

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence : 2018/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع: 2019/2018

Mémoire de Master

Filière : travaux publics

Spécialité : voies et ouvrages d'art

Thème

Etude d'un Pont à pouters en béton
précontrainte
sur la pénétrante de TIZI OUZZOU

Nom et Prénom de l'étudiant :
LAOUBI Madani

Encadreur : Pr. BELOUNAR LAMINE

Promotion Juillet 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Je dédie ce travail.

À ma très chère mère, à mon père.

À mes frères et sœurs.

À toute ma famille.

*À toute la Promotion **VOA 2019**.*

À mes amies, à tous ceux qui nous ont soutenus, aidé, encouragé de près ou de loin.

Et à toute personne que j'ai connue et j'ai aimé.

MADANI

Remerciement

Je remercie avant tous mon Dieu le tout puissant qui m'a donné la force et la volonté de réaliser et achever ce travail.

Je remercie de tout mon cœur mes parents et toute ma famille pour leurs sacrifices, leurs encouragements, leurs soutiens jusqu'à ce que j'ai réalisé ce travail.

*Je remercie tout d'abord le Professeur **BELOUNAR.L** de m'avoir proposé ce sujet de thèse, de l'attention qu'il a portée à mon travail. Je le remercie pour ses conseils qui ont Contribué à l'élaboration de ce travail. et sans oublier le professeur **MESALIA** de l'université de **SETIF** pour tout conseil et de l'aide.*

Mes remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.

Je remercie mes amis qui ont soutenu moi à ce stage.

Enfin, toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin et en particulier l'ensemble des enseignants du département de génie civil de Biskra et Sidi Bel Abbes, à ma formation d'études de la graduation et de la post graduation

المخلص

هذا العمل هو عبارة عن دراسة منشأة فنية متمثلة في دراسة جسر بعوارض مسبقة الإجهاد على مستوى الطريق المزدوج تيزي وزو يهدف هذا الأخير لربط الطريق السيار شرق غرب بمدينة تيزي

وزو على مستوى منطقة الجبالية بمسافة قدرها 48 كم

لهذه قمنا بتصميم ولي للعوارض و إمكانية صمود هذه الخيرة ضد مختلف الحمولات

من خلال طريقة جويون ماسوني و أيضا الحساب العددي باستخدام برنامج ساب 2000 بعدها نقوم

بحساب الإجهاد المسبق المطبق على الرافدة ثم تسليح العناصر المكونة للجسر

وفي الأخير نقوم بتحديد الأبعاد الأولية لدعائم الجسر

الكلمات المفتاحية: , خرسانة مسبقة الإجهاد, ساب 2000, جويون ماسوني, جسر

Résumé

Le but de ce projet est l'étude d'un pont à poutre en béton précontraintes, isostatique identique de 150 m de longueur par pré tension.

Ce pont situé sur la pénétrante reliant **TIZI OUZOU** à l'autoroute **Est-Ouest** au niveau de **DJEBAHIA** sur **48 Km**.

Après le calcul des sollicitations par la méthode de Guyon-Massonnet et aussi par un calcul numérique à l'aide du logiciel SAP2000, nous procédons au calcul de la précontrainte et à la détermination de ferrailage des éléments constructifs du tablier ainsi qu'à leurs vérifications selon les règlements en vigueur. En dernier lieu, en établira le dimensionnement des appuis de pont

Mots Clés : pont, béton précontraint, isostatique, pré tension, Guyon-Massonnet.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE :

I. Introduction.....	1
I.1. Définition d'un pont.....	1
I.2. But de l'étude	1
I.3. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.1. Position de l'ouvrage.....	1
I.3.2. Les caractéristiques principales de l'ouvrage	2
I.4. conception général de l'ouvrage.....	2
I.4.1. Les Données de projet.....	2
I.4.2. Choix du type d'ouvrage.....	4
I.4.3. Conception de tablier.....	4
I.5. Analyse multicritères.....	9
Conclusion.....	9

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX:

