ pour deux files de roues

Pour un file de camion : on doit majorer M_y par les coefficients δ_{bc} et bc

$$M_y = P \times b \times bc \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 3.14 \times 7.25 \times 1.2 \times 1.067 \times \mu_\alpha = 29.148 \mu_\alpha$$

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

$$M_y = 2 \times P \times b \times bc \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2 \times 3.14 \times 7.25 \times 1.2 \times 1.077 \times \mu_\alpha = 58.843 \mu_\alpha$$

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

$$M_y = 3 \times P \times b \times bc \times \delta_{bc} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 3 \times 3.14 \times 7.25 \times 1.1 \times 1.084 \times \mu_\alpha = 81.435 \mu_\alpha$$

2-2-3-Surcharge Bt:

Première roue de 8 tonne situé à 15.325 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 15.325}{32}\right) = 0.9978$$

La deuxième roue de 8 tonne situé à 16.675 m de B.

$$\sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi \times 16.675}{32}\right) = 0.9978$$

$$P = \sum \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \frac{2 \times 8}{32} (0.9978 + 0.9978) = 0.9978 \text{ t/ml}$$

Donc pour un tandem :

$$p = 2 \times 0.9978 = 1.9956 \text{ t/ml}$$

AN :

1 tandem

$$M_y = P \times b \times bt \times \delta_{bt} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1.9956 \times 7.25 \times 1.060 \times 1 \times \mu_\alpha = 15.336 \mu_\alpha$$

2 tandems

$$M_y = 2 \times P \times b \times bt \times \delta_{bt} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2 \times 1.9956 \times 7.25 \times 1.066 \times 1 \times \mu_\alpha = 30.846 \mu_\alpha$$

2-2-4-Surcharge Br:

$$P = \left(\frac{2Q}{L}\right) \times \sin\left(\frac{\pi X}{L}\right) = \frac{2 \times 10}{32} = 0.625 \text{ t/ml}$$

$$M_y = P \times b \times \delta_{br} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0.625 \times 7.25 \times 1.056 \times \mu_\alpha = 4.785 \mu_\alpha$$

2-2-5-Surcharge MC120:

MC120 est une surcharge partiellement répartie donc

CHAPITRE IX:ETUDE DE L'HOURLDIS

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

$$p = \left(\frac{4 \times 1.803}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 16}{32}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 3.05}{32}\right) = 6.772 \text{ t/ml}$$

AN:

$$M_y = P \times b \times \delta_{Mc120} \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 6.772 \times 7.25 \times 1.074 \times \mu_\alpha = 52.730 \mu_\alpha$$

2-2-6-conv0i D240:

D240 est une surcharge partiellement répartie donc

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

$$p = \left(\frac{4 \times 1.9}{\pi}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 16}{32}\right) \times \sin\left(\frac{\pi \times 9.3}{32}\right) = 12.998 \text{ t/ml}$$

AN:

$$M_y = P \times b \times \mu_\alpha \times \sin\left(\frac{\pi}{2}\right) = 12.998 \times 7.25 \times \mu_\alpha = 94.236 \mu_\alpha$$

Tableau Récapitulatif des moments My :

Les moments My des positions 0b et 0.25b

Désignation		M ₀	Position 0b		Position 0.25b	
			M _y Négatif	M _y Positif	M _y Négatif	M _y Positif
A(l)	1voie	33.278μ _α	0.2883	0.3249	0.0495	1.6996
	2voies	66.555μ _α	0.2883	2.5723	0.1206	2.5453
	3voies	89.850μ _α	0.7866	2.3539	0.6817	2.2908
Bc	1file	29.148 μ _α	0.3570	0.1260	0.1486	1.1189
	2files	58.843μ _α	0.3604	2.0894	0.1500	3.0502
	3files	81.435μ _α	0.3325	3.2514	0.3309	3.0422
Bt	1tandem	15.336 μ _α	0.1701	0.1089	0.0195	0.6912
	2tandems	30.846 μ _α	0.7110	1.0988	0.0877	1.4538
Br		4.785 μ _α	-	0.5437	-	0.5433
Mc120		52.730 μ _α	0.2382	2.6719	0.1148	2.6898
D240		94.236 μ _α	-	5.1318	-	6.6156

Tableau 9-5

CHAPITRE IX:ETUDE DE L'HOURDIS

Les moments M_y des positions 0.5 b et 0.75b :

Désignation		M_0	Position 0.5b		Position 0.75b	
			M_y Négatif	M_y Positif	M_y Négatif	M_y Positif
A(l)	1voie	$33.278\mu_\alpha$	-	1.9933	0.0022	0.5464
	2voies	$66.555\mu_\alpha$	0.2199	2.0882	0.1840	0.5464
	3voies	$89.850\mu_\alpha$	0.5693	1.8794	0.3018	0.4918
Bc	1file	$29.148 \mu_\alpha$	-	1.5018	-	0.7223
	2files	$58.843\mu_\alpha$	0.0575	2.0655	0.0894	0.7708
	3files	$81.435\mu_\alpha$	0.3364	1.9057	0.2505	0.7111
Bt	1tandem	$15.336 \mu_\alpha$	-	0.8409	-	0.3136
	2tandems	$30.846 \mu_\alpha$	0.0632	0.9940	0.0593	0.3154
Br		$4.785 \mu_\alpha$	-	0.4991	-	0.1691
Mc120		$52.730 \mu_\alpha$	0.0542	2.4597	0.1151	0.6423
D240		$94.236 \mu_\alpha$	0.0628	2.2572	0.2066	0.1991

Tableau 9-6

Le moment max en travée : $M_y^+ = 6.6156 \text{ t.m}$ du au convoi D₂₄₀.

Le moment max sur appuis : $M_y^- = - 0.7866 \text{ t.m}$ du à A(L) (3 voies chargées).

3)-Etude de la flexion locale:

La flexion locale sera étudiée sur un panneau isolé.

3-1-Moment du à la charge permanente :

3-1-1-Moment M_a et M_b au centre de la dalle :

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

E : Hauteur de répartition

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

b : la grande portée = 32 m

a : petit coté.

$$M_1 \longrightarrow \rho = \frac{a}{b} \longrightarrow \rho \approx \frac{0.45}{32} \approx 0.014 \longrightarrow M_1 = 0.001$$

$$M_2 \longrightarrow \rho' = \frac{b}{a} \longrightarrow \rho' = \frac{32}{0.45} = 71.11 \longrightarrow M_2 = 0.003$$

3-1-2-Calcul de la charge permanente :

Poids propre du hourdis : $0.2 \times 2.5 = 0.5 \text{ t/m}^2$

Poids propre du revêtement : $0.10 \times 2.2 = 0.22 \text{ t/m}^2$

Poids de la dalle (hourdis + revêtement)

$$p = 0.5 + 0.220 = 0.720 \text{ t/m}^2$$

CHAPITRE IX:ETUDE DE L'HOURDIS

Transversalement :

$$\begin{aligned}M_a &= (M_1 + \nu M_2) \times p \\ &= (0.001 + 0.20 \times 0.003) \times 0.720 \times 0.45 \times 32 \\ &= 1.66 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}\end{aligned}$$

Le moment M_a est réduit a :

- En travée : $M'_a = 0.8 M_a = 0.8 \times 1.66 \times 10^{-2} = 1.328 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M''_a = -0.5 M_a = -0.5 \times 1.66 \times 10^{-2} = -0.830 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

Longitudinalement :

$$\begin{aligned}M_b &= (M_2 + \nu M_1) \times p \\ &= (0.003 + 0.20 \times 0.001) \times 0.720 \times 0.45 \times 32 \\ &= 3.32 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}\end{aligned}$$

Le moment M_b est réduit a :

- En travée : $M'_b = 0.8 M_b = 0.8 \times 3.32 \times 10^{-2} = 2.656 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M''_b = -0.5 M_b = -0.5 \times 3.32 \times 10^{-2} = -1.66 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

3-2-Moment due à la surcharge A(L) :

Longitudinalement :

$$\text{On a : } A(L) = 1.030 \text{ t/m}^2 \longrightarrow A(L) = 1.030 \times 0.45 \times 32 = 14.832 \text{ t}$$

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

$$M_b = (0.003 + 0.20 \times 0.001) \times 14.832 = 4.746 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$$

- En travée : $M'_b = 0.8 M_b = 0.8 \times 4.746 \times 10^{-2} = 3.797 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M''_b = -0.5 M_b = -0.5 \times 4.746 \times 10^{-2} = -2.373 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

Transversalement :

$$M_a = (0.001 + 0.20 \times 0.003) \times 14.832 = 2.373 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$$

- En travée : $M'_a = 0.8 M_a = 0.8 \times 2.373 \times 10^{-2} = 1.898 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$
- Sur appuis : $M''_a = -0.5 M_a = -0.5 \times 2.373 \times 10^{-2} = -1.186 \times 10^{-2} \text{ t.m/ml}$

3-3-Moment due à la surcharge B_c :

On calcule le coefficient de majoration dynamique pour la dalle

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4(G/S)}$$

Avec :

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

$L = \inf [\text{sup (13.05m, 13.5m), 32m}]$

$L = 13.5 \text{ m}$

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

- Poids propre de l'hourdis : $0.2 \times 13.5 \times 14.5 \times 2.5 = 97.875 \text{ t}$
- Poids propre de revêtement : $0.10 \times (13.5)^2 \times 2.2 = 40.095 \text{ t}$
- Poids propre de superstructure : $13.5 \times (0.585 + 0.378 + 0.06 + 0.1) = 15.1605 \text{ t}$

Donc le poids total est :

$$G = 97.875 + 40.095 + 15.1605 = 153.1305 \text{ t}$$

Dans un panneau 13.5m on peut déposer que deux camion B_c d'où la surcharge :

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 13.5} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/60)} \quad \delta_{bc} = 1.1616$$

Moment longitudinal :

On utilise le abaque SETRA (bulletin technique N°1, calcul des hourdis de ponts), notre dalle est supposée simplement appuyée sur les quatre cotés.

Ces abaques sont fonction de (E, b et a), pour notre cas :

$$a = 0.45 \text{ m} \quad ; \quad b = 32\text{m} \longrightarrow \text{infini} \quad ; \quad E = 0.175 \text{ m}$$

a = 0.45m ne figure pas dans les abaques on prend a = 2 m.

De l'abaque N°25 $\longrightarrow M_b = 1230 \text{ kg.m/ml} = 1.23 \text{ t.m/ml}$

Le moment majoré est : $M'_b = 1.23 \times 1.1 \times 1.1616 \times 0.8 \times 1.2 = 1.509 \text{ t.m/ml}$

Coefficient de pondération des surcharges : 1.2

Coefficient de réduction pour encastrement partiel sur appuis : 0.8

Moment transversal :

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

$$M_a = 2476.25 \text{ kg.m/ml} = 2.476 \text{ t.m/ml}$$

Le moment majoré est : $M'_a = 2.476 \times 1.1 \times 1.1616 \times 0.8 \times 1.2 = 3.037 \text{ t.m/ml}$

3-4-Moment du à la surcharge Bt :

$$G = 153.1305 \text{ t}$$

S surcharges max = 64t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 13.5} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/64)} = 1.1649$$

Moment longitudinal :

De l'abaque N°15 f (b=32m, a=2m, E=0.175m)

$$M_b = 1075 \text{ kg.m/ml} = 1.075 \text{ t.m/ml}$$

Le moment majoré est : $M'_b = 1.075 \times 1 \times 1.1649 \times 0.8 \times 1.2 = 1.202 \text{ t.m/ml}$

Moment transversal :

De l'abaque N°10 on tire

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

Le moment majoré est : $M'_a = 2.28 \times 1 \times 1.1649 \times 0.8 \times 1.2 = 2.550 \text{ t.m/ml}$

3-5-Moment due à la surcharge Br :

$$G = 153.1305 \text{ t}$$

S surcharges max = 10 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 13.5} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/10)} = 1.1177$$

Moment longitudinal :

De l'abaque N°20 f (b=32m, a=2m, E=0.175m)

$$M_b = 1142.5 \text{ kg.m/ml} = 1.1425 \text{ t.m/ml}$$

Le moment majoré est : $M'_b = 1.1425 \times 1.1177 \times 0.8 \times 1.2 = 1.226 \text{ t.m/ml}$

Moment transversal :

De l'abaque N°30 on tire

$$M_a = 1636.25 \text{ kg.m/ml} = 1.636 \text{ t.m/ml}$$

Le moment majoré est : $M'_a = 1.636 \times 1.1177 \times 0.8 \times 1.2 = 1.755 \text{ t.m/ml}$

3-6-Moment due à la surcharge Mc120 :

$$G = 153.1305 \text{ t}$$

S surcharges max = 110 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 13.5} + \frac{0.6}{1+4(153.1305/110)} = 1.199$$

Moment longitudinal : néant

Moment transversal :

De l'abaque N°35 on tire

$$M_a = 2762.5 \text{ kg.m/ml} = 2.762 \text{ t.m/ml}$$

Le moment majoré est : $M'_a = 2.762 \times 1.199 \times 0.8 \times 1.2 = 3.179 \text{ t.m/ml}$

3-7-Moment due à la surcharge D240 :

On utilise l'abaque de PIGEAUD relatif à une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque de dimension ($\mu \times \nu$) :

$$\begin{cases} \mu = a + 2E = 0.45 + 2 \times 0.175 = 0.8 \text{ m} \\ \nu = \nu + 2E = 32 + 2 \times 0.175 = 32.35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{\mu}{a} = \frac{0.8}{0.45} = 1.7778 \\ \frac{\nu}{a} = \frac{32.35}{0.45} = 71.8889 \quad ; \quad \frac{\nu}{b} = \frac{32.35}{32} = 1.0109 \end{cases}$$

On a $\rho = 0.014 \longrightarrow 0 < 0.014 < 0.2$

On fait une interpolation entre 0 et 0.2

$$\begin{cases} \rho = 0 \\ (\frac{\mu}{a}, \frac{\nu}{a}) \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.04 \\ M_2 = 0.0009 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.2 \\ (\frac{\mu}{a}, \frac{\nu}{b}) \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.025 \\ M_2 = 0.0001 \end{cases}$$

Après interpolation :

$$\rho = 0.014 \longrightarrow M_1 = 0.03895 ; M_2 = 0.000844$$

Transversalement :

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

$$P = 240 \times 0.45 / 3.2 = 33.75 \text{ t/ml}$$

$$= (0.03895 + 0.20 \times 0.000844) \times 33.75$$

$$= 1.3203 \text{ t.m/ml}$$

Le moment réduit :

$$M'_a = 0.8 M_a = 1.056 \text{ t.m/ml}$$

Longitudinalement :

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

$$= (0.000844 + 0.20 \times 0.03895) \times 33.75 = 0.2914 \text{ t.m/ml}$$

Le moment réduit :

$$M'_b = 0.8 M_b = 0.233 \text{ t.m/ml}$$

4)-Moment de continuité sur appui :

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutres sous chaussées, on considère habituellement les cas de charges symétriques par rapport aux appuis de la dalle que sont les poutres principales, les entretoises (du moins quand la dalle porte sur les entretoises) ou les pièces de pont des ouvrages métalliques. Sous de tels cas de charge, la dalle se comporte comme si elle était encadrée sur le côté considéré, simplement appuyée sur les trois autres. Les abaques de SETRA visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au milieu des côtés encadrés de la dalle, par les surcharges réglementaires (c'est-à-dire définies par le titre II du fascicule 61 du C. P. C.) en fonction :

- de l'épaisseur E ($3/4$ de l'épaisseur de chaussée + $1/2$ épaisseur de la dalle).
 - de la demi-largeur A de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset (réel ou fictif) dessiné à 45° .
 - des dimensions a et b de la dalle (a étant la dimension du côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, b la dimension du côté parallèle à l'axe de l'ouvrage)
- NOTA : pour les ponts de première classe les charges les plus défavorables sont B_c et M_{C120} (SETRA)

4-1-Système B_c :

De l'abaque N°15 \longrightarrow f ($b=\text{infini}$, $a = 2 \text{ m}$, $E=0.175$, $A = 0.11\text{m}$)

$$M_{cp} = 1572 \text{ kg.m/ml} = 1.572 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1.572 \times 1.1 \times 1.1616 \times 1.2 = 2.4104 \text{ t.m/ml}$$

4-2-Surcharge M_{C120} :

f ($b=\text{infini}$, $a = 2 \text{ m}$, $E=0.175$, $A = 0.11\text{m}$)

De l'abaque N°26 et N°25

$$A = 0.1 \longrightarrow M_{cp} = 1700 \text{ kg.m/ml}$$

$$A = 0.2 \longrightarrow M_{cp} = 1900 \text{ kg.m/ml}$$

Par interpolation :

$$A = 0.11 \longrightarrow M_{cp} = 1720 \text{ kg.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1.72 \times 1.199 = 2.0623 \text{ t.m/ml}$$

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

Flexion général :

Moment en travée : 6.6156 t.m

Moment sur appuis : -0.7866 t.m

Flexion locale :

CHAPITRE IX:ETUDE DE L'HOURLDIS

	Moment longitudinal (t.m/ml)		Moment transversal (t.m/ml)	
	Charge permanente	En travée	2.566×10^{-2}	En travée
Sur appuis		-1.660×10^{-2}	Sur appuis	-0.830×10^{-2}
Surcharge A(L)	En travée	3.797×10^{-2}	En travée	1.898×10^{-3}
	Sur appuis	-2.373×10^{-2}	Sur appuis	-1.186×10^{-3}
Surcharge Bc	1.509		3.037	
Surcharge Bt	1.202		2.550	
Surcharge Br	1.226		1.755	
Surcharge M_{c120}	/		3.179	
Surcharge D_{240}	0.233		1.056	

Tableau 9-7

Moment de continuité :

$$M_{cp} = 2.0623 \text{ t.m/ml}$$

Moment maximum :

Transversalement :

$$\text{Moment en travée : } M_{\max} = 6.6156 + 1.328 \times 10^{-2} + 3.179 = 9.808 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{\max} = 0.7866 + 0.830 \times 10^{-2} + 2.0623 = 2.8572 \text{ t.m}$$

Longitudinalement :

$$\text{Moment en travée : } M_{\max} = 2.566 \times 10^{-2} + 1.509 = 1.535 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{\max} = 1.66 \times 10^{-2} \text{ t.m}$$

5)-Etude de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est toujours maximal au voisinage de la charge qu'elle soit répartie ou localisée.