II. Introduction	10
II. 1. Caractéristiques mécaniques.....	10
II. 1.1. Le béton.....	10
II. 1.2. L'acier.....	13

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DE LA TABLIER :

III. Introduction.....	16
III.1. Caractéristiques de l'ouvrage.....	16
III.2. Pré dimensionnement du tablier.....	16
III.2.1. Dimensionnement de la poutre.....	17
III.2.2. Dimensionnement de La dalle (l'hourdis).....	18
III.2.3. Les équipements de pont (superstructure).....	19
III.3. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre.....	21
III.3.1 Poutre seule.....	21
III.3.2. Poutre avec hourdis.....	22

CHAPITRE IV : CHARGE ET SURCHARGE

IV. Introduction.....	24
IV.1. Calcul des charges.....	24
IV.1.1. Calcul des charges permanentes (CP).....	24

IV.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP).....	25
IV.1.3. Poids total propre du tablier.....	25
IV.2.1. Classe de pont.....	25
IV.2.2. Nombre des voies.....	26
IV.2.3. Largeur de voie.....	26
IV.2.4. Evaluation des surcharges.....	26

CHAPITRE V : REPARTITION LONGITUDINAL DES EFFORTS :

V. Introduction	35
V. 1. Calcul des éléments de réductions dus aux charges	35
V. 1.1. Poutre seule.....	35
V. 1.2. Dalle.....	35
V. 1.3. Superstructure.....	36
V. 2. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges.....	36
V. 2.1. Moment fléchissant.....	36
V. 2.2. Efforts tranchants.....	44

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSEVERSALE DES EFFORTS :

VI. Introduction.....	49
VI.1. Détermination des paramètres de calcul.....	49
VI.1.1. Définition des coefficients de calcul.....	50
VI.1.2. Paramètre d'entretoisement θ	50
VI.1.3. paramètre de torsion α	52
VI.2. Calcul des moments fléchissant.....	53
VI.2.1. Coefficient de répartition transversale K	53
VI.2.2. Détermination des coefficients $K_{\alpha moy}$, de chaque poutre.....	56
VI.2.3. Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre.....	57

CHAPITRE VII : MOSELISATION DU TABLIER :

VII. Introduction.....	60
VII. 1. Présentation de logiciel SAP 2000.....	60
VII. 2. Modélisation.....	61
VII. 2.1. Les étapes de modélisation.....	61
VII. 2.2 Définition des charges mobiles.....	65
VII. 2.3. Comparaison des résultats.....	71

CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE :

VIII. Introduction.....	75
VIII .1. Mode De Prétention.....	75
VIII .1.1. Principe De La Précontrainte Par Prétention.....	75
VIII .1.2. Technique de la précontrainte pré-tension.....	75
VIII .1.3. Pertes De La Précontrainte.....	76
VIII .2. Données de la précontrainte.....	76
VIII .2.1. Béton.....	77
VIII .2.2. Acier de précontraint.....	78
VIII .3. Dimensionnement de l'effort de précontrainte.....	79
VIII .3.1. Détermination du nombre de torons.....	79
VIII .3.2. Emplacement des torons	80
VIII .3.3. Vérifications rapide des contraintes.....	82
VIII .4. Les pertes de précontraintes.....	83
VIII .4.1 Calcul des pertes à mi- travée.....	83
VIII.4.2 Calcul des pertes à l'about.....	87
VIII .4.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	89
VIII .5. Détermination des armatures passives.....	92
VIII .5.1. Armatures de peau.....	92
VIII .5.2. Justification des armatures transversales dans la zone d'appui.....	95

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'HOURLDI :

IX. Introduction	93
IX. 1. Étude de la flexion localisée.....	93
IX. 2. Les Moments M_a et M_b au centre de la dalle.....	93
IX. 3. Étude de l'effort tranchant.....	99
IX. 4 .calcul des moments.....	102
IX. 5. Effort tranchant.....	103
IX. 7. Ferrailage de la dalle.....	104
IX. 7 .1 transversalement	104
IX. 7.2 Longitudinalement.....	108
IX. 8. Vérification de la dalle au poinçonnement.....	110
IX. 9. Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant.....	111

CHAPITRE X : CONCEPTON ET DIMENSIONNEMENT PILE ET CULEE :

X. Introduction.....	112
----------------------	-----

X.1.la culée.....	112
X. 1.1. Choix de la morphologie.....	112
X. 1.2. Pré dimensionnement de la culée cotée de TIZI OUZEOU.....	113
X. 1.3. Stabilité de la culée.....	115
X. 2. La pile.....	121
X. 1.1. Choix de la morphologie.....	121
X. 1.2. Pré dimensionnement de la pile.....	122
CONCLUSION.....	124

Annexes

BIBLIOGRAPHIE

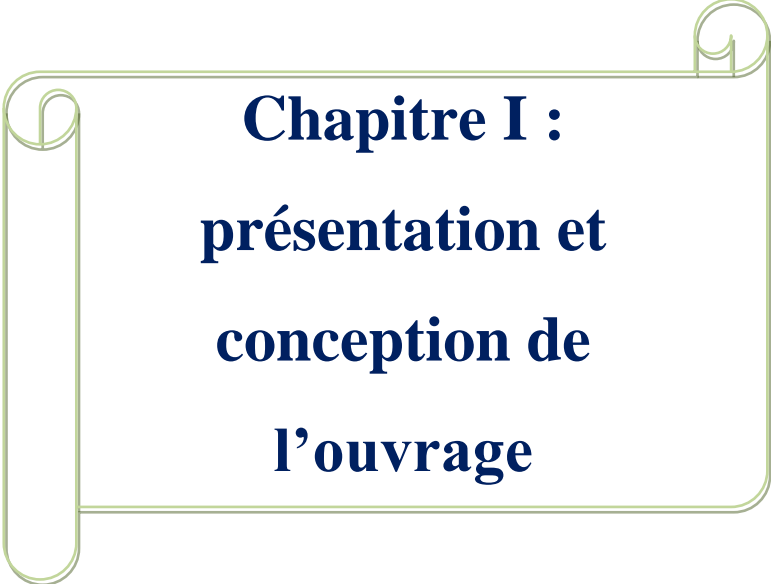
INTRODUCTION GENERALE

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

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

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





Chapitre I :
présentation et
conception de
l'ouvrage

I. Introduction :

Le pont est un ouvrage d'art, permettant à une voie de communication de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre.

Il se compose de deux parties principales:

- **Superstructure :**

C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé au-dessus des appareils d'appuis ou "TABLIER"

- **infrastructure:**

C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé au-dessous des appareils d'appuis, il se compose de la "CULEE" appui de rive, la "PILE" appuis intermédiaires et les "FONDATION»

I.2. But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont traverse un OUED sur la pénétrante reliant **TIZI OUZOU** à l'autoroute **Est-Ouest** au niveau de **DJEBAHIA** sur **48 Km**

Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes, commencé par la proposition de trois variantes, qui seront prés dimensionnés, et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour le dimensionnement le plus profond.

I.3. Présentation de l'ouvrage :

I.3.1. Position de l'ouvrage :

L'ouvrage situé à peu près **PK 37+471.530** reliant l'autoroute **Est-Ouest** au niveau de **DJEBAHIA** avec la ville de **TIZI OUZOU**.