5-1- charge uniformément répartie sur toute la dalle :

T est calculé pour une bande de 1 mètre de largeur

$$\text{Selon x : } T_x = \frac{p}{2l_y + l_x}$$

$$\text{Selon y : } T_y = \frac{p}{3l_y}$$

$$l_y = 32 \text{ m ; } l_x = 0.45 \text{ m}$$

$$p = 32 \times 0.45 \times (2.2 \times 0.10 + 0.2 \times 2.5) = 10.368 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{10.368}{2 \times 32 + 0.45} = 0.161 \text{ t/ml} \\ T_y = \frac{10.368}{3 \times 32} = 0.108 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

5-2- Effort tranchant du aux surcharges :

L'effort tranchant est calculé au voisinage des cotés u et v sur une bande de 1m de largeur, après diffusion des charge $u' = u + 2E$ et $v' = v + 2E$.

$$u < v : \left\{ \begin{array}{l} \text{Selon u : } T_u = \frac{p}{2v + u} \\ \text{Selon v : } T_v = \frac{p}{3v} \end{array} \right.$$

$$u > v : \left\{ \begin{array}{l} \text{Selon u : } T_u = \frac{p}{3u} \\ \text{Selon v : } T_v = \frac{p}{2u + v} \end{array} \right.$$

5-2-1-Surcharge A (L):

$$A(L) = 1.030 \text{ t.m}^2$$

$$P = 1.030 \times 32 \times 0.45 \approx 14.832$$

Effort tranchant par unité de longueur :

$$\begin{cases} T_u = \frac{14.832}{2 \times 32 + 0.45} = 0.230 \text{ t/ml} \\ T_v = \frac{14.832}{3 \times 32} = 0.154 \text{ t/ml} \end{cases}$$

5-2-2-Surcharge de type Br :

$$p = 10 \text{ t}$$

$$\text{Impact réel : } u \times v = 60 \times 30 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Impact après diffusion : } u' \times v' = 95 \times 65 = 6175 \text{ cm}^2$$

$$u' > v' : \begin{cases} \text{Selon } u' : T_{u'} = \frac{10}{3 \times 6.95} = 3.509 \text{ t/ml} \\ \text{Selon } v' : T_{v'} = \frac{10}{2 \times 0.95 + 0.65} = 3.922 \text{ t/ml} \end{cases}$$

5-2-3-Surcharge Mc120 :

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

$$\text{Impact réel : } u \times v = 100 \times 610 = 61000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Impact après diffusion : } u' \times v' = 135 \times 645 = 87075 \text{ cm}^2$$

$$u' < v' : \begin{cases} \text{Selon } u' : T_{u'} = \frac{110}{2 \times 6.45 + 1.35} = 3.859 \text{ t/ml} \\ \text{Selon } v' : T_{v'} = \frac{110}{3 \times 645} = 2.842 \text{ t/ml} \end{cases}$$

5-2-4-Système D240 :

$$\text{Impact réel : } u \times v = 0.45 \times 18.6 = 8.37 \text{ m}^2$$

$$\text{Impact après diffusion : } u' \times v' = 0.8 \times 18.95 = 15.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Au milieu de } u : = \frac{33.75}{3 \times 1895} = 0.594 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au milieu de } v : = \frac{33.75}{2 \times 1895 + 0.8} = 0.872 \text{ t/ml}$$

Majoration des efforts tranchants :

$$T_{MC120} \times \delta_{MC120} : T_{u'} = 3.859 \times 1.199 = 4.6269 \text{ t}$$

$$T_{v'} = 2.842 \times 1.199 = 3.4076 \text{ t}$$

$$T_{Br} \times \delta_{Br} : T_{u'} = 3.509 \times 1.1177 = 3.9220 \text{ t}$$

$$T_{v'} = 2.922 \times 1.1177 = 3.2659 \text{ t}$$

Effort tranchant due à G + 1.2p :

Transversalement :

$$T = 0.108 + 3.4076 \times 1.2 = 4.1971 \text{ t}$$

Longitudinalement :

$$T = 0.161 + 4.6269 \times 1.2 = 5.7133 \text{ t}$$

6)-Ferrailage du l'hourdis :

6-1-Transversalement :

6-1-1-En travée :

μ : Coefficient de frottement de remplissage.

M_u : moment à l'état limite ultime.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

γ_b : $\begin{cases} 1.5 \longrightarrow \text{Cas courant.} \\ 1.15 \longrightarrow \text{Cas accidentel.} \end{cases}$

$$M_u = 1.35 \times 1.328 \times 10^{-2} + 1.5 (6.5156 + 3.179) = 14.560 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1 \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.833 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times c^2 \times f_{bu}} = \frac{14560 \times 10^{-2}}{1 \times 1.18^2 \times 19833} = 0.227$$

Avec $b=1\text{m}$

$d=0.9h$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.560}{9808} = 1.485$$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

$$\left. \begin{array}{l} 1.45 \longrightarrow 0.332 \\ 1.485 \longrightarrow \mu_c \\ 1.50 \longrightarrow 0.349 \end{array} \right\} \longrightarrow \mu_c = 0.3439$$

$\mu \leq \mu_c \longrightarrow \text{oui}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.227}}{0.8} = 0.3264$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.3264) = 0.1565$$

$$\mu \leq 0.186 \longrightarrow \text{non} \longrightarrow \epsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{0.3264} - 1 \right) = 7.223 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{es} = 2.17 \times 10^{-3} < \epsilon_s \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{14.560 \times 10^{-2}}{0.1565 \times 435} = 21.39 \text{ cm}^2.$$

Soit : **7 HA20** \longrightarrow **$A_s = 21.99 \text{ cm}^2$** .

6-1-2-Sur appuis :

$$M_u = 1.35 \times 0.830 \times 10^{-2} + 1.5 (0.7866 + 2.0623) = 4.285 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 19.833 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times c^2 \times f_{bu}} = \frac{4235 \times 10^{-2}}{1 \times 0.18^2 \times 19833} = 0.067$$

Avec $b=1\text{m}$

$d=0.9h$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.285}{2.8572} = 1.50$$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

$$\mu_c = 0.314$$

$\mu \leq \mu_c \longrightarrow \text{oui}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}}{0.8} = 0.0868$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0868) = 0.1736$$

$$\mu \leq 0.186 \longrightarrow \text{non} \longrightarrow \varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{0.0868} - 1 \right) = 36.82 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = 2.17 \times 10^{-3} < \varepsilon_s \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{4285 \times 10^{-2}}{0.1736 \times 435} = 5.67 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA16** \longrightarrow **$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$** .

6-2-Longitudinalement :

6-2-1-En travée :

$$M_u = 1.35 \times 2.566 \times 10^{-2} + 1.6 \times 1.509 = 2.4490 \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 19.833 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times c^2 \times f_{bu}} = \frac{2.4490 \times 10^{-2}}{1 \times 0.15^2 \times 19.833} = 0.0381$$

Avec $b = 1 \text{ m}$

$d = 0.9h$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{N_{ser}} = \frac{2.4490}{1.535} = 1.50$$

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

$$\longrightarrow \mu_c = 0.349$$

$\mu \leq \mu_c \longrightarrow$ oui

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0381}}{0.8} = 0.0486$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0486) = 0.1765$$

$$\mu \leq 0.186 \longrightarrow \text{oui} \longrightarrow \varepsilon_s = 10.10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = 2.17 \times 10^{-3} < \varepsilon_s \longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{2449 \times 10^{-2}}{0.1765 \times 435} = 3.19 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA10** \longrightarrow **$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$** .

6-2-2-Sur appuis :

$$M_u = 1.35 \times 1.66 \times 10^{-2} = 2.24 \times 10^{-2} \text{ t.m}$$

$$f_{bu} = 19.833 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times c^2 \times f_{bu}} = \frac{2.24 \times 10^{-2}}{1 \times 0.15^2 \times 19.833} = 0.00035$$

Avec $b = 1 \text{ m}$

$d = 0.9h$

$$\text{Calcul de } \mu_c : \gamma = \frac{M_u}{N_{ser}} = \frac{2.24}{1.66} = 1.35$$

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'HOURLDIS

Du tableau (valeurs du moment réduit critique μ_c)

$$\begin{array}{l} \longrightarrow \mu_c = 0.297 \\ \mu \leq \mu_c \longrightarrow \text{oui} \end{array}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00035}}{0.8} = 0.00044$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.00044) = 0.180$$

$$\mu \leq 0.186 \longrightarrow \text{oui} \quad \blacktriangle \longrightarrow \quad \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{224 \times 10^{-4}}{0.180 \times 435} = 0.029 \text{ cm}^2.$$

Section très faible on doit vérifier la condition de non fragilité.

$$\frac{A_{\min}}{b \times d} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.7}{500} \times 1 \times 0.18 = 2.236 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA10** $\longrightarrow A_s = 3.93 \text{ cm}^2$.

7)-Vérification du poinçonnement :

Pour éviter d'avoir la rupture par poinçonnement les règles françaises préconisent de vérifier :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}$$

Q_u : charge concentrée à l'ELU ; $Q_u = 1.6P$

h_d : épaisseur de la dalle.

U_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

7-1-Roue Br :

$$P = 10t \quad ; \quad u = 60 \text{ cm} \quad ; \quad v = 30 \text{ cm}$$

$$u' = 60 + 2 \times 17.5 = 95 \text{ cm}$$

$$v' = 30 + 2 \times 17.5 = 65 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (95 + 65) = 320 \text{ cm} = 3.20 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 10 = 16 \text{ t} = 0.16 \text{ MN}$$

$$0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} = 0.045 \times 3.20 \times 0.2 \times 35 = 1.008 \text{ MN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 1.6 \times 10 = 16 \text{ t} = 0.16 \text{ MN} \\ 0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} = 0.045 \times 3.20 \times 0.2 \times 35 = 1.008 \text{ MN} \end{array} \right\} 1.008 \geq 0.16 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

7-2-Roue Bc :

$$P = 6t \quad ; \quad u = 25 \text{ cm} \quad ; \quad v = 25 \text{ cm}$$

$$u' = 25 + 2 \times 17.5 = 60 \text{ cm}$$

$$v' = 25 + 2 \times 17.5 = 60 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (60 + 60) = 240 \text{ cm} = 2.40 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 6 = 9.6 \text{ t} = 0.096 \text{ MN}$$

$$0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} = 0.045 \times 2.40 \times 0.2 \times 35 = 0.756 \text{ MN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 1.6 \times 6 = 9.6 \text{ t} = 0.096 \text{ MN} \\ 0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} = 0.045 \times 2.40 \times 0.2 \times 35 = 0.756 \text{ MN} \end{array} \right\} 0.756 \geq 0.096 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

7-3-Roue Bt :

$$\begin{aligned}P &= 8t \quad ; \quad u = 60 \text{ cm} \quad ; \quad v = 25 \text{ cm} \\u' &= 60 + 2 \times 17.5 = 95 \text{ cm} \\v' &= 25 + 2 \times 17.5 = 60 \text{ cm} \\U_c &= 2 \times (95+60) = 310 \text{ cm} = 3.10 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_u &= 1.6 \times 8 = 12.8 \text{ t} = 0.128 \text{ MN} \\0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28} &= 0.045 \times 3.10 \times 0.2 \times 35 \\&= 0.9765 \text{ MN}\end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned}Q_u \\0.045 \times U_c \times h_d \times f_{c28}\end{aligned}} \right\} 0.9765 \geq 0.128 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

8)-Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad T : \text{étant l'effort tranchant maximum}$$

AN

$$\frac{5.7133 \times 10^{-2}}{1 \times 0.18} \leq \text{Min} \left(0.15 \times \frac{35}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$0.32 \leq 3.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

1)-Calcul des flèches :

1-1-Flèche due au poids propre :

$$f_g = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_v \times I}$$

Avec :

q : poids propre du tablier porté par une poutre.

I : moment d'inertie (poutre + hourdis) à mi-travée.

E_v : Module de déformation différée, égal à E_v = 3700³√f_{c28}.

AN :

$$f_g = \frac{5 \times 2.5423 \times 10^{-2} \times 32^4}{384 \times 12102.94 \times 28911115.66 \times 10^{-8}} = 9.92 \text{ cm.}$$

1-2-Flèche due à la surcharge D240 et le poids propre :

$$F_s = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_i \times I} \quad \text{ou} \quad F_s = \frac{5 \times M \times l^2}{48 \times E_i \times I}$$

E_i : Module de déformation instantané, égal à E_i = 11000³√f_{c28}.

AN :

$$F_s = \frac{5 \times 248.06 \times 10^{-2} \times 32^2}{48 \times 35981.73 \times 28911115.66 \times 10^{-8}} = 2.54 \text{ cm.}$$

$$F_s + g = 9.92 + 2.54 = 12.46 \text{ cm}$$

1-3- flèche due à la précontrainte :

$$f_p = \frac{1}{2} \times \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{EI} M x dx + \frac{1}{2} \times \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{EI} M (l-x) dx$$

Pour un diagramme de moment symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-portée s'écrit :

$$f_p = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{EI} M x dx$$

On calcule le moment due à la précontrainte où :

$$M = P \times E$$

E : excentricité de la précontrainte.

P : tension de la précontrainte.

En travée X = 4.00 m:

Tension maximale à la mise en précontrainte = 309800 daN

Tension maximale en service = 270900 daN

La tension prise en compte dans le calcul est

$$P = \frac{309800 + 270900}{2} = 290350 \text{ daN}$$

En travée X = 16 m:

Tension maximale à la mise en précontrainte = 599400 daN

Tension maximale = 498500 daN

La tension prise en compte dans le calcul est

$$P = \frac{599400 + 498500}{2} = 548950 \text{ daN}$$

section	P (daN)	E (m)	M=P×E (daN.m)
X=4m	290350	0.3936	114281.76
X=16m	548950	0.50095	274996.50

Tableau10-1

CHAPITRE X : CALCUL DES DEFORMATIONS

Après avoir calculé le moment on trace le diagramme des moments :

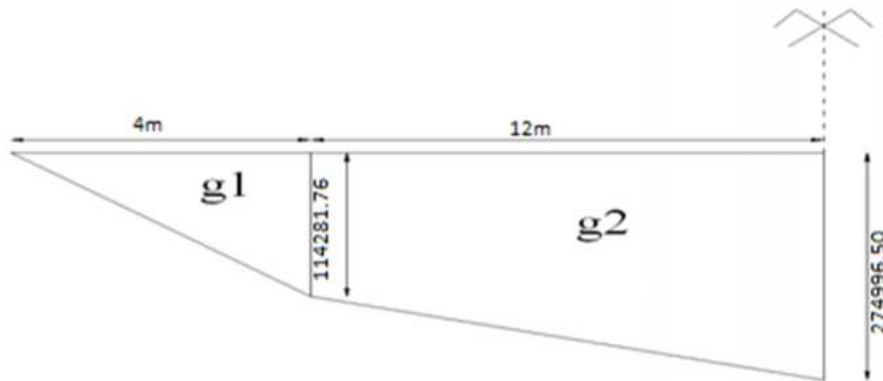


Figure10-1

Pour calculer la flèche on utilise la formule :

$$f_p = \frac{\sum A_i \times X_g}{EI}$$

$$X_{g1} = \frac{2}{3} \times 4 = 2.667 \text{ m}$$

$$X_{g2} = 4 + \frac{12}{3} \times \frac{(2 \times 274996.50 + 114281.76)}{(274996.50 + 114281.76)} = 10.826 \text{ m}$$

Calcul de $\sum A_i \times X_g$:

A_i (daN.m ²)	X_g (m)	$A_i \times X_g$
228563.52	2.667	609578.908
2335669.56	10.826	25285958.66
		25895537.56

Tableau10-2

AN :

$$f_p = \frac{25895537.56 \times 10^{-5}}{1210294 \times 15509664.32 \times 10^{-8}} = -13.795 \text{ cm}$$

la contre flèche est compter négative.

Alors on a : $f_p = -13.795 \text{ cm}$

Donc : flèche de construction : $f = 3/4 (f_p - f_g) = 3/4 (13.795 - 9.92) = 2.906 \text{ cm}$

La flèche en service à vide est : $f = f_p + f_g = -13.795 + 9.92 = -3.875 \text{ cm}$

La flèche en service chargé est : $f = f_p + f_g + f_s + g = -13.795 + 9.92 + 12.46 = 8.585 \text{ cm}$

2)-Calcul des rotations :

2-1-Rotation due au poids propre :

La rotation correspondante au poids propre (charge uniformément répartie) est donnée par la formule suivante :

$$\theta_G = \frac{q \times l^3}{24 E_v I}$$

$$q = 2.5423 \text{ t/m} = 2.5423 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

$$E_v = 12102.94 \text{ Mpa}$$

$$I = 28911115.66 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\theta_G = \frac{2.5423 \times 10^{-2} \times 32^3}{24 \times 12102.94 \times 28911115.66 \times 10^{-8}} = 0.0099 \text{ rad}$$

2-2-Rotation due à l'effet de la surcharge (D₂₄₀):

La valeur de rotation correspondante au moment maximale obtenu par application de la charge D240 est donnée par la formule suivant

$$\theta_s = \frac{q \times b \times (2a+b)}{48 E_i I L} (4L^2 - (2a+b)^2 - b^2)$$

$$q = 12.9 \text{ t/m}$$

$$E_i = 35981.73 \text{ Mpa}$$

$$I = 28911115.66 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\theta_s = \frac{12.9 \times 10^{-2} \times 18.6^2}{48 \times 35981.73 \times 28911115.66 \times 10^{-8} \times 32} \times (4 \times 322 - 18.62 - 18.62) = 0.0095 \text{ rad}$$

2-3-Rotation due à la précontrainte:

Calculer par la relation :

$$\theta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l M dx$$

$\int_0^l M dx =$ l'aire du diagramme des moments.

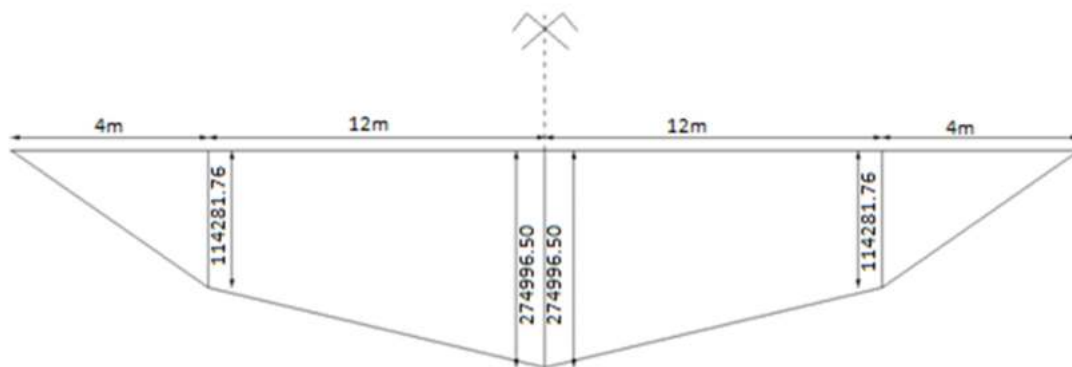


Figure 10-2

$$\int_0^l M dx = 2(228563.52 + 2335669.56) = 5128466.16 \text{ daN.m}^2$$

$$\theta_p = \frac{5128466.16 \times 10^{-5}}{2 \times 12102.94 \times 15509664.32 \times 10^{-3}} = 0.0136 \text{ rad}$$

Elle est compté négative $\theta_p = -0.0136 \text{ rad}$

Rotation total :

· En service à vide :

$$\theta = \theta_p + \theta_g = -0.0136 + 0.0099 = -0.0037 \text{ rad}$$

· En service à vide :

$$\theta = \theta_p + \theta_g + \theta_s = 0.0058 \text{ rad}$$

3)-Calcul des déplacements :

3-1-Déplacement dû à la rotation d'appuis :

$$\Delta l_{\theta} = \frac{k}{2} \theta$$

$$\Delta l_{\theta} = \frac{1.5}{2} \times 0.0058$$

$$= 0.00435 \text{ m}$$

$$= 4.35 \text{ mm}$$

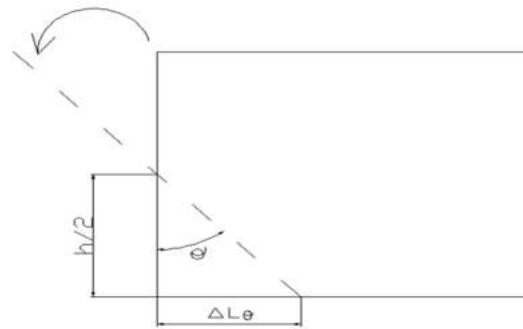


Figure10-3

3- 2-Déplacement dû au retrait :

$$\delta_r = \epsilon_r \times \frac{l}{2} \text{ avec } \epsilon_r = 2.7 \times 10^{-4}, l = 32\text{m}$$

$$\delta_r = 2.7 \times 10^{-4} \times \frac{32}{2} = 4.32 \text{ mm.}$$

3- 3-Déplacement dû à la variation de température :

- Action de longue durée : $\delta_t = 3 \times 10^{-4} \times \frac{1}{2} = 4.8 \text{ mm.}$
- Action de courte durée : $\delta_t = 2 \times 10^{-4} \times \frac{1}{2} = 3.2 \text{ mm.}$

3- 4-Déplacement dû au fluage :

La fibre inférieure est sous contraintes de compression, il faut tenir compte de ces contraintes, c'est pour cela qu'on doit prendre la valeur moyenne des contraintes.

$$\delta_f = \frac{l}{2} \times \frac{\sigma'_m}{E}$$

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2} \quad (\text{La valeur moyenne des contraintes})$$

$$\sigma'_M = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}, \sigma'_A = 0$$

$$\sigma_1 = 252.59 \text{ Bars (la fibre inférieure)}$$

$$\sigma_2 = 104.25 \text{ Bars (niveau inférieur de la section d'enrobage)}$$

$$\text{D'où : } \sigma'_n = 561.444 \text{ bars}$$

$$\delta_f = \frac{32}{2} \times 100 \times \frac{561.444}{1 \times 10^6} = 4.49 \text{ mm}$$

Le déplacement final sera :

$$\delta = \frac{2}{3}(\delta_t + \delta_r + \Delta l_{\theta}) + \delta_f = 1.357 \text{ cm}$$

1)-Appareil d'appuis :

Les appareils d'appuis assurant la liaison entre la structure et ses appuis, ils sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan et à absorber par rotation et distorsion les déformations de la structure, dans notre cas on a pris des appareils d'appuis en élastomère fretté.

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies sur la figure.

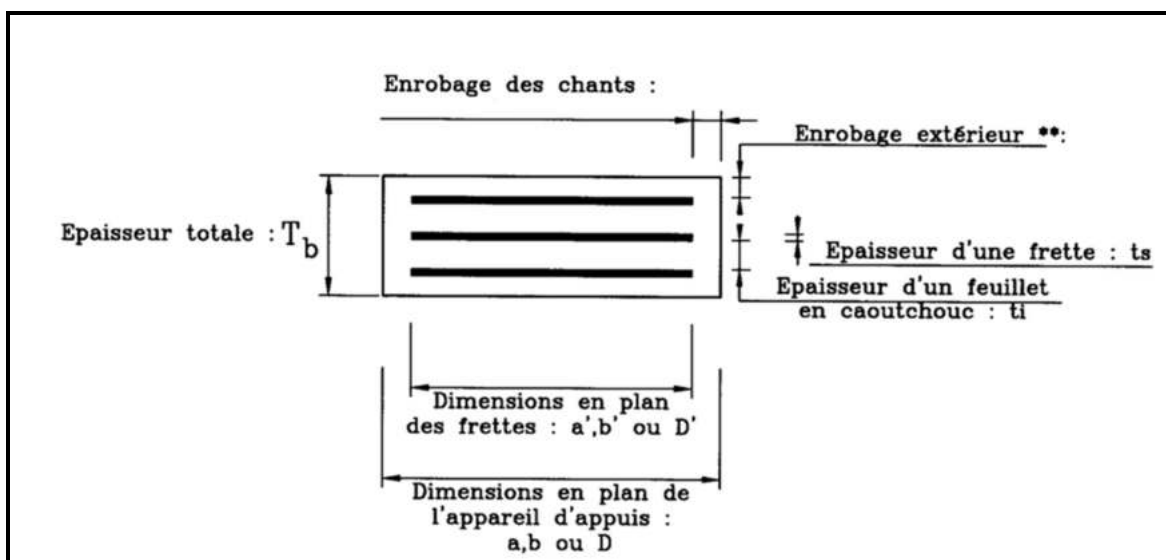


Figure 11-1 détail d'appareil d'appuis

1-1-Dimension de l'appareil d'appuis :

a: Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage.

b: Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de 150 Kg/cm²

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} > 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_{max} = 46.3904 \text{ t}$$

$$a \times b > \frac{493904 \times 10^3}{150}$$

$$a \times b > 329.27 \text{ cm}^2$$

1-2-Hauteur nette d'élastomère :

Elle doit vérifier la condition :

$$T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

U₁ : déplacement due au variation linéaire (retrait, fluage, température).

$$U_1 = 4.32 + 4.30 + 4.49 = 1.361 \text{ cm}$$

$$T \geq \frac{1.361}{0.5} = 2.722 \text{ cm}$$

Soit : T = 3 cm

Soit : trois feuilles de t = 10 mm

1-3-Dimension en plan de l'appareil d'appuis :

CHAPITRE XI: LES EQUIPEMENTS DU PONT

On doit vérifier les conditions de non-flambement et d'épaisseur minimale

Conditions : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5T \leq a \leq 10T \Rightarrow 150 \leq a \leq 300$

Soit : $a = 25 \text{ cm}$

$b = 35 \text{ cm}$

$25 \times 35 > 329.27 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée.

1-4-Répartition des efforts horizontaux :

1-4-1-Efforts de freinage :

Les charges A et BC sont susceptibles de développer des réactions de freinage.

Charge A(L) :

$$f_a = \frac{P_A}{20 + 0.0035 \times S}$$

S = surface chargée en mètre carré = $32 \times 3.5 \times 3 = 336 \text{ m}^2$

P_A : poids donnée par la position la plus défavorable.

$$P_A = 9.7335 \times 32 = 311.472 \text{ t} \approx 312 \text{ t}$$

$$f_a = \frac{312}{20 + 0.0035 \times 336} \approx 14.73 \text{ t}$$

$$F_a = \frac{f_a}{2n} = \frac{14.73 \text{ t}}{20} = 0.7365 \text{ t} \text{ (la force qui revient à chaque appareil d'appuis)}$$

Charge Bc :

Un seul camion Bc (30t) est supposé freiner sur le pont (fascicule 61 T II)

$$F_a = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ t}$$

1-4-2-Effort dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 200 Kg/cm^2 . La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$S = 32 (1.5 + 0.2 + 0.10) = 57.6 \text{ cm}^2.$$

$$P = 57.6 \times 0.20 = 11.52 \text{ t}.$$

$$H_{\text{vent}} = \frac{11.52}{20} = 0.576 \text{ t} \text{ (la force qui revient à chaque appareil d'appuis)}$$

1-4-3-Effort dû au séisme:

L'intensité de séisme est estimé à :

$$\varepsilon_H = 0.25 G \Rightarrow \varepsilon_H = 0.25 \times 813.513 \Rightarrow \varepsilon_H = 203.378 \text{ t}.$$

$$\varepsilon_V = 0.075 G \Rightarrow \varepsilon_V = 0.075 \times 813.513 \Rightarrow \varepsilon_V = 61.013 \text{ t}.$$

Avec G poids propre du tablier = 813.513 t

1-4-4-Effort dû aux déformations :

$$H_e = \frac{G \times \lambda \times \lambda \times \lambda}{T}$$

G : module d'élasticité transversal = 9 kg/cm^2

$$H_e = \frac{9 \times 1.357 \times 2.5 \times 35}{3} = 3562.125 \text{ kg} = 3.562 \text{ t}$$

1-5-Vérification des contraintes :

1-5-1-Limitation des contraintes de cisaillement :

$$R_{\text{max}} = 46.3904 \text{ t}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{\text{max}}}{a \times b} \leq 150 \text{ kg/cm}^2.$$

CHAPITRE XI: LES EQUIPEMENTS DU PONT

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G.$$

τ_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{25 \times 35}{2 \times 1 \times (25+35)} = 7.29.$$

$$\sigma_m = \frac{46.3904 \times 10^3}{25 \times 35} \approx 53.0176 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ Kg /cm}^2 \text{ donc c'est vérifiée.}$$

D'autre part on a :

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} = \frac{1.5 \times 53.0176}{7.29} = 10.9090 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N \leq 3G \quad \longrightarrow \quad 10.9090 \text{ kg/cm}^2 \leq 27 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$\text{Avec : } G = 9 \text{ kg/cm}^2$$

1-5-2-Sollicitation due à un déplacement horizontal :

1-Sous un déplacement lent :

$$\tau_{H1} = \frac{G \times U_1}{T} < 0.5G$$

U_1 : déplacement dû au déplacement (température, retrait et fluage) = 1.361 cm

$$\tau_{H1} = \frac{9 \times 1.361}{2} = 4.083 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

2-Sous effet dynamique :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b} < 0.5G$$

H_2 : Effort de freinage = 1.5 t développer par la charge B_C

$$\tau_{H2} = \frac{1500}{25 \times 35} = 1.7143 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

Sous effort de déformation cumulée:

$$\tau_H = \tau_{H1} + \frac{\tau_{H2}}{2} \leq 0.7G$$

$$\tau_H = 4.083 + \frac{1.7143}{2} = 4.9402 \text{ kg/cm}^2 < 6.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

3-Sollicitation due à une rotation :

$$\tau_\alpha = \frac{3}{2} \times \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t < 1.5G$$

Avec :

$$\alpha_t = \frac{\sigma_T + \alpha_0}{n}$$

σ_T : Rotation en service à vide.

$$\sigma_T = -0.0037 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 : 10 > 10^{-3} \text{ rad}$$

Donc :

$$\tau_\alpha = \frac{9}{2} \times \left(\frac{25}{1}\right)^2 \times \left(\frac{-0.0037 + 0.001}{3}\right) = 5.9063 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.5G = 13.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$5.9063 \text{ kg/cm}^2 < 13.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Les contraintes de cisaillement sont limitées à :

$$\tau_\alpha + \tau_H + \tau_N \leq 5G$$

$$5.9063 + 4.9402 + 10.9090 \leq 5 \times 9$$

$$21.7555 \text{ kg/cm}^2 \leq 45 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

a-Condition de non cheminement et de non glissement :

Les deux conditions à remplir sont :

$$\begin{cases} \sigma_{m,\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2 \\ H \leq f \times R_{\min} \quad \text{avec } f = 0.1 + \frac{6}{\sigma} \end{cases}$$

$$R_{\min} = 40.768 \text{ t} \longrightarrow \sigma_{m,\min} = \frac{40768}{25 \times 35} = 46.592 \text{ kg/cm}^2 \geq 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

$$f = 0.1 + \frac{6}{46.592} = 0.2288$$

$$\longrightarrow f \times R_{\min} = 0.2288 \times 40.768 = 9.3277 \text{ t}$$

H dû à la déformation lente :

$$H = \frac{G \times a \times l \times U1}{T} = \frac{9 \times 25 \times 35 \times 1.361}{3} = 3.5726 \text{ t} < 9.3277 \text{ t} \quad \text{c'est vérifiée}$$

H dû au séisme :

$$\epsilon_H = 203.378 \text{ t}$$

$$\text{Par appareil d'appuis on aura ; } \frac{203.378}{20} \approx 9.1522 \text{ t} < 9.3277 \text{ t} \quad \text{c'est vérifiée}$$

b-Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \times \left(\frac{t}{a}\right)^2 \times \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\alpha_t = 0.0021 \text{ rad}$$

$$\frac{3}{\beta} \times \left(\frac{t}{a}\right)^2 \times \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{729} \times \left(\frac{1}{25}\right)^2 \times \frac{46.592}{9} = 0.0034 \text{ rad}$$

$$0.0021 \text{ rad} < 0.0034 \text{ rad} \quad \text{c'est vérifiée}$$

1.6-Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{a \times \sigma_n}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\sigma_e \geq 215 \text{ Mpa} \text{ soit } \sigma = 220 \text{ Mpa}$$

$$t_s \geq \frac{25 \times 46.592}{7.29 \times 2200} = 0.072 \text{ cm} \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm} .$$

$$\text{Soit } t_s = 3 \text{ mm}$$

2)- Dé d'appui

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure du mur de front et du chevet sous l'effet des charges verticales provenant du tablier d'où risque de la fissuration, pour remédier ce problème on doit disposer des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement au niveau des dés d'appuis.

2-1-LES DIMENSIONS DU DE D'APPUIS:

$$a = 25 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm}.$$

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)} \approx 14.58 \text{ cm}$$

On prend :

$$H = 15.5 \text{ cm avec : } a_1 = 40 \text{ cm et } b_1 = 50 \text{ cm}.$$

2-2-Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort $R = 0.25R_{\max}$.

$$A_c = 0.25 \cdot R_{\max} / \sigma_s$$

R étant l'effort maximum du à (G+D).

$$R_{\max} = 46.3904 \text{ t}.$$

$$\sigma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$$

$$A_c = 2.67 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Ces armatures sont disposées en une seule nappe.

2-3-Armatures de profondeurs :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on disposera sur une distance $E/2$ un ferrailage A_h .

E : étant l'entre axe des appareils d'appuis).

$$A_h = 0,125 \cdot R_{\max} / \sigma_s$$

$$A_h = 1.33 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

2-4-Armatures de surface et d'éclatement :

Frette supérieure : (ferrailage de surface) :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{\max}

$$A_s = 0.04 \cdot R_{\max} / \sigma_s = 0.426 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Placés à la face supérieure des dés d'appuis.

Frette inférieure : (ferrailage d'éclatement)

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h/3 < Z < h$

$$A_s = 0.10 \cdot R_{\max} / \sigma_s = 1.08 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Disposés en profondeur entre $E/3$ et E à partir de la face supérieure de l'appui.

3)-Etude de joint de chaussée :

Les tabliers de pont subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues au retrait, au fluage et à la température. Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par ces variations, il convient de rendre le tablier librement dilatable par la mise en place de joints de chaussées.

3-1- Calcul des joints :

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

1- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus

Le déplacement dû au freinage ($\Delta t + \varepsilon_f$) < w.

2- Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme

($\Delta t + \varepsilon_s$) < 1,3 w

w : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, type Freyssinet

3-1-1- Déplacement dû aux variations linéaires :

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T = 1.361 \text{ cm} = 13.61 \text{ mm}.$$

3-1-2- Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage sera calculer par la formule suivante : $\varepsilon_f = T H / G S$.

Avec G : module de déformation transversale.

-G = 9 kg/cm² pour des variations lentes.

-G = 18 kg/cm² pour des variations instantanées.

$$H = 30/20 = 1.5 \text{ t /appareil}$$

$$T = 3 \text{ cm (hauteur nette d'élastomère)}$$

$$\varepsilon_s = 3 \times 1.5 \times 10^3 / 18 \times 30 \times 40 = 0.208 \text{ cm} = 2.08 \text{ mm}$$

3-1-3- Déplacement dû au séisme :

$$\varepsilon_f = T H_s / G S.$$

$$H_s = 203.378 / 20 = 10.1689 \text{ t}$$

$$\varepsilon_f = 3 \times 10.1689 \times 10^3 / 18 \times 30 \times 40 = 1.412 \text{ cm} = 14.12 \text{ mm}$$

3-2- déplacements combinés:

$$\Delta t + \varepsilon_f = 13.61 + 14.12 = 27.73 \text{ mm}.$$

$$\Delta t + \varepsilon_s = 13.61 + 2.08 = 15.69 \text{ mm}.$$

Le joint de chaussée choisi est : joint type Freyssinet FT50 ou équivalent.

1)-INTRODUCTION :

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage, elle se compose, dans notre cas, d'un chevêtre en béton armé sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui, de cinq fûts de forme circulaire permettant la transmission des charges aux fondations et d'une semelle superficielle, vue le rapport du sol.

2)-PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :

2-1-Chevêtre :

Hauteur h_c

$1.00 \leq h_c \leq 1.6m$ on prend

$h_c = 1.2 m$

Longueur du chevêtre L_c

Elle est égale à la largeur totale du tablier.

$L_c = 14.47 / \cos 50^\circ = 22.5m$

Largeur du chevêtre l_c

$l_c = 2 \times (c_1 + c_2 + c_3 + c_4 + c_5)$

$c_1 = 1.1875m$

$c_2 = 0.175m$

$c_3 = 0.075m$

$c_4 > 0.2m$

$c_4 = 0.3125m$

$l_c = 3.5 m$

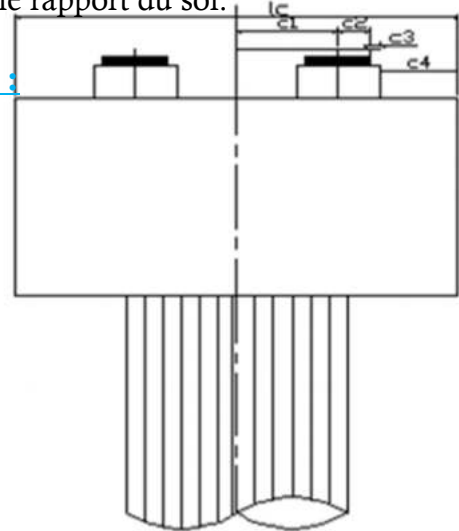


Figure 12-1: Pré dimensionnement du chevêtre

2-2-Fûts : h_f

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Un diamètre fixe à 1.40 m et des hauteurs mentionnées dans le tableau suivant :

Désignation	pile
Côte projet (m)	870.416
Côte TN (m)	864.680
Côte de la fondation (m)	861.556
Hauteur de la pile (m)	8.86
Hauteur du Fût (m)	4.91

Tableau 12-1

2-3-Semelle :

Longueur de la semelle : **$L = 14.5 / \cos 50^\circ = 22.5m$**

Hauteur de la semelle : **$h = 1.7m$**

Largeur de la semelle : **$B = 6.4m$**

Ancrage de la semelle : **$1.64m$**

Béton de propreté : **$0.10m$** .

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

2-4-pieu :

On utilisé des pieux de diamètre $\varnothing=1.2\text{ m}$ (Fondation profonde).