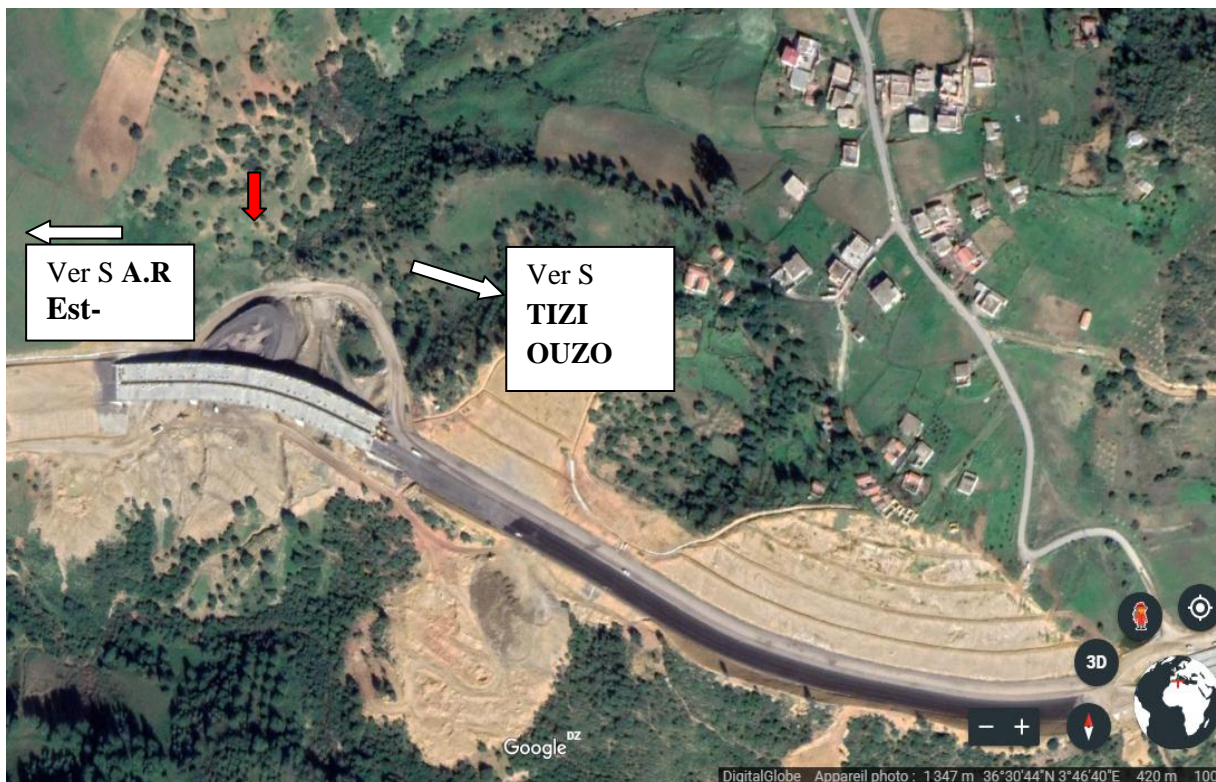


Figure 1.1 Vue en plan

I.3.2. Les caractéristiques principales de l'ouvrage :

- Ouvrage en béton précontraint en pré tension
- La structure est constituée par **5** travées de **30** mètres égaux et parallèles avec une longueur totale de **150.00** mètres
- La section transversale de chaque travée a une largeur de **13.80** mètres et elle est formée par **11** poutres de **1.50** mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté
- Une dalle supérieure de **25** cm d'épaisseur.

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation donnée par le B.A.E.L 91 (B.A) ainsi que DTR (document technique réglementaire) pour les surcharges routières. Et RPOA 2008 règlement parasismique applicables

- Surcharge A(l)
- Surcharge Bc
- Surcharge militaire M_{c120}
- Surcharge exceptionnel D
- Le revêtement est en béton bitumineux avec une épaisseur de 8 cm

Sur les parties extérieures des trottoirs, un garde corps est prévu.

I.4. conception général de l'ouvrage :

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possédant une bonne connaissance des divers types d'ou ouvrage, de leur pré-dimensionnement et leur mode d'exécution.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usages dans chaque cas, le choix de d'ouvrage dépend de contrainte imposée dont les principales sont de deux sortes.

I.4.1. Les Données de projet :

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

I.4.1.1. Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement.

a. 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. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 150m.

b. Profil en long :

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

Notre ouvrage présente une longueur de 150 m et une pente de 0.50 %.

c. Profil en travers :

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

Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

- Largeur rouable : $L_r = 12.5$ m
- Largeur utile : $L_u = 13.88$ m
- Largeur de corniche et bordure: $l = 0.65$ m
- Nombre de voies de circulations : $N = 3$ voies de 3.5 m
- et une bande dérasée de **1m** a chaque coté
- Dévers unique de 2.5 %.

I.4.1.2. Données naturelles :**a. Données géologiques (géotechniques) :**

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le niveau possible de fondation

b. 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.

c. Les données climatiques :

Le vent Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) (2KN/m²)

L'effet du vent est pris en considération à cause de la hauteur élevée des piles

La température La région de TIZI OUZOU est située dans la zone zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie

Les effets de température sont bien avidement pris en compte dans le calcul des constructions elle à son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui

La neige Les effets de la neige n'est pas prise en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

d. Données sismologiques :

La région de TIZI OUZOU est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de classe de pont, selon le règlement parasismique algérien en vigueur.

I.4.2. Choix du type d'ouvrage :

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.

I.4.2.1. Critères de choix du type d'ouvrage :

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.

I.4.2.2. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

I.4.3. Conception de tablier :

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme de tabliers. Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes.
- Variante 2 : Pont mixte à poutres métalliques
- Variante 3 : Pont en béton armée

I.4.3.1. La 1 ère variante pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes :

Pont en béton précontraint de 150 m ayant (05) travées isostatiques de 30 m

a. Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré tension

- **Entraxe deux poutres :**

$0.9 \leq d \leq 1.5 \text{ m}$. On fixe l'entraxe $d = 1.2 \text{ m}$.

- **Le nombre des poutres:**

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

La : entraxe entre les deux poutres de l'extrémité $La=12.1\text{m}$

$$\Rightarrow N = \frac{12.1}{1} + 1. \text{ Donc } N=11$$

- **La hauteur des poutres:**

$0.8 \leq H_p \leq 1.60\text{m}$, alors la hauteur des poutres est $H_p=1.50\text{m}$.

- **L'épaisseur de l'âme:**

$E_a \geq 14 \text{ cm}$. On prend une épaisseur $E_a=20\text{cm}$.

- **La largeur de talon :**

$0.50 \leq L_t \leq 0.80\text{m}$. On prend une largeur de talon $L_t=55 \text{ cm}$

- **L'épaisseur de talon :**

On prend $E_t=20 \text{ cm}$.

- **L'épaisseur de l'hourdis :**

$E_h \geq 15 \text{ cm}$. Justification au poinçonnement par charge concentré.

On prend une épaisseur $E_h = 25 \text{ cm}$

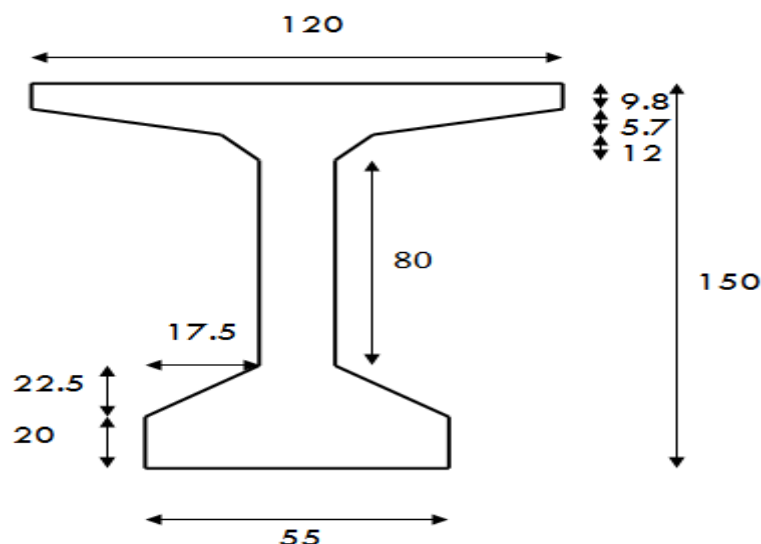


Figure 1.2 Coupe transversale de la poutre

b. Les avantages :

- 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 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension)

c. Les 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

I. 4.3.2. La 2ème variante pont mixte a poutres métalliques :

Pour cette variante, il y a 05 travées de même longueur de 30m.

a. Pré dimensionnement de la poutre :

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

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement $N = La/d$.