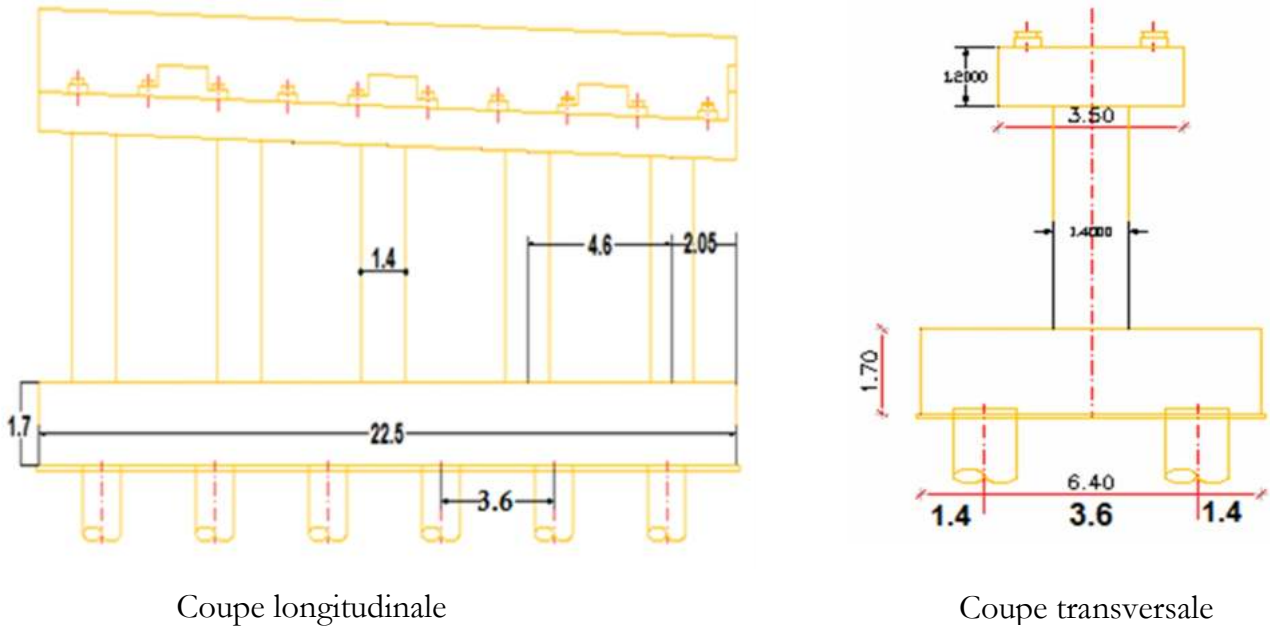


Figure 12-2: les différentes coupes de la pile

3)-ETUDE DU CHEVETRE :

Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile, à savoir les futs et la semelle. Il est conçu de manière à résister à son poids propre ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier.

3-1-Répartition des charges et surcharges sur le chevêtre :

3-1-1-Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier :

Le poids propre du tablier = **813.536 t**.

Le poids propre des dés d'appuis = **1.55 t**

La charge reprise par chaque pile : $R_{CP} = G = 815.086t$.

3-1-2-Répartition des surcharges sur la pile (calcul des réactions max) :

A. La surcharge A (I) :

- Une travée chargée :

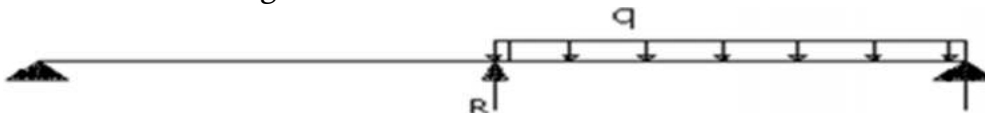


Figure 12-3: Schéma statique

$$A(I) = 0.23 + \frac{36}{12+33} = 1.03t/m^2$$

$$R_{TI} = 1.03 \times 1 \times 0.9 \times 10.5 \times 32 / 2 = 155.736\text{ t}$$

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

- Deux travées chargées :

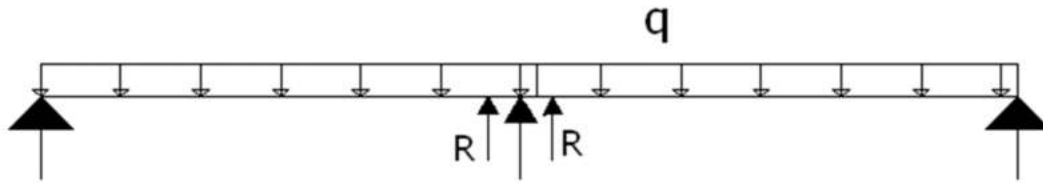


Figure 12-4: Schéma statique

$$A(2l) = 0.23 + \frac{36}{12+66} \approx 0.69 \text{ t/m}^2$$

$$R_{\max} = 0.69 \times 1 \times 0.9 \times 10.5 \times 62 / 2 = 202.1355 \text{ t}$$

B. Chargement Bc :

- Chargement 1 : trois voies chargées sur 1 seule travée.

$$S = 180 \text{ t} \quad , \quad b_c = 0.95 \quad , \quad G = 813.536 \text{ t} \quad \delta = 1.084.$$

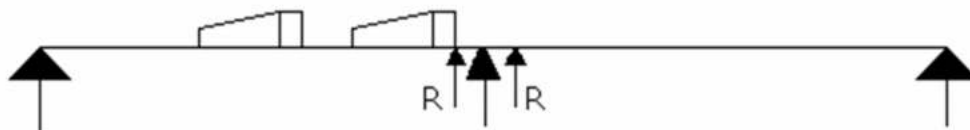


Figure 12-5: Schéma statique

$$R = [36 \times (32 + 30.5 + 21.5 + 20) + 18 \times (26 + 15.5)] / 32 = 140.34 \text{ t}$$

$$R_{\max} = R \times 0.95 \times 1.084 = 144.52 \text{ t}$$

- Chargement 2 : trois voies chargées sur les deux travées.



Figure 12-6: Schéma statique

$$R_1 = [36 \times (32 + 30.5) + 12 \times (26)] / 32 = 80.06 \text{ t}$$

$$R_2 = [36 \times (23 + 21.5) + 18 \times (27.5)] / 32 = 65.53 \text{ t}$$

$$R_{\max} = (80.06 + 65.53) \times 0.95 \times 1.084 = 149.93 \text{ t}$$

C. Charge Mc120 :

- Chargement 1 :



Figure 12-7: Schéma statique

$$R_{T1} = \frac{110}{32} \times 28,95 = 99.516 \text{ t} \quad ; \quad \delta = 1.08$$

$$R_{\max} = 99.516 \times 1.074 = 106.88 \text{ t}$$

- Chargement 2 :

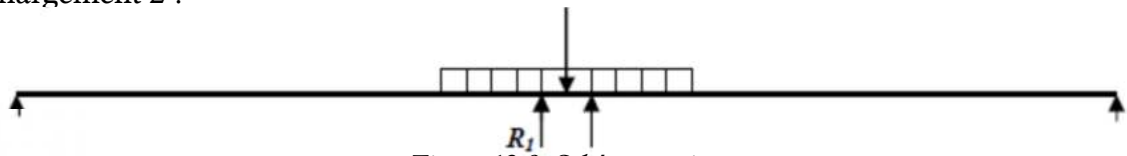


Figure 12-8: Schéma statique

$$R_{T2} = \frac{110}{32} \times 32 = 110t \quad ; \quad \delta = 1.074$$

$$R_{\max} = 110 \times 1.074 = 118.14 t$$

D. Chargement D240 :

- Chargement 1 :

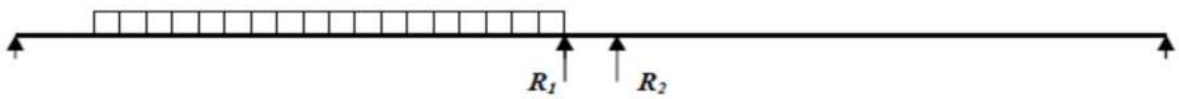


Figure 12-9: Schéma statique

$$R_{\max} = (240 / 32) \times 22.7 = 170.25 t$$

- Chargement 2 :

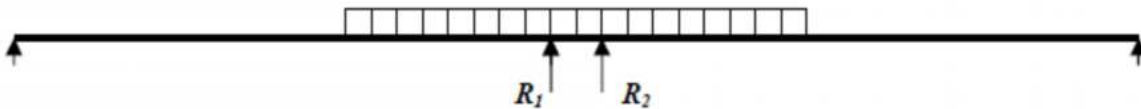


Figure 12-10: Schéma statique

$$R_{\max} = 2 \times (120 / 32) \times 27.35 = 205.125 t$$

3-2-Combinaison d'action:

A L'ELS :

$$R_1 = R_{cp} + 1.2 (R_{A(L)}) = 813.536 + 1.2 (202.1355) = 1056.0986t$$

$$R_2 = R_{cp} + R_{D240} = 813.536 + 205.125 = 1018.661 t$$

A L'ELU :

$$R_1 = 1.35 R_{cp} + 1.6 (R_{A(L)})$$

$$R_1 = 1.35 \times 813.536 + 1.6 (202.1355) = 1421.69 t.$$

$$R_2 = 1.35 R_{cp} + 1.35 R_{D240}$$

$$R_2 = 1.35 \times 813.536 + 1.35 \times 205.125 = 1375.192 t.$$

La réaction la plus défavorable est celle du convoi A(1) à l'ELU : $R_1 = 1421.69t$

4)-SOLLICITATION HORIZONTALES SUR LA PILE :

Freinage dû à A(I.)

$$A(L)=202.1355 \text{ t}$$

$$H = \frac{202.1355}{20+00035 \times 105 \times 62} = 9.073 \text{ t}$$

Freinage dû à Bc (camion de 30t) :

$$H = \frac{1}{2} \times 30 \times 1.2 = 18 \text{ t}$$

Vérification de Contraintes :

Condition normale:

$$\sigma_{\max} = \frac{1666,36}{6 \times 12} + \frac{105,41 \times 6}{12 \times 6^2} = 24.60 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1666,36}{6 \times 12} - \frac{105,41 \times 6}{12 \times 6^2} = 21.67 \text{ t/m}^2$$

5)-ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA PILE :

5-1-CHEVETRE :

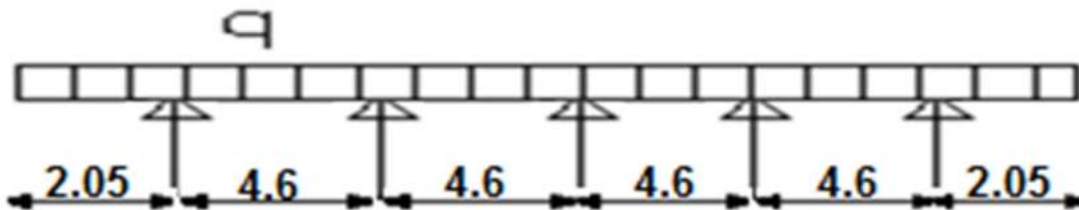


Figure 12-11: coupe longitudinale de la semelle.

- Poids de (Tablier + Surcharge):

1-A I'ELS :

$$P_1 = \frac{1056.9 \times 86}{225} = 46.938 \text{ t/ml}$$

- Poids de chevêtre :

$$P_2 = 3.5 \times 1.2 \times 2.5 = 10.5 \text{ t/ml}$$

- Poids totale sur le chevêtre :

$$P_T = 57.438 \text{ t/ml.}$$

2-A I'ELU :

$$P_1 = \frac{1421.69}{225} = 63.186 \text{ t/ml}$$

- Poids de chevêtre :

$$P_2 = 3.5 \times 1.2 \times 2.5 \times 1.35 = 14.175 \text{ t/ml}$$

- Poids totale sur le chevêtre :

$$P_T = 77.361 \text{ t/ml.}$$

A P.E.L.U



Figure 12-15: Schéma statique

5-1-2-Ferraillage du chevêtre à la flexion :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Acier FeE50 A ($F_e = 500 \text{ MPa}$)

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

Ferraillage longitudinale :

On a une fissuration préjudiciable alors on fait le ferraillage selon BAEL a L'ELS

A l'ELS :

Ferraillage supérieur :

Condition d'armature supérieure (sur appui)

On a :

$$M_{ser} = 11110,692 \text{ t.m}$$

$$\sigma_c = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 27 = 16,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \sigma_c}{1 + \frac{\sigma_{st}}{\sigma_c}} = 0,492 \text{ m}$$

$$d = 1,08 \times X = 1,08 \times 0,492 = 0,531 \text{ m}$$

$$Z = \frac{M_{ser}}{\sigma_c} = \frac{11110,692}{16,2} = 685,845 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} \leq \overline{M}_1 \text{ d'après S.S.A.C}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \sigma_{st}}$$

$$Z = \min(z; d - h/3) = 0,68 \text{ m}$$

$$A_{ser} = 70,99 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{ser} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{l_e} \quad A_{ser} \geq 38,60 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

Conclusion :

$A(s)=70.99 \text{ cm}^2$ on prend 9HA32(72.38cm²)

Ferrailage inferieur :

Section d'armature inférieure (en travée)

On a :

$M_{\text{max}} = 52.02 \text{ t.m}$

$$\sigma_c = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \sigma_s}{15 \sigma_c + \sigma_s} = 0.492 \text{ m}$$

$$d = 1.08 - 0.492/3 = 0.916 \text{ m}$$

$$Z = \frac{1}{1 - 1/2 b \cdot x \cdot \sigma_s} = 1277.65 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser}} \leq M_1 \text{ donc S.S.A.C}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$Z = \min(z ; d - h/3) = 0.68 \text{ m}$$

$$A_{\text{ser}} = 30.60 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad A_{\text{ser}} \geq 38.60 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

$A_s=38.60 \text{ cm}^2$ on prend 9HA25 (44.18 cm²)

Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L_0 \times d} \leq \bar{\tau} \quad ; \quad \bar{\tau} = \min \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

Avec : τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'E.L.U

$$\tau_u = \frac{1.51296}{3.5 \times 1.08} = 0.400 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Ainsi les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de HA12 avec $S_v = 10 \text{ cm}$ sur appui et $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée.

$$\frac{A_{st}}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e} \gamma_s \times b_0$$

Donc $A_{st} \geq -3.5688 \text{ cm}^2$, Avec : $k = 1$ pas reprise de bétonnage.

$$A_{\min} \geq \frac{0.4 \times D_0 \times s_t}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = \max(A_{st}, A_{\min}) = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 4.2 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_{sc} = 4.52 \text{ cm}^2 : 2 \text{ cadres HA12.}$$

Espacement s_t :

$$s_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$s_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \text{ donc vérifiée.}$$

5-1-3- Etude du chevêtre à la torsion :

Moment de torsion a l'E.L.U :

$$M_t = R_1 \times d$$

Une travée chargée par A(l)

$$M_{t1} = 155.736 \times 1.6 \times 1.1875 = 295.898 \text{ t.m}$$

Moment de torsion du aux efforts de freinage :

$$R_{\max} = 18 \text{ t.}$$

$$M_{t2} = 18 \times 1.2 = 21.6 \text{ t.m}$$

Moment de torsion du aux charge permanente du tablier :

$$R_{\max} = 813.614 / 2 = 406.807.$$

$$M_{t3} = 406.807 \times 1.35 \times 1.1875 = 652.162 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = \max(M_{t1}, M_{t2}, M_{t3}) = M_{t3} = 652.162 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{torsion / appuis}} = \frac{652.162}{10} = 65.2162 \text{ t.m}$$

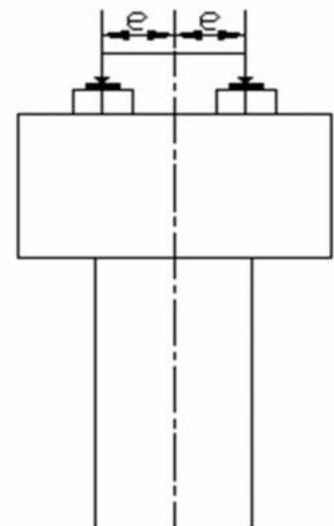


Figure 12-16 : calcul du moment de torsion

On doit vérifier que :

$$\tau_u(V) + \tau_u(M) < \tau_{u \text{ adm}}$$

$\tau_u(V)$: contrainte de cisaillement due a l'effort tranchant.

$\tau_u(M_t)$: contrainte de cisaillement due a la torsion.

τ_u : contrainte de cisaillement limite

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles BAEL est égale à $e = a/12$
 a : diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre. et la largeur du chevêtre l_t telle que :

$$\begin{cases} l_t = b \text{ si } b \leq x + h. \\ l_t = x + h \text{ si } b > x + h. \end{cases}$$

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

$$\begin{aligned} b &= 3.5 \text{ m} \\ h &= 1.2 \text{ m} \\ x &= 1.5 \text{ m} \\ \Rightarrow l_t &= 2.7 \text{ m} \end{aligned}$$

On a $a = 1.2 \text{ m} \Rightarrow e = a / 12 = 0.1 \text{ m}$

Ω : Air de contour

$$\Omega = (2.7 - 0.2) (1.2 - 0.2) = 2.5 \text{ m}^2.$$

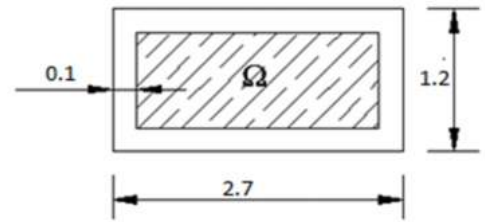


Figure 12-17 : Section de torsion.

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min (0.1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.7 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle :

$$\tau_u(v) = \frac{V_u}{b e} = 0.400 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(M_t) = \frac{M_t}{2 \times \Omega x} = 0.1098 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.400 + 0.1098 = 0.5098 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa}$ donc vérifier.

5-1-4-Ferraillage du chevêtre à la torsion :

Armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{M_{t \text{ max}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 23.40 \text{ cm}^2$$

Avec U : périmètre extérieur : $U = 2 \times (2.7 + 1.2) = 7.8 \text{ m}$.

Donc : on prend **8 HA20**.

Armatures transversaux :

Les armatures transversales peuvent être déterminées en sachant qu'elles ont un volume relatif égal au volume des armatures longitudinales de torsion.

Elles sont constituées par des cadres avec dont les plans sont normaux à la ligne moyenne.

$$A_{t2} \geq \frac{M_{t \text{ max}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.60 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm}.$$

$A_t = A_{t1} + A_{t2}$ (d'après SETRA).

$$\text{D'ou: } A_t = A_{t1} + A_{t2} = 4.2 + 0.60 = 4.8 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ cadres HA14}$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires, cependant il faut prévoir des cadres de **HA14** avec $S_t = 10 \text{ cm}$ sur appui et $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée.

Verification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{T}{U \times d}, \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,22 = 2,99 \text{ MPa}$$

Avec U : périmètres des armateurs tendus = $9 \times 78,5 + 8 \times 62,8 = 1.2089 \text{ m}$.

$$\tau_s = \frac{T}{U \times d} = \frac{1,51296}{1,2089 \times 1,08} = 1,159 \text{ MPa}$$

1.588 MPa < 2.99 MPa Vérifié.

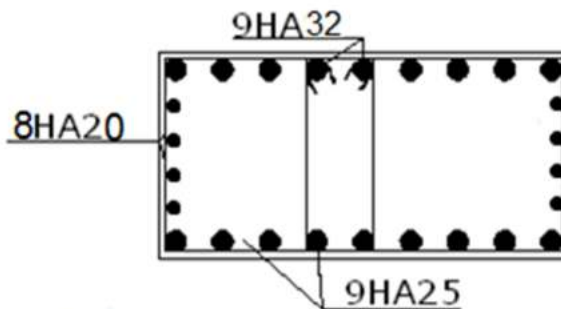


Figure 12-18 : Ferrailage du chevêtre

5-2-CALCUL DE FUT :

Les fûts ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont Encastres sur la semelle et le chevêtre.

a) Caractéristique de fût

Hauteur de fût : **h = 4.91 m**
 Diamètre de fût : $\varphi = 1,4 \text{ m}$
 Nombre du fût : **n = 5 fûts**

b) Evaluation des charges et surcharges dans les conditions normales

b-1- Charge verticale

charge permanent

Poids propres du tablier/ fût = **162.707 t**
 Poids propres du chevêtre/ fût = **47.250 t**
 Poids propres de fût = **18.896 t**
 Le poids propre des dés d'appuis/ fût = **0.31t**
 Donc : le poids totale/ fût = **229.163 t**

Les surcharges :

A(1)

$N_{A(1)} = 202,1355 \text{ t}$

L'effet par fût : $\frac{202,1355}{5} = 40,427 \text{ t}$

D240 : $N_{D240} = 205,125 \text{ t}$

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

L'effet par fût : $\frac{205.125}{5} = 41.025 \text{ t}$

b-2-Charge horizontale :

L'effet de freinage dû à A (L) :

L'effort de freinage revenant à la pile : $\frac{8.36}{2} = 4.18 \text{ t}$

L'effet par fût : $\frac{9.073}{5} = 1.8146 \text{ t}$

Freinage dû au BC :

L'effort de freinage revenant à la pile : 18 t

L'effet par fût : $\frac{18}{5} = 3.5 \text{ t}$

Effet du vent :

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité $q = 0,25 \text{ t/m}^2$. Tablier :

Fûts + chevêtre = $0.25(5 \times 1.4 \times 4.91 + 3.5 \times 1.2) = 9.642$

L'effet par fût : $\frac{9.642}{5} = 1.928 \text{ t}$

Tableau récapitulatif Sollicitations dans les fûts :

Désignation	Efforts horizontal (MN)	Efforts verticaux (MN)	Bras de levier (m)	Moment a la base (MN.m)
Poids propre du tablier	/	1.62707	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	0.47250	/	/
Poids propre du fut	/	0.18896	/	/
A(L)	/	0.40427	/	0.4800
D240	/	0.41025	/	0.4872
Séisme verticale	/	0.17164	/	/
Freinage sous A(L)	0.01814	/	6.295	0.1142
Freinage sous B(c)	0.036	/	6.295	0.2266
Vent	0.01928	/	3.1475	0.0607
Séisme du tablier	0.4068	/	6.295	2.5608
Séisme du chevêtre	0.1181	/	5.51	0.6507
Séisme du fut	0.0472	/	2.455	0.1159

Tableau 12-2

Combinaison des efforts à Condition normales.

A E.L.U

$$1.35G+kQ \quad k = \begin{cases} 1.35 \text{ pour D240} \\ 1.6 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$$

A E.L.S

$$G+kQ \quad k = \begin{cases} 1 \text{ pour D240} \\ 1.2 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$$

ELA: $G + F_{\text{séisme}}$

On obtient les résultats suivants.

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

Conditions	H(MN)	N (MN)	M(MNm)
E.L.U	0.048	3.7363	0.3021
E.L.S	0.036	2.2774	0.2266
E.L.A	0.5721	2.4602	3.3274

Tableau 12 -3

c) Vérification de flambement du fût :

Il faut vérifier que : $\lambda < \bar{\lambda}$

λ : élancement de la pièce : $\lambda = \frac{l_f}{I}$

l_f : longueur de flambement.

I : rayon de giration.

$l_f = 0.5 l = 0.5 \times 4.91 = 2.455 \text{ m}$

$I = \frac{\varnothing^4}{4} = 0.35 \text{ m}$, \varnothing : diamètre de fût.

$$\lambda = \frac{2.455}{0.35} = 7.014$$

$$\bar{\lambda} = \max \begin{cases} 50 \\ \text{Min}(67e_0/\varnothing ; 100) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{N_U}{N_U} = \frac{0.3021}{3.7363} = 0.081 \text{ m}$$

$$\frac{e_0}{\varnothing} = 0.058$$

$$\bar{\lambda} = \max \begin{cases} 50 \\ \text{Min}(3.886 ; 100) = 3.886 \end{cases}$$

Donc : $\bar{\lambda} = 50$

On a : $\lambda < \bar{\lambda}$ donc pas de risque de flambement .

d) Ferrailage du fût :

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en Flexion composée .on fait seulement le ferrailage du fût le plus sollicité n°II avec Sollicitation D240 prise en compte.

d-1-Ferrailage longitudinale :

Selon l'abaque de Walther on a :

h : l'enrobage. $h=3\text{cm}$

D : diamètre de fût . $D=140\text{cm}$

$$\frac{h}{D} = \frac{0.03}{1.4} = 0.021$$

$$N_r = 3.7363 \text{ MN}$$

$$M_r = 0.3021 \text{ MN.m}$$

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_c} = 0.090 \quad ; \quad \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_c} = 0.005$$

N_r : effort normal

β : résistance du béton

en fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de ω .

$\omega = 0.10$ (tirés par l'abaque de WALTHER)

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_c \omega}$$

ω : degré mécanique d'armature.

F_a : aire totale de l'armature passive

D'où : $F_a = 83.126 \text{ cm}^2$.

soit 27HA20 de $F_a = 84.82 \text{ cm}^2$

d-2-Armatures transversales :

Pour l'armature transversale, On prend des cerces de HA14 espacés de 20cm en zones courantes et de 15 cm en zones de jonction.

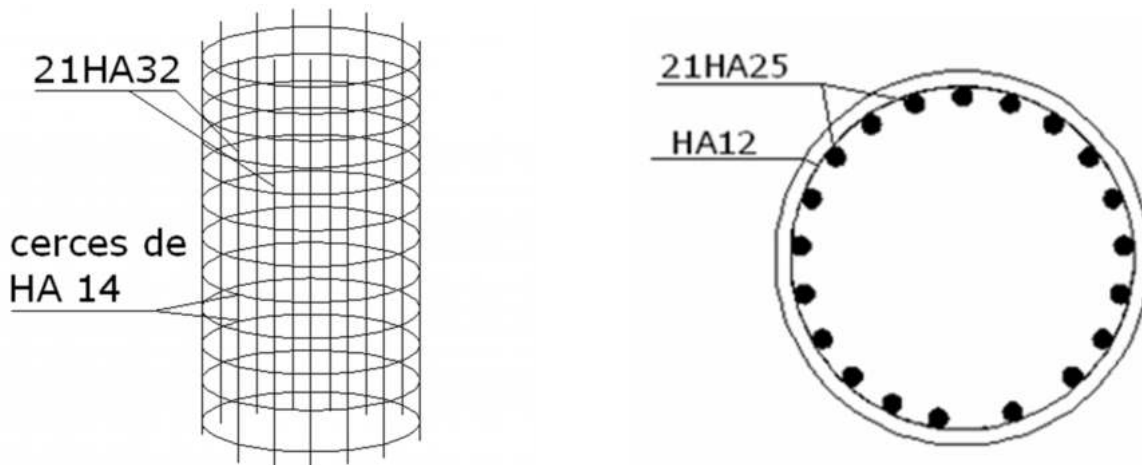


Figure 12-19 : Ferrailage du fût

-5-3-ETUDE DE LA SEMELLE :

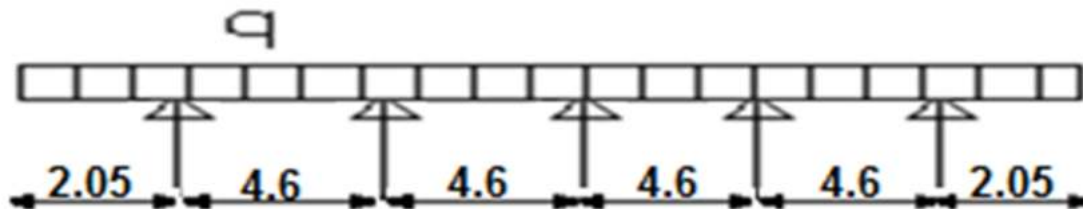


FIGURE 12-20: Schéma statique

A-Evaluation des efforts a la base de la semelle :

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propre de la semelle et des terres.

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

Désignation	Efforts Horizontal (MN)	Efforts Verticaux (MN)	Bras de levier (m)	Moment a la base (MN.m)
Poids propre du tablier	/	8.1353	/	/
Poids propre du Chevêtre	/	2.3625	/	/
Poids propre du fut	/	0.9448	/	/
Poids propre de la semelle	/	6.12	/	/
Poids de terre	/	4.2509	/	/
A(L)	/	2.0213	/	/
D240	/	2.0512	/	/
Séisme verticale	/	1.3172	/	/
Freinage sous A(L)	0.0907	/	7.995	0.7251
Freinage sous B(c)	0.18	/	7.995	1.4391
Séisme du tablier	2.0338	/	7.995	16.2602
Séisme du chevêtre	0.5906	/	7.21	4.2582
Séisme du fut	0.2362	/	4.155	0.9814
Séisme du semelle	1.53	/	0.85	1.3005

Tableau 12 -4

Combinaison des efforts a Condition normale.

A E.L.U

$$1,35G+kQ \quad k = \begin{cases} 1,35 \text{ pour D240} \\ 1,6 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$$

A E.L.S

$$G+kQ \quad k = \begin{cases} 1 \text{ pour D240} \\ 1,2 \text{ pour autres cas.} \end{cases}$$

ELA: $G + F_{\text{séisme}}$

On obtient les résultats suivants.

	H(MN)	N (MN)	M(MN.m)
E.L.U	0.24	26.9436	1.9188
E.L.S	0.18	19.988	1.4391
E.L.A	4.3906	18.8798	22.8003

Tableau 12 -5

B-Etude de la stabilité et de la résistance de la fondation :

Longueur de la semelle **L =22.50m**

Largeur de la semelle **B =6.4m**

Diamètre du fut **D =1.4 m**

B-1-Condition de stabilité :

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

$$e_0 = \frac{M}{N} \begin{cases} \text{Aucun soulèvement n'est toléré : } e_0 \leq \frac{B}{6} \\ \text{Léger soulèvement est toléré : } \frac{B}{6} \leq e_0 \end{cases}$$

B-2- Condition de résistance au sol :

Aucun soulèvement n'est toléré : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Léger soulèvement est toléré : $\sigma_3 = \frac{2N}{3L\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq \dots$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{V}{L \times B} \left(1 + \frac{6e_1}{B}\right) \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{V}{L \times B} \left(1 - \frac{6e_1}{B}\right)$$

	e_0 (m)	B/6(m)	B/4(m)	σ_1 MPa	σ_2 MPa	σ_m MPa	σ_{sol} MPa
E.L.U	0.0712	1.067	1.6	0.1996	0.1295	0.1821	0.300
E.L.S	0.0720	1.067	1.6	0.148	0.1294	0.1433	0.300

Tableau 12-6

B-3- Stabilité de la fondation et résistance au sol.

Condition de non renversement :

$$B' = 3 \left[\frac{B}{2} - e_0 \right] \geq \frac{1}{10} B.$$

On a :

E.L.U : $e_0 = 0.0712 \text{ m}$ donc : $B' = 9.3864 \text{ m} > \frac{1}{10} B$. Vérifier.

A. Conclusion :

La semelle de la fondation est stable au renversement et résiste bien à la réaction du sol.

B. Ferrailage de la semelle :

Effort revenant à chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale :

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

ELU :

$$N_{\max} = \frac{26.9436}{12} + \frac{1.9183 \times 1.8}{12 \times 1.8^2} = 2.334 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{26.9436}{12} - \frac{1.9183 \times 1.8}{12 \times 1.8^2} = 2.156 \text{ MN}$$

ELS :

$$N_{\max} = \frac{19.988}{12} + \frac{1.4391 \times 1.8}{12 \times 1.8^2} = 1.732 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{19.988}{12} - \frac{1.4391 \times 1.8}{12 \times 1.8^2} = 1.599 \text{ MN}$$

Condition sismique :

ELA :

$$N_{\max} = \frac{10.0798}{12} + \frac{22.8003 \times 1.8}{12 \times 1.8^2} = 2.628 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{18.8798}{12} - \frac{22.8003 \times 1.8}{12 \times 1.8^2} = 0.518 \text{ MN}$$

Condition		R max(MN)	R min(MN)
Normale	E.L.U	2.334	2.156
	E.L.S	1.732	1.599
	E.L.A	2.628	0.518

Tableau 12-7

D-1-Ferraillage de la semelle (méthode des bielles) :

D-1-1- Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45 \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

On a : $\text{tg} \alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} = 1.172$ donc $\alpha = 49.53^\circ$ c'est vérifier.

$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.45 \text{ m} \leq h$ c'est vérifier.

$$A = \frac{N_{\max}}{f_{td}} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{d}$$

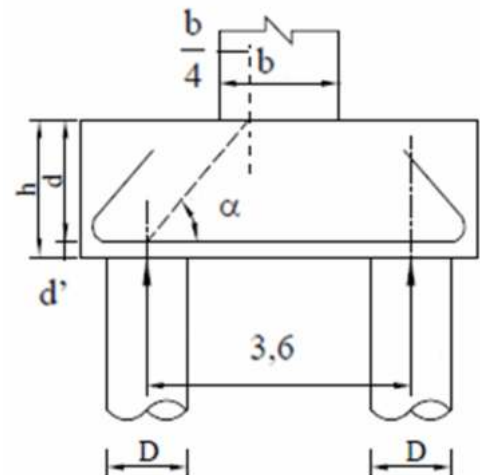


Figure 12-21: Schéma représentant coupe transversale sur la semelle

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

Condition		N(MN)	AS (cm ²)
Normale	E.L.U	2.334	66.359
	E.L.S	1.732	49.243
	E.L.A	2.628	49.811

Tableau 12-8

On a $A_s = 66.359 \text{ cm}^2$, on prend 15 HA25 ($A_{s1} = 73.63 \text{ cm}^2$.)

L'espacement est de $S_t = \frac{\ell+H-d}{n-1} = \frac{120+170-10}{15-1} = 20 \text{ cm}$.

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \varnothing \text{ pieux} = 2,9 \text{ m}$.

Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_{1i} \geq \frac{A_s}{3} = \frac{73.63}{3} = 24.54 \text{ cm}^2, \text{ soit } 13\text{HA}16 \quad A_{\text{infl}} = 26.14 \text{ cm}^2.$$

D-1-2- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{1i} \geq \frac{A_s}{3} = \frac{73.63}{3} = 24.54 \text{ cm}^2, \text{ soit } 13\text{HA}16 \quad A_{\text{infl}} = 26.14 \text{ cm}^2.$$

L'espacement est de $S_t = \frac{\ell+H-d}{n-1} = \frac{120+170-10}{13-1} \approx 20 \text{ cm}$

D-1-3- Armatures transversales supérieures :

$$A_{1s} = \frac{A}{10} = \frac{73.63}{10} = 7.363 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 13 \text{ HA}12. \quad A_{\text{sup}} = 14.70 \text{ cm}^2.$$

L'espacement est de $S_t = \frac{\ell+H-d}{n-1} = \frac{120+170-10}{13-1} = 20 \text{ cm}$

D-1-4- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{1s} = \frac{A_s}{3} = \frac{73.63}{3} = 24.54 \text{ cm}^2, \text{ soit } 13 \text{ HA}16 \quad A_{\text{infl}} = 26.14 \text{ cm}^2.$$

D-1-5- Armatures latérales :

$$A_{1a} = \frac{A}{10} = \frac{73.63}{10} = 7.363 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } 13 \text{ HA}12. \quad A_{1a} = 14.70 \text{ cm}^2.$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA12 espacées de 1 m.

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

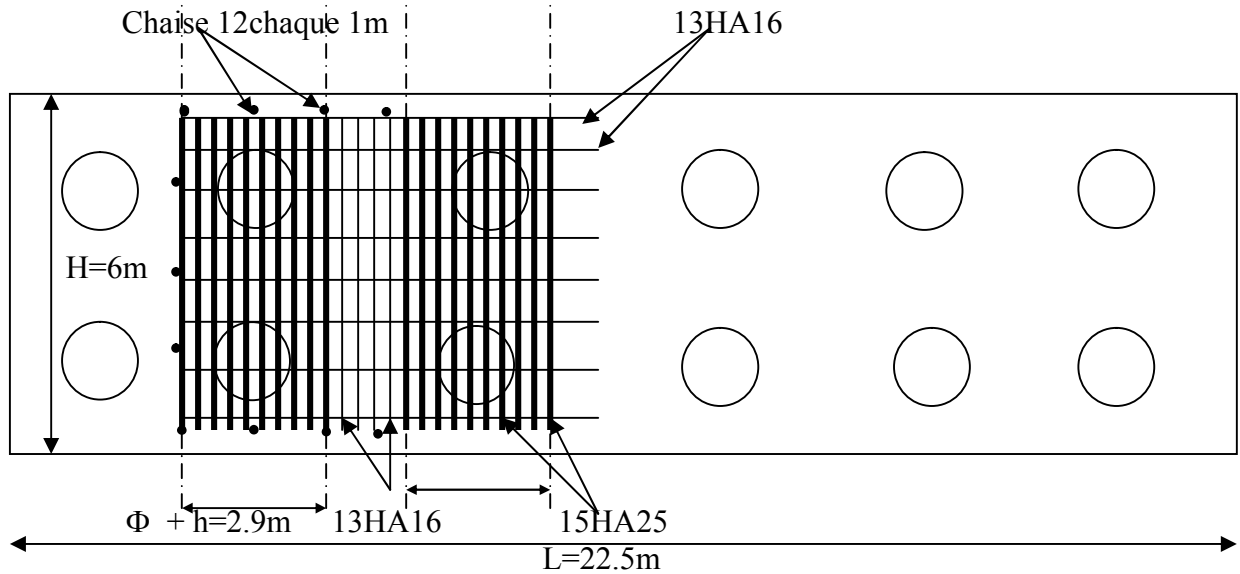


Figure 12-21: Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

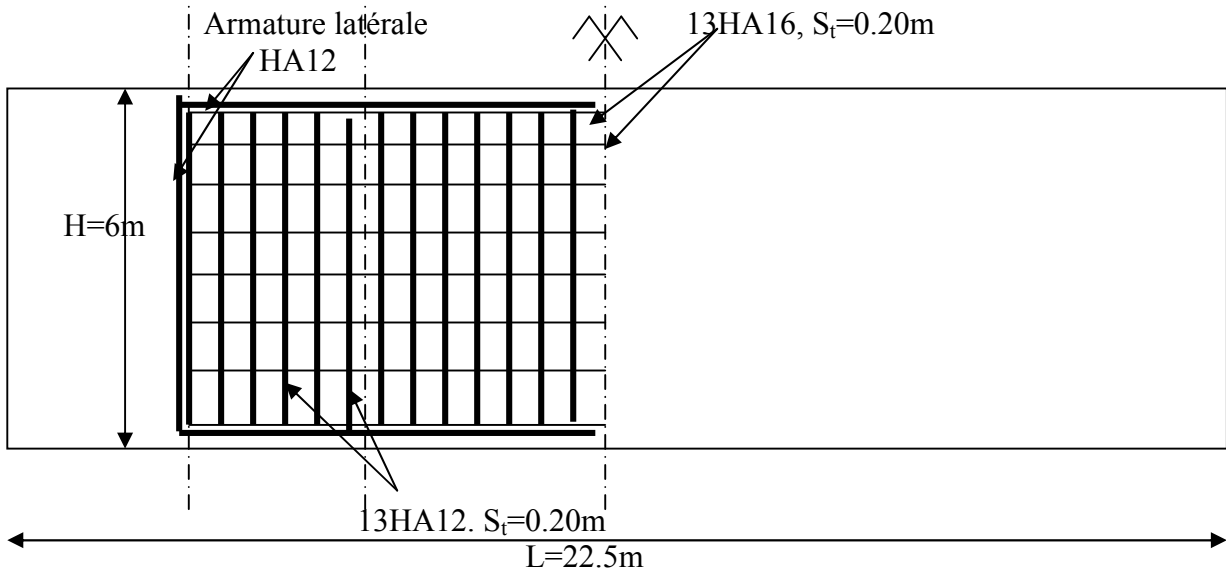


Figure 12-22: Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

-5-4-LES PIEUX :

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants :

Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, Centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

5-4-1 Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \times \frac{d^4 y}{dx^4} + c_U b y = 0$$

- b** : Diamètre du pieu.
- C_U**: Module de réaction du sol.
- y** : Déplacement en tête du pieu.

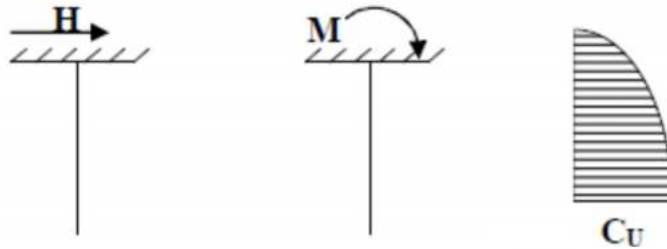


Figure 12-23

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_U b}}$

α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

$$b = \varnothing_{\text{pieu}} = 1.2 \text{ m}$$

$$C_U = 3.5 \text{ kg./cm}^3$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} = 11000 (35)^1 = 3.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I : \text{moment d'inertie du pieu } I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1.2^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.231 \text{ m}^{-1}.$$

1 : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

D'où : $\lambda L = 0.231 \times 15 = 3.465$ avec $L = 15 \text{ m}$.

- **Effort tranchant en tête du pieu :**

➤ **Condition normale :**

Freinage = 18 t.

Le vent = 1.928 t.

$$H = 18 + 1.928 = 19.928 \text{ t. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{12} = 1.66 \text{ t/pieu.}$$

➤ **Condition sismique :**

Séisme = 203.384 t.

$$H = 203.384 = 203.384 \text{ t. D'où : } \bar{P} = \frac{H}{12} = 16.949 \text{ t/pieu.}$$

Calcul des pieux par la formule de WARNER :

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$.

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de **WARNER** en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16 & \chi_{\theta M} = 1.43 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26 & \chi_{\theta M} = 1.54 \end{cases} \rightarrow \lambda L = 3.465 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.206 \quad \chi_{\theta M} = 1.481.$$

➤ **Condition sismique** : $\bar{P} = 16.949 \text{ t} / \text{pieu} \Rightarrow \bar{M} = -59.75 \text{ t.m.}$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(M.P)}$								
$\chi_{\theta M}$	0.98	0.88	0.72	0.49	0.33	0.20	0.10	0.05
$\chi_{\theta P}$	0.32	0.52	0.59	0.54	0.45	0.30	0.17	0.07

Tableau 12-9

Détermination des moments tout le long du pieu : $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$.

➤ **Condition sismique** : $M(z) = -59.75 \times \chi_{\theta M} + \frac{16.949}{0.231} \times \chi_{\theta P}$

Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(M.P)}$								
C.S	-35.077	-14.428	0.268	10.342	13.299	10.061	6.498	2.148

Tableau 12-10

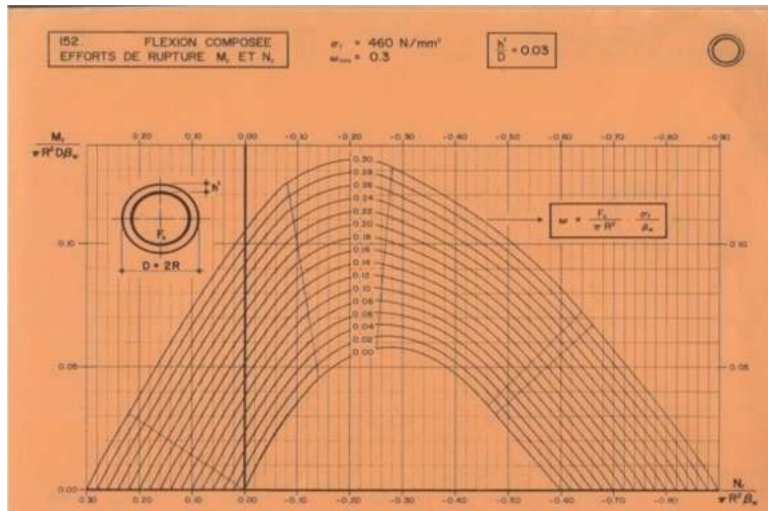
D'après les résultats donnés par le tableau des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables:

$M_{\max} = -59.75 \text{ t.m.}$

CHAPITRE XII: ETUDE DE LA PILE

5-4-2 Ferrailage des pieux :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée : $\left\{ \begin{array}{l} N = 173.2 \text{ t.} \\ M_{\text{ma}} = 59.75 \text{ t.m.} \end{array} \right.$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.0126. \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0.0438. \end{array} \right. \longrightarrow \omega = 0.07.$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0,07 \Rightarrow F_a = 55.39 \text{ cm}^2. \text{ On prend 12 HA25 pour } A_s = 58.90 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 113 \text{ cm}^2 \quad (A_s : \text{section des armateurs})$$

$58.90 < 113 \text{ cm}^2. \rightarrow$ Non vérifie. On prend $A_s = 113 \text{ cm}^2$ soit 25 HA25

Armatures transversales :

On prendra des cerces hélicoïdales avec de HA14 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de jonction.

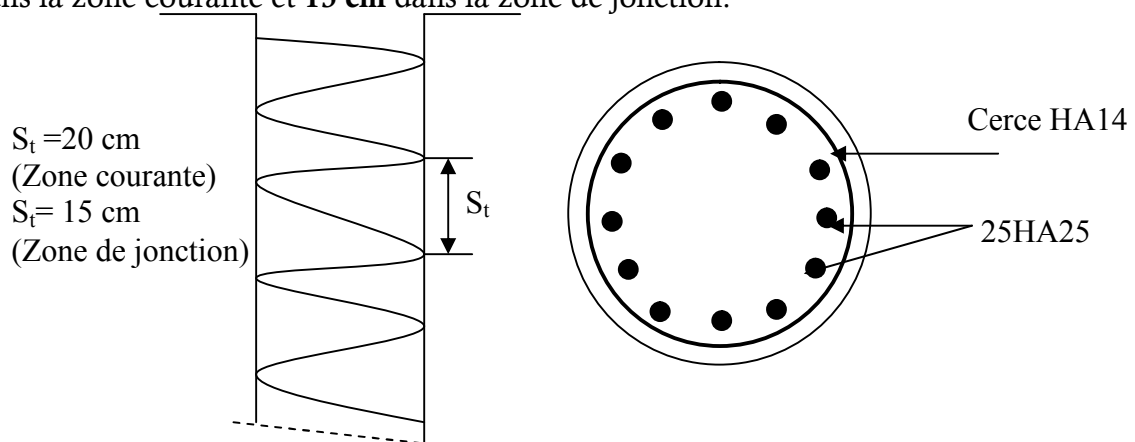


Figure 12-24: Ferrailage de pieux.

1)- INTRODUCTION :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblaie).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

2)- Implantation des culées :

La hauteur de la culée sera évalué par la formule suivante: $H_{culée} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$
L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	115+634.973	115+702.338
Côte projet (m)	870.409	869.531
Côte TN (m)	867.631	865.910
Côte de la fondation (m)	865.189	861.931
Hauteur de la culée (m)	5.22	7.60

Tableau 13-1

3)-Pré dimensionnement des culées :

On s'intéresse du dimensionnement de la culée la plus haute (culée 2).

3-1- Mur garde grève :

- Hauteur : $H = 1.93\text{m}$.
- Epaisseur (couronnement) : $H_{culée} = 7.60\text{m} > 6\text{m} \implies E=0.40\text{m}$ (selon SETRA).
- Longueur : et celle du tablier = 14.50m .

3-2- Mur de front :

- Hauteur : $H = 7.6 - 2.93 = 4.67\text{m}$.
- Epaisseur : $E_f = 1.70\text{m}_0.9\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = 14.50m

3-3- Sommier d'appuis :

- Largeur : $S = 1.30\text{m}$.
- Longueur : 14.50m .

3-4- La semelle :

- Epaisseur : **1m**.
- Largeur : **6m**.
- Longueur : **23.20m**.
- Ancrage : **1.50m**.
- Béton de propreté : **0.10 m**.

On utilisé des pieux de diamètre $\Phi = 1.2 \text{ m}$ (Fondation profonde).

3-5- Mur en retour :

Le mur en retour a une épaisseur constante de **0.30 m** pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de **4.57 m** et hauteur de **6.4m** celle de la culée.

Détermination de A_1 et A_2 :

$$A_1 = 1.22 \text{ m.}$$

$$A_2 = 4.18 \text{ m.}$$

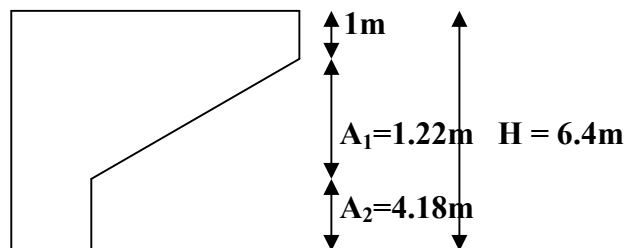


FIGURE13-1 Pré dimensionnement de mur en retour.

3-6- Dalle de transition :

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$$L = 6.10 \text{ m.}$$

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = **6.47 m**.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de **30cm**, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de **10%**.

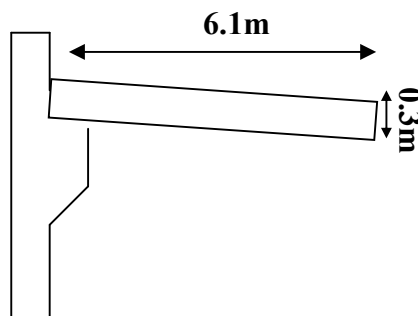


Figure13-2 Pré dimensionnement de la dalle de transition.

3-7- Le corbeau :

- Hauteur : $H_1 = 0.4 \text{ m}$.
- Hauteur : $H_2 = 0.25 \text{ m}$.
- Epaisseur : $E_f = 0.3 \text{ m}$.
- Longueur : $L = 14.50 - 2 \times 0.3 = 13.9 \text{ m}$.

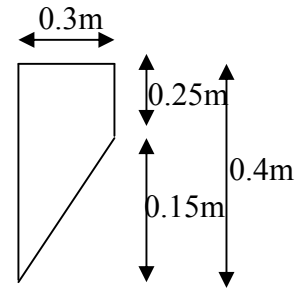


Figure13-3 Pré dimensionnement du corbeau.

4)- Evaluation des efforts sollicitant la culée :

4-1- Détermination du coefficient de poussée k_{ah} :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec : $\varphi = 32^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

$$k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon v)^2}$$

$$\text{tg } \theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \implies \theta = \text{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$$

Le coefficient de poussée pour les déferents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Désignation	ε_H	ε_V	κ	k_{ah}
Condition sismique	0.25	-0.075	0.958	0.4645
	0.25	+0.075	1.104	0.5032
Condition normale	0	0	1	0.3072

Tableau 13-2

4-2- Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Désignation	P	P ϵ_H	(1+ ϵ_v)P	V	H	M _R	M _S
Mur garde grève	C.N:1.93x0.4x14.5x2.5=27.98	0.00	27.98	6.64	4.00	0	111.92
	H + V ⁺	6.99	30.08	6.64	4.00	46.4136	120.32
	H + V ⁻	6.99	25.88	6.64	4.00	46.4136	103.52
Corbeau	C.N :(0.195/2) x14.5x2.5=3.53	0.00	3.53	7.09	4.35	0	15.3555
	H + V ⁺	0.88	3.79	7.09	4.35	6.2392	16.4865
	H + V ⁻	0.88	3.27	7.09	4.35	6.2392	14.2245
Mur en retour1	C.N : 1x4.57x0.3x2.5x2=6.86	0.00	6.86	7.1	6.49	0	44.5214
	H + V ⁺	1.71	7.37	7.1	6.49	12.141	47.8313
	H + V ⁻	1.71	6.35	7.1	6.49	12.141	41.2115
Mur en retour2	C.N :(8.75/2)x0.3x2.5x2=6.56	0.00	6.56	4.8	6.6	0	43.296
	H + V ⁺	1.64	7.05	4.8	6.6	7.872	46.53
	H + V ⁻	1.64	6.07	4.8	6.6	7.872	40.062
Mur en retour3	C.N 2.75x4.3x0.3x2.5x2=17.7	0.00	17.7	3.15	5.5	0	97.35
	H + V ⁺	4.43	19.03	3.15	5.5	13.9545	104.665
	H + V ⁻	4.43	16.37	3.15	5.5	13.9545	90.035
Mur de front	C.N :5.66x14.5x2.5=205.18	0.00	205.18	3.40	2.95	0	605.281
	H + V ⁺	51.29	220.57	3.40	2.95	174.386	650.681
	H + V ⁻	51.29	189.79	3.40	2.95	174.386	559.880
Semelle	C.N : 6x1x23.20x2.5= 348	0.00	348	0.5	3.8	0	1322.4
	H + V ⁺	87	374.1	0.5	3.8	43.5	1421.58
	H + V ⁻	87	321.9	0.5	3.8	43.5	1223.22
Poids des terres sur DDT	C.N : 1.107x1.8x14.5=28.89	0.00	28.89	7.60	7.25	0	209.452
	H + V ⁺	7.22	31.06	7.60	7.25	54.872	225.185
	H + V ⁻	7.22	26.72	7.60	7.25	54.872	193.72
Dalle de transition	C.N :6.1x0.3x2.5x14.5=66.34	0.00	66.34	7.30	7.25	0	480.965
	H + V ⁺	16.59	71.32	7.30	7.25	121.107	517.07
	H + V ⁻	16.59	61.36	7.30	7.25	121.107	444.86
Remblai sur semelle 1	C.N:23.20x6x2.6x1.8=651.46	0.00	651.46	4.00	5.2	0	3387.59
	H + V ⁺	162.87	700.32	4.00	5.2	651.48	3641.66
	H + V ⁻	162.87	602.60	4.00	5.2	651.48	3133.52
Remblai sur semelle 2	C.N :23.2x1.5x2.5x1.8=156.6	0.00	156.60	1.75	1.25	0	19.575
	H + V ⁺	39.15	168.35	1.75	1.25	68.5125	210.437
	H + V ⁻	39.15	144.86	1.75	1.25	68.5125	181.075
Tablier	C.N : 813.536	0.00	813.536	6.07	3.00	0	2440.60
	H + V ⁺	203.38	874.55	6.07	3.00	1234.516	2623.65
	H + V ⁻	203.38	752.52	6.07	3.00	1234.516	2257.56
Surcharges sur remblai (1t/m2)	C.N : 1.2x14.5x6.1=106.14	0.00	106.14	7.30	7.25	0	769.515
	H + V ⁺	26.54	114.10	7.30	7.25	193.742	827.225
	H + V ⁻	26.54	98.18	7.30	7.25	193.742	711.805
TOTAL	C.N :	0.00	2438.77	/	/	0	9547.83
	H + V ⁺	609.69	2621.69	/	/	2628.736	10453.3
	H + V ⁻	609.69	2255.87	/	/	2628.736	8994.69

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Calculs des poussées dues aux terres :

Désignation	P	$\epsilon_H \times P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	0.3072x1.8x14.5x (6.6)2/2	174.63	3.2	558.816
	0.5032x1.8x14.5x(6.6)2/2	286.05	3.2	915.36
	0.4645x1.8x14.5x(6.6)2/2	264.05	3.2	844.96
Semelle	0.3072x1.8x23.2x (1)2/2	6.41	0.33	2.1153
	0.5032x1.8x23.2x(1)2/2	10.51	0.33	3.4683
	0.4645x1.8x23.2x(1)2/2	9.69	0.33	3.1977

Tableau 13-3

Calculs des poussées dues aux Surcharges :

Désignation	P	$\epsilon_H \times P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	0.3072x1.2x14.5x 6.6	35.28	4.3	151.704
	0.5032x1.2x14.5x6.6	57.79	4.3	248.497
	0.4645x1.2x14.5x6.6	53.34	4.3	229.362
Semelle	0.3072x1.2x23.2x 1	8.55	0.5	4.275
	0.5032x1.2x23.2x1	14.01	0.5	7.005
	0.4645x1.2x23.2x1	12.93	0.5	6.465

Tableau 13-4

Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Désignation	Condition	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	224.87	2438.77	716.9103	9547.83
	H + V+	978.05	2621.69	3803.0663	10453.3
	H + V-	949.7	2255.87	3712.7207	8994.69

Tableau 13-5

4-3- Vérification de la culée :

4-3-1 Vérification du tiers central :

- C.N : on doit vérifier que : $E_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1m \rangle e = \frac{B}{2} - X'$

Avec $X' = \frac{(\sum M_s - \sum M_R)}{\sum (1 \pm \epsilon_v)P}$ et B: la largeur de la semelle.

- C.S: $E_{max} = B / 4 = 1.5 m > e = B/2 - X'$.

$$E_{MAX} = \frac{B}{4} = \frac{6}{4} = 1.5m \rangle e = \frac{B}{2} - X'$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum (1 + \epsilon_v)P$	$\sum M_R$	$\sum M_S$	X'	E_{max}	e	Vérification
C.N	2438.77	716.91	9547.83	3.62105488	1	-0.6210548	Vérifie
H + V+	2621.69	3803.06	10453.3	2.53662332	1.5	0.46337668	Vérifie
H + V-	2255.87	3712.72	8994.69	2.34143368	1.5	0.65856632	Vérifie

Tableau 13-5

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

4-3-2 Vérification au glissement :

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (**C.S.G**) égale à 1.5, donc on doit vérifier que : $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1.5$

- **C.S** : en condition sismique le **C.S.G** vaut 1.

Donc on vérifie que: $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum \varepsilon_h P$	$\sum (1 + \varepsilon_v)P$	μ	R	C.S.G	Vérification
C.N	224.87	2438.77	0.55	5.9648841	1.5	Vérifie
H + V+	978.05	2621.69	0.55	1.4742901	1	Vérifie
H + V-	949.7	2255.87	0.55	1.3064425	1	Vérifie

Tableau 13-6

4-3-3 Vérification au renversement :

- **C.N** : en condition normal le coefficient de sécurité au renversement (**C.S.R**) égale à 1.5. donc on doit vérifier que : $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.5$

- **C.S** : en condition sismique le **C.S.R** vaut 1.

Donc on vérifie que: $\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum M_R$	$\sum M_S$	R	C.S.R	Vérification
C.N	716.9103	9547.83	13.318026	1.5	Vérifie
H + V+	3803.0663	10453.3	2.74865048	1	Vérifie
H + V-	3712.7207	8994.69	2.4226681	1	Vérifie

Tableau 13-7

5)- Etude et ferrailage de la culée :

5-1 Mur garde grève :

5-1-1 Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule : $M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.307$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.93 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 32^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où $M_t = 0.66 \text{ t.m/ml}$

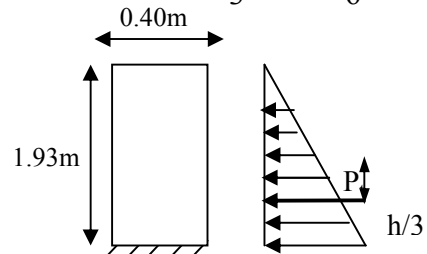


Figure 13-4 Poussée des terres sur le mur.

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

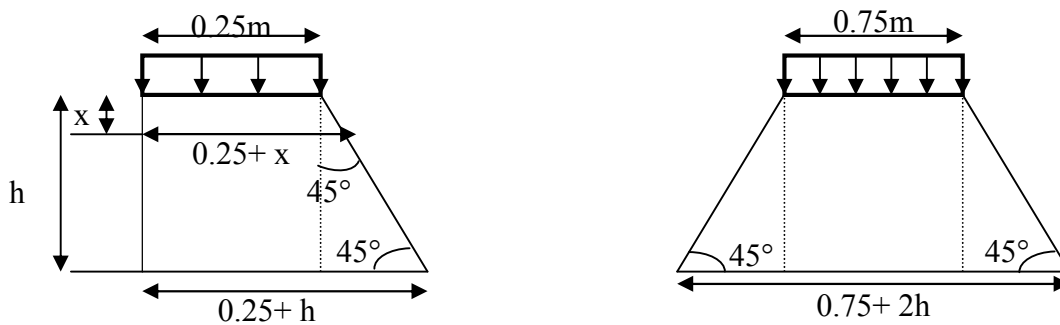


Figure 13-5 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule

suivante : $M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx$ Avec: $K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$

Coefficient de pondération. $\gamma = 1.6$ à ELU et 1.2 à ELS.

$b_c = 1.1$: coefficient de pondération du système Bc.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0.307$.

$h = 1.93\text{m}$.

$K_{ELS} = 0.307 \times 1.1 \times 1 \times 1.2 = 0.405$.

$K_{ELU} = 0.307 \times 1.1 \times 1 \times 1.6 = 0.54$.

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \left[-x + 2.1 \ln(0.25x) \right]_0^{1.93}$$

ELU : $M_p = 4.86 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $M_p = 3.65 \text{ t.m/ml}$.

Moment du à la force de freinage :

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on a admis une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où

$$l_f = 0.25 + 2h = 4.11 \text{ m.}$$

$$M_f = \frac{6.h}{0.25 + 2h} \gamma = 2.82 \times \gamma .$$

ELU : $M_f = 4.51 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $M_f = 3.38 \text{ t.m/ml}$.

Le moment total à l'encastrement: $M_{ELU} = 1.35 M_t + (M_p + M_f) = 10.26 \text{ t.m/ml}$.

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 7.69 \text{ t.m/ml}.$$

5-1-2 Ferrailage :

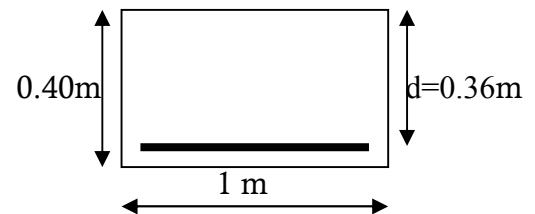
Horizontalement :

Supposons une section rectangulaire $b=1.93\text{m}$, $h=0.4\text{ m}$.

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.S : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1\text{ m}$; $d=0.36\text{m}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 207.3 \text{ MPa} \quad \text{Et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = 0.194 \text{ m}$$



$$Z = d - x/3 = 0.295 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z \times X = \frac{1}{2} \times 1 \times 16.2 \times 0.295 \times 0.194 = 46.3 \text{ t.m}$$

Alors comme on a $M_{ser} = 7.69 \leq \bar{M}_1 = 46.3$ donc **Section Sans Armature Comprimé**

$$\bar{Z} = \min [Z ; d-h/3] = 0.227 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \times \bar{\sigma}_{st}} = 16.34 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend} \quad \mathbf{6HA20} \quad A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A'_s = A_s/3 = 6.28 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{6HA12} \quad A'_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$18.85 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.51 \times 1 \times 0.36}{500} = 3.67 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifier}$$

Verticalement :

$$A_s = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{6HA20} \quad A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A'_s = A_s/3 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{6HA12} \quad A'_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section des armatures tendues}).$$

$$A_s = 18,85 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,36 \times 2,22}{500} = 3,67 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

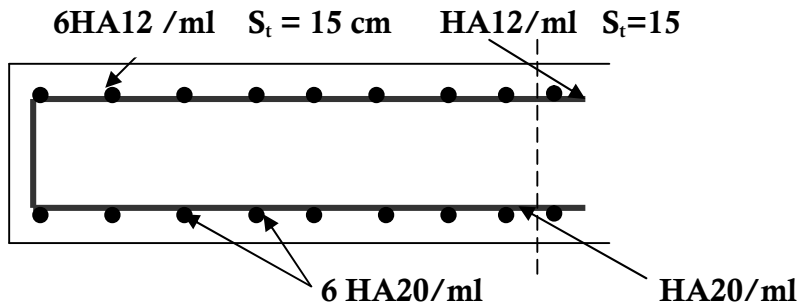


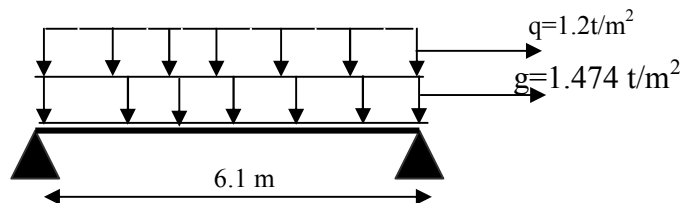
Figure 13-6 Ferrailage du mur garde grève

5-2 La dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

5-2-1 Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$.
- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 0,28 \times 1 = 0,504 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,2 \times 0,1 \times 1 = 0,22 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 1,474 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.



	Charge (t/m²)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charges permanentes G	1.474	6.86	4.49
Surcharge Q	1.2	5.58	3.66

Tableau 13-8

Combinaison des efforts :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1,35 M_G + 1,6 M_q = 18,19 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELU}} = 1,35 T_G + 1,6 T_q = 11,92 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELU}} = 18,19 \text{ t.m /ml.} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELU}} = 11,92 \text{ t /ml.}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_G + 1,2 M_q = 13,56 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{\text{ELS}} = T_G + 1,2 T_q = 8,88 \text{ t /ml.}$$

$$M_{\text{ELS}} = 13,56 \text{ t.m /ml.} \quad \text{et} \quad T_{\text{ELS}} = 8,88 \text{ t /ml.}$$

5-2-2 Ferrailage:

Cas de fissuration jugé préjudiciable alors le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc} \times d}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 16.2 \times 0.27}{15 \times 16.2 + 207.31} = 0.146 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.221 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times x \times Z = \frac{1}{2} \times 1 \times 16.2 \times 0.146 \times 0.221 = 26.14 \text{ t.m}$$

Alors comme on a $M_{ser} = 13.56 \text{ t.m} \leq \overline{M}_1 = 26.14 \text{ t.m}$ donc **Section Sans Armature**

Comprimée

$$\overline{z} = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{13.56 \times 10^{-2}}{0.17 \times 207.31} = 38.47 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{8HA25} \quad \mathbf{A_s = 39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{S_{min}} \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.51 \times 6.1 \times 0.27}{500} = 16.82 \quad \text{est vérifié}$$

Pour des raisons constructive on prend: $A'_s = A_s / 3 = 13.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit

7HA16 $A'_s = 14.07 \text{ cm}^2$

Soit **2 cadres HA14** pour $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$.

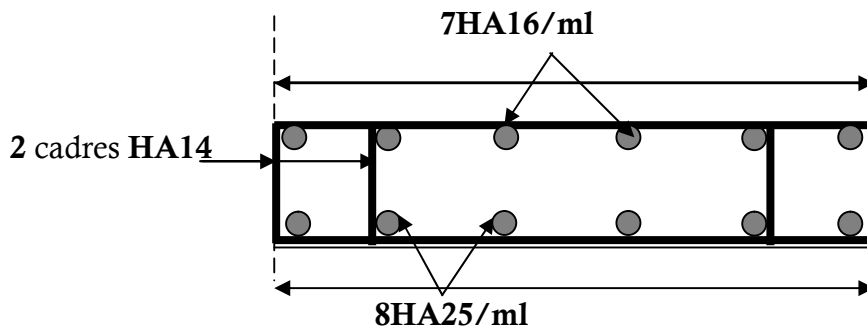


Figure13-7 Ferrailage de la dalle de transition.

5-3 Corbeau :

5-3-1 Evaluation des charges et surcharges :

- Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL / 2 = 0.3 \times 6.1 \times 2.5 / 2 = 2.29 \text{ t/ml}$.
- Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 0.28 \times 6.1 \times 1.8 / 2 = 1.54 \text{ t/ml}$.
- Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0.1 \times 6.1 \times 2.2 / 2 = 0.67 \text{ t/ml}$.
- Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL / 2 = 1 \times 0.06 \times 2.5 / 2 = 0.075 \text{ t/ml}$.
- Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL / 2 = 6.1 \times 1.2 / 2 = 3.66 \text{ t/ml}$.

Réactions : $R_{ELU} = 1.35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1.6 R5 = 11.78 \text{ t/ml}$.

$R_{ELS} = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1.2 R5 = 8.97 \text{ t/ml}$.

Moments : $M_{ELU} = [1.35(R1 + R2 + R3 + R4) + 1.6 R5] \times 0.25 = 2.95 \text{ t/ml}$.

$M_{ELS} = [(R1 + R2 + R3 + R4) + 1.2 R5] \times 0.25 = 2.24 \text{ t/ml}$.

5-3-2 Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 0.4 \text{ m}$.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ Mpa}$$

$$\chi = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0.194 \text{ m}$$

$$Z = d - \chi/3 = 0.295 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z \times \chi = \frac{1}{2} \times 1 \times 16.2 \times 0.295 \times 0.194 = 46.3 \text{ t.m}$$

Alors comme on a $M_{ser} = 2.24 \text{ t.m} \leq \overline{M}_1 = 46.3 \text{ t.m}$ donc **Section Sans Armature Comprimé**

$$\overline{Z} = \min [Z ; d-h_0/3] = 0.227 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z} \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2.24 \times 10^{-2}}{0.227 \times 207.3} = 4.76 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **5HA12** pour $A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A'_s = A_s/3 = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : **4HA8** pour $A'_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0.23 b d f_{ij} / f_c$ (A_s : section des armateurs tendus)

$5.65 > 0.23 \times 1 \times 0.36 \times 2.22 / 500 = 3.67 \text{ cm}^2$. → **vérifie**.

Pour l'armateur de construction on prend :

$A'_s = A_s/3 = 1.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Soit : **4HA8** pour $A'_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

5-4 Mur frontal :

5-4-1 Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encasturé sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

➤ Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge D_{240} .
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Leur poids propre.

➤ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0.1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c .

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Désignation	P	$P\varepsilon_h$	$(1+\varepsilon_v)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève	C.N:1.93x0.4x14.5x2.5=27.98	0.00	27.98	5.64	0.60	0	16.788
	H + V+	6.99	30.08	5.64	0.60	39.4236	18.048
Corbeau	C.N : (0.195/2)x14.5x2.5=3.53	0.00	3.53	6.09	0.95	0	3.3535
	H + V+	0.88	3.79	6.09	0.95	6.2392	3.6005
Mur en retour1	C.N : 1x4.57x0.3x2.5x2=6.86	0.00	6.86	6.1	3.09	0	21.1974
	H + V+	1.71	7.37	6.1	3.09	12.141	22.7733
Mur en retour2	C.N :(8.75/2)x0.3x2.5x2=6.56	0.00	6.56	3.8	3.2	0	20.992
	H + V+	1.64	7.05	3.8	3.2	7.872	22.56
Mur en retour3	C.N 2.75x4.3x0.3x2.5x2=17.7	0.00	17.7	2.15	2.1	0	37.17
	H + V+	4.43	19.03	2.15	2.1	13.9545	39.963
Mur de front	C.N : 5.66x14.5x2.5=205.18	0.00	205.18	2.34	0.45	0	92.331
	H + V+	51.29	220.57	2.34	0.45	174.386	99.2565
Poids des terres sur DDT	C.N : 1.107x1.8x14.5=28.89	0.00	28.89	6.60	3.85	0	111.226
	H + V+	7.22	31.06	6.60	3.85	54.872	119.581
Dalle de transition	C.N : 6.1x0.3x2.5x14.5=66.34	0.00	66.34	6.30	3.85	0	255.409
	H + V+	16.59	71.32	6.30	3.85	121.107	274.582
Poussée sur MGG+MDF	C.N :0.3072x1.8x14.5x(6.6)2/2	174.63	0.00	2.2	0.00	538.38	0
	0.5032x1.8x14.5x(6.6)2/2	286.05	0.00	2.2	0.00	637.965	0
Freinage	C.N : 18	18	0	4.67	0.00	60.3	0
	0	0	0	0.00	0.00	0	0
Tablier	C.N : 813.536	0.00	813.536	5.07	0.4	0	325.414
	H + V+	203.38	874.55	5.07	0.4	1234.51	349.82
Surcharges sur remblai (1t/m2)	C.N : 1.2x14.5x6.1=106.14	0.00	106.14	6.30	3.85	0	408.639
	H + V+	26.54	114.10	6.30	3.85	193.742	439.285
TOTAL	C.N :	192.63	1282.716			468.246	1292.520
	H + V+	991.98	1378.92			2170.806	1389.469

Tableau 13-9

Récapitulatif des efforts :

➤ Condition normale :

Effort normal : $\sum (1+\varepsilon_v)P = 1282.716t$.

ELS : N = 88.46 t /ml.

ELU: N = 119.42 t /ml.

Moment : $M = \sum M_s - \sum M_r = 824.27 t.m$.

ELS : M = 56.85 t.m /ml.

ELU: M = 76.75 t.m /ml.

➤ Condition sismique :

Effort normal : $\sum (1+\varepsilon_v)P = 1378.92t$.

ELS : N = 95.10 t /ml.

ELU: N = 128.39 t /ml.

Moment : $M = \sum M_s - \sum M_r = 781.34 t.m$.

ELS : M = 53.89 t.m /ml.

ELU: M = 72.75 t.m /ml.

5-4-2 Ferrailage :

La condition plus défavorable est condition normale .

$$N_u = 119.42 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 76.75 \text{ t.ml par 1m}$$

Section rectangulaire : $b=0.9 \text{ m}$ $h=4.67\text{m}$.

Et c' (enrobage)=5cm.

$$\text{Calcul de l'excentricité : } e=M_u/N_u=0.643 \text{ m}$$

$$M_{uA}=M_u+N_u (d-h/2) = 70.78 \text{ t.ml}$$

Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1\text{m}$; $h=0.9\text{m}$.
On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.

Effort normal :

$$N_{ser} = 88.46 \text{ t/ml}$$

$$N_u = 119.42 \text{ t/ml}$$

Moment :

$$M_{ser} = 56.85 \text{ t.m par 1m}$$

$$M_u = 76.75 \text{ t.m par 1m}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **Robot Expert**. On trouve $A_s = 16 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 16 \text{ cm}^2$ (section d'armatures comprimées).

$$\text{Soit } 6\text{HA}20 \text{ pour } A_s=A'_s=18.85\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{S\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 8.27 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifier.}$$

Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELS avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1\text{m}$; $h = 0.9 \text{ m}$.

La section des armatures est déterminée à l'aide de **logiciel Robot Expert**. On trouve $A_s = 35.8 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0.00 \text{ cm}^2$ (section d'armatures comprimées).

$$\text{Soit } 8\text{HA}25 \text{ pour } A_s=39.27\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{S\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 8.27 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifier.}$$

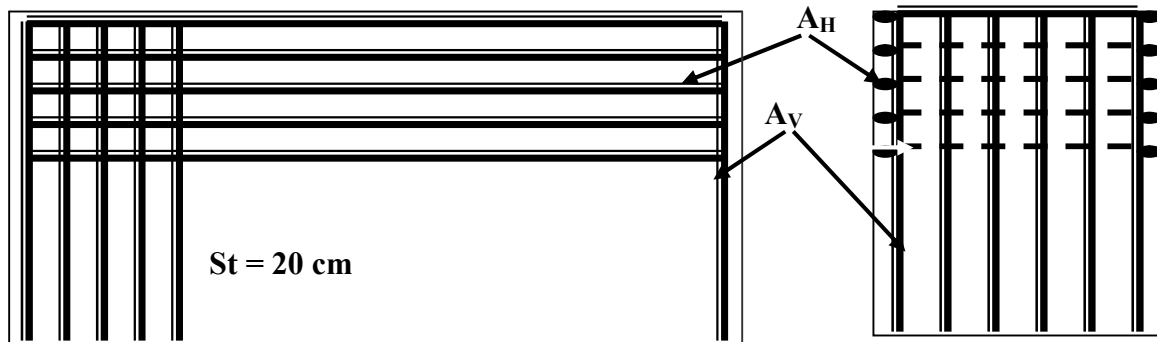


Figure13-8 Ferrailage du mur de front.

5-5 Mur en retour :

5-5-1 Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

➤ Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0.3072 \times 1.8 \times (6.6)^2 \times 1] = 12.04 \text{ t/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1.2 \times 6.6 \times 0.3072 \times 1 = 2.43 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4 \text{ t}$.

Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 12.04 \times \frac{1}{3}(6.6) = 26.49 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 2.43 \times 2.5 = 6.08 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2.4 \times 6.6 = 15.84 \text{ t.m}$.

Les combinaisons :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 70.83 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 52.79 \text{ t.m/ml}$$

➤ Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 6.6 \times 0.3 \times 2.5 = 4.95 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4.8 \text{ t}$.
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0.3 \times 6.6 = 1.98 \text{ t/ml}$.

Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 4.95 \times (6.6/2) = 16.34 \text{ t.m/ml}$.
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 1.98 \times 0.5 = 0.99 \text{ t.m/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4.8 \times 6.6 = 31.68 \text{ t.m}$.

Les combinaisons :

$$\text{ELU : } M_{\text{ELU}} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 74.08 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ELS}} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 55.35 \text{ t.m/ml}$$

5-5-2 Le ferrailage:

Ferrailage horizontal:

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_{\text{ELU}} = 70.83 \text{ t.m/ml} \quad M_{\text{ELS}} = 52.79 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration jugée préjudiciable } \overline{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ Mpa}$$

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert. On trouve $A_s = 126 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 99.3 \text{ cm}^2$ (section d'armatures comprimées).

Alors on prend 16HA32, donc $A_s = 128.68 \text{ cm}^2$.

Pour A'_s on prend 13HA32 ; soit $A'_s = 104.55 \text{ cm}^2$.

Ferrailage vertical:

$A_s = 128.68 / 4 = 32.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : 11 HA20/ml pour $A_s = 34.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Ferrailage de suspension :

$M_{ELU} = 74.08 \text{ t.m /ml}$. $M_{ELS} = 55.35 \text{ t.m /ml}$.

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0.27 \text{ m}$.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel **Robot Expert**. On trouve $A_s = 132.2 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 107.7 \text{ cm}^2$ (section d'armatures comprimées).

Alors on prend 17HA32, donc $A_s = 136.72 \text{ cm}^2$.

Pour A'_s on prend 14HA32 ; soit $A'_s = 112.59 \text{ cm}^2$.

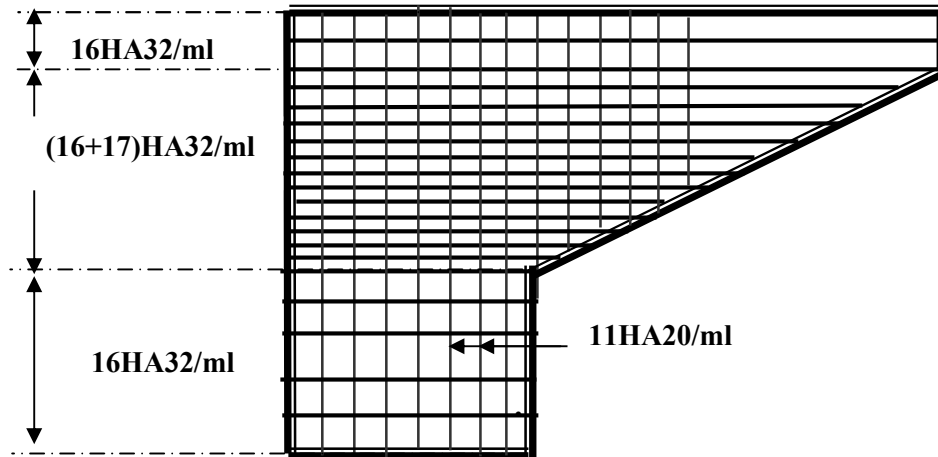


Figure13-9 Ferrailage du mur en retour

5-6 La semelle :

5-6-1 Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Désignation	Condition	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	224.87	2438.77	716.9103	2941.03
	H + V+	978.05	2621.69	3803.0663	3161.63
	H + V-	949.7	2255.87	3712.7207	2720.46

Tableau 13-10

Conditions normales :

$N_{max} = 2438.77 \text{ t}$.

$M_{max} = 2941.03 - 716.9103 = 2224.12 \text{ t.m}$.

Conditions sismiques : G (1 ± 0.075)

$N_{max} = 2621.69 \text{ t}$.

$M_{max} = 3161.63 - 3803.06 = 614.43 \text{ t.m}$.

5-6-2 Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

Condition normale :

$$N_1 = \frac{2438,77}{10} + \frac{2224,12 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 367,44 t.$$

$$N_2 = \frac{2438,77}{10} - \frac{2224,12 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 120,31 t.$$

Condition sismique :

$$N_1 = \frac{2621,69}{10} + \frac{614,43 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 296,30 t.$$

$$N_2 = \frac{2621,69}{10} - \frac{614,43 \times 1,8}{10 \times (1,8)^2} = 228,03 t.$$

5-6-3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles) :

Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est: $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 0,635. \Rightarrow \alpha = 32,41^\circ < 45^\circ \rightarrow \text{Non Vérifie}$$

h = 1 m.

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,575 m > 1 m. \rightarrow \text{Non Vérifie.}$$

On remarque que la méthode de bielle est inapplicable alors on utilise la méthode des moments.

$$M = R \max\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right) = 1,575(m) R \max.$$

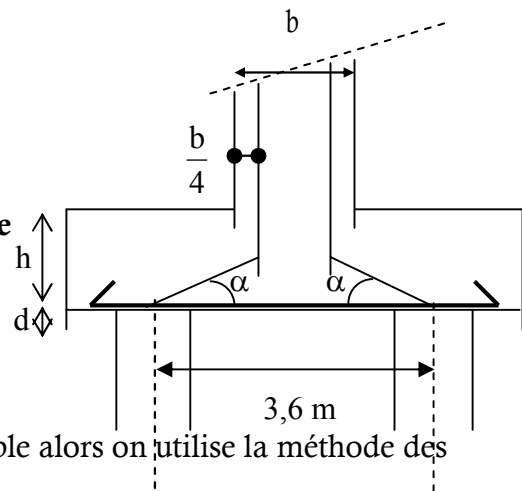
Le ferrailage sera fait en flexion simple pour une section de (b0.h)

h = 1 m ; b₀ = h + D = 2.2 m

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot d}; d = 0.9h$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e \rightarrow \text{condition normale}$$

$$\bar{\sigma}_a = f_e \rightarrow \text{condition sismique}$$



CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

Tableau 1: désigne les sollicitations agissant à la semelle et la section des armatures

désignation Condition	R_{max} (t)	R_{min} (t)	M (t.m)	$\bar{\sigma}_a$ (MPa)	A_s (cm ²)
Condition normale	367.44	120.31	578.718	333.33	192.91
Condition sismique	296.30	228.03	466.673	500.00	103.71

Tableau 13-11

$A_s = 192.91 \text{ cm}^2$ alors on prend **24HA32 (193.02 cm²)**

D'après SETRA $A_s / ml = 193.02 / 3 = 64.34 \text{ cm}^2$

Soit **8HA32 (64.34 cm²)**

n : Nombre de barres

c : Enrobage

D : Diamètre de pieu

$$S_t = \frac{D + h - c}{n - 1} = \frac{1.2 + 1 - 0.1}{24 - 1} = 0.0913 \text{ m.}$$

On prend **$S_t = 10 \text{ cm}$**

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (**L**) telle que :

$$L = h + D = 2.2 \text{ m}$$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A = \frac{A_s}{3} = 64.30 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 14\text{HA25} \text{ avec espacement de } 15 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 192.91 = 64.30 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14\text{HA25} \quad A_{infl} = 68.72 \text{ cm}^2. S_t = \frac{\Phi + H - 0.1}{14 - 1} \approx 15 \text{ cm.}$$

Armatures de construction :

1- Armatures transversales supérieures:

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{192.91}{10} = 19.29 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 10 \text{ HA16. } A_{sup} = 20.11 \text{ cm}^2.$$

$$L'espacement S_t = \frac{\Phi + H - 10}{10 - 1} \approx 20 \text{ cm.}$$

2- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 192.91 = 64.30 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 14 \text{ HA25 } A_{infl} = 68.72 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = \frac{\Phi + H - 10}{14 - 1} \approx 15 \text{ cm.}$$

3- Armatures latérales :

$$A_l = \frac{A}{10} = \frac{192.91}{10} = 19.29 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 10 \text{ HA16. } A_{sup} = 20.11 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

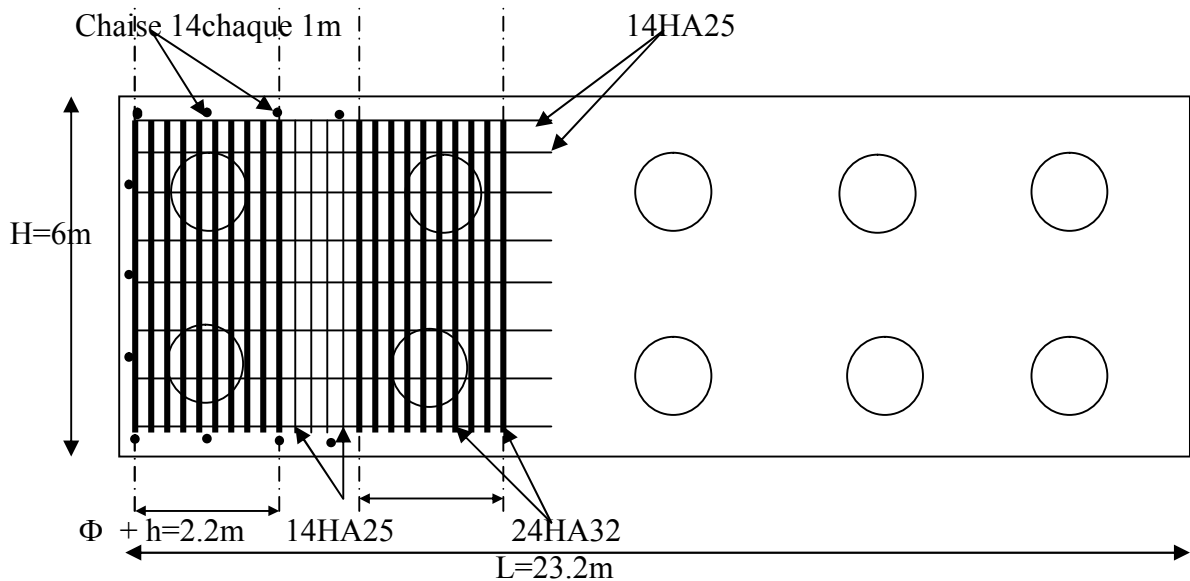


Figure 13-10 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure)

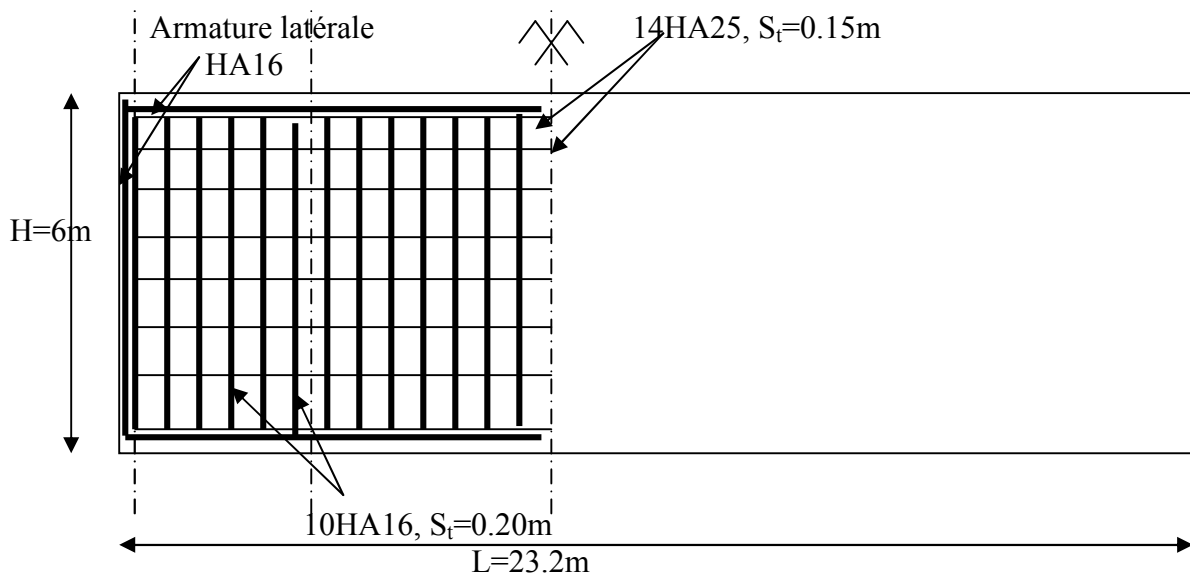


Figure 13-11 Ferrailage de la semelle (nappe supérieure).

5-7 Les pieux :

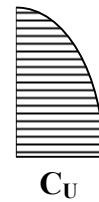
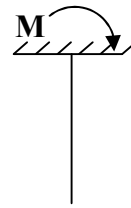
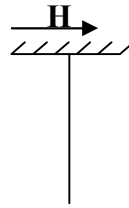
Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

5-7-1 Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0$$



- b** : Diamètre du pieu.
- C_U** : Module de réaction du sol.
- y** : Déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$.

α : Longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

b = $\phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

C_U = **3.5 kg/cm³**.

E : module d'élasticité du béton = $11000 (35)^{1/3} = 3.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

λ : Coefficient d'amortissement du module de **WARNER**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0.231 \text{ m}^{-1}$$

D'où : $\lambda L = 0.231 \times 15 = 3.465$ avec **L = 15 m**.

Effort tranchant en tête du pieu :

➤ **Condition normale :**

Freinage = **18 t**.

Poussée des terres et surcharges **H_p = 224.87 t**.

H = 18 + 224.87 = **242.87 t**. D'où : $\bar{P} = \frac{H}{10} = \mathbf{24.287 \text{ t/pieu}}$.

➤ **Condition sismique :**

Séisme = **203.384 t**.

Poussée des terres et surcharges **H_p = 368.36 t**.

H = 203.384 + 368.36 = **571.744 t**. D'où : $\bar{P} = \frac{H}{10} = \mathbf{57.174 \text{ t/pieu}}$.

Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encastéré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$.

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE

$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Donnés par les abaques de **WARNER** en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.16 & \chi_{\theta M} = 1.43 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.26 & \chi_{\theta M} = 1.54 \end{cases} \rightarrow \lambda L = 3.465 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1.206 \quad \chi_{\theta M} = 1.481.$$

➤ **Condition normale** : $\bar{P} = 24.287 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -85.62 \text{ t.m.}$

➤ **Condition sismique** : $\bar{P} = 57.174 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -201.55 \text{ t.m.}$

Valeurs des coefficients $\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$ en fonction de Z : (Abaques de WARNER).

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(M,P)}$								
$\chi_{\theta M}$	0.98	0.88	0.72	0.49	0.33	0.20	0.10	0.05
$\chi_{\theta P}$	0.32	0.52	0.59	0.54	0.45	0.30	0.17	0.07

Tableau 13-12

Détermination des moments tout le long du pieu : $M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$.

➤ **Condition normale** : $M(z) = -85.62 \times \chi_{\theta M} + \frac{24.287}{0.231} \times \chi_{\theta P}$

➤ **Condition sismique** : $M(z) = -201.55 \times \chi_{\theta M} + \frac{57.174}{0.231} \times \chi_{\theta P}$

Tableau récapitulatif donnant les moments en fonction de Z :

Z	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
$\chi_{(M,P)}$								
C.N	-50.263	-20.673	0.386	14.822	19.058	14.418	9.312	3.079
C.S	-118.316	-48.638	0.915	34.896	44.868	33.943	21.922	7.248

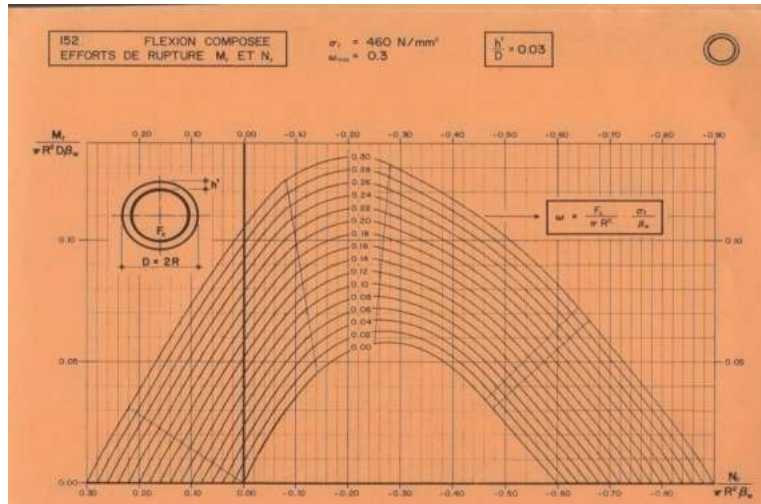
Tableau 13-13

D'après les résultats donnés par le tableau des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $\mathbf{M_{max} = -201.55 \text{ t.m.}}$

5-7-2 Ferrailage des pieux :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{N} = 262.169 \text{ t.} \\ \mathbf{M_{max}} = 201.55 \text{ t.m.} \end{array} \right.$

CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA CULEE



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.0425. \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = 0.0663. \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \omega = 0.18.$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w} = 0.18 \Rightarrow F_a = 142.43 \text{ cm}^2. \text{ On prend 18 HA32 pour } A_s = 144.76 \text{ cm}^2.$$

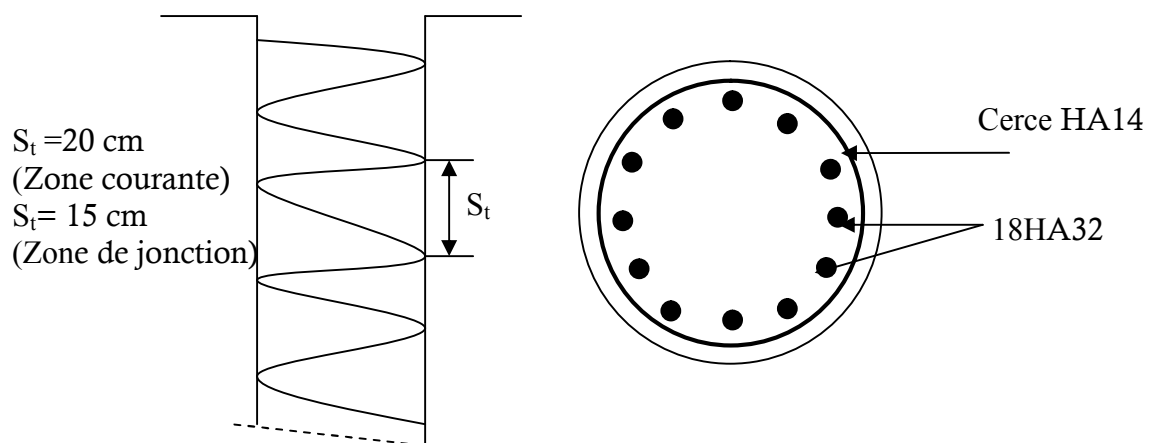
Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 113 \text{ cm}^2 \quad (A_s : \text{section des armateurs})$$

$$144.76 > 113 \text{ cm}^2. \longrightarrow \text{Vérifie.}$$

Armatures transversales :

On prendra des cerces hélicoïdales avec de **HA14** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.



Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Cette étude nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.