La : est la largeur du tablier égale à 13.8m.

On fixe l'espacement : $d = 3m$, d'où $N = 4.6$, on prendra : $N = 5$ poutres.

- **Elancement de poutres:**

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

$$h = 1.2m.$$

- **Epaisseur de l'âme des poutres:**

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

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

En considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui.

- A mi- travée $8 \leq e_t \leq 14 \text{ mm}$.
- Sur appui $e_a \leq 20 \text{ mm}$

On prendra :

- une épaisseur de 12 mm à mi travée ;
- une épaisseur de 15 mm sur appui.

- **semelles :**

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

- de résistance.
- d'instabilité.

- ✓ **semelle supérieure en travée :**

La largeur de la semelle $200 \leq l_s - t \leq 500 \text{ mm}$.

L'épaisseur $12 \leq e_s - t \leq 40 \text{ mm}$, on prendra :

- une largeur de 500 mm ;
- une épaisseur de 20 mm.

- ✓ **semelle supérieure sur appui :**

La largeur de la semelle $400 \leq l_s - a \leq 900 \text{ mm}$.

L'épaisseur $20 \leq e_s - a \leq 40 \text{ mm}$, on prendra donc :

- une largeur de 600 mm ;
- une épaisseur de 30 mm.

- ✓ **semelle inférieure en travée :**

La largeur de la semelle $300 \leq l_s - t \leq 600 \text{ mm}$.

L'épaisseur $20 \leq e_s - t \leq 40 \text{ mm}$, on prendra donc :

- une largeur de 200 mm ;
- une épaisseur de 20 mm.

- ✓ **semelle inférieure sur appui :**

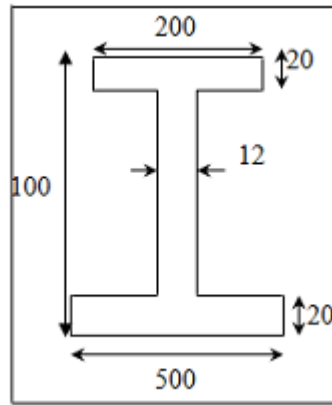
La largeur de la semelle $600 \leq l_s - a \leq 1000 \text{ mm}$.

L'épaisseur $30 \leq e_s - a \leq 60 \text{ mm}$, on prendra donc :

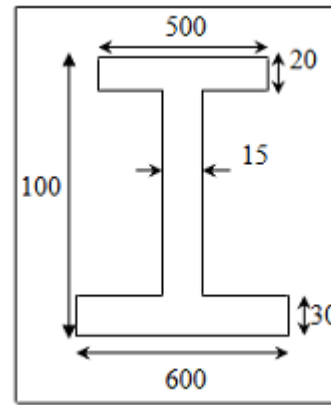
- une largeur de 500 mm ;
- une épaisseur de 30 mm.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.

- Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines



Coupe transversale à mi travée



Coupe transversale sur appui

Figure 1.3 Coupe transversal de la poutre métallique**b. Les avantages :**

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts)
- Le peu d'échafaudage nécessaire
- La précision dimensionnelle des structures
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines
- Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P)
- Des possibilités d'extension et de réparation
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité)

c. Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien 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
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton
- Une surveillance avec visite périodique

I.4.3. 3. La 3ème variante Pont en béton armé :

a. Les avantages :

- Portée allant de 10 à 20m
- Economique
- Entretien réduit
- Durabilité
- Exécution facile
- Bonne résistance aux chocs

b. Les inconvénients :

- Complication des coffrages
- La structure est très rigide et sensible aux tassements différentiels.
- Mal résistance aux séismes
- Tablier lourd

I.5. Analyse multicritères :

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en trois points importants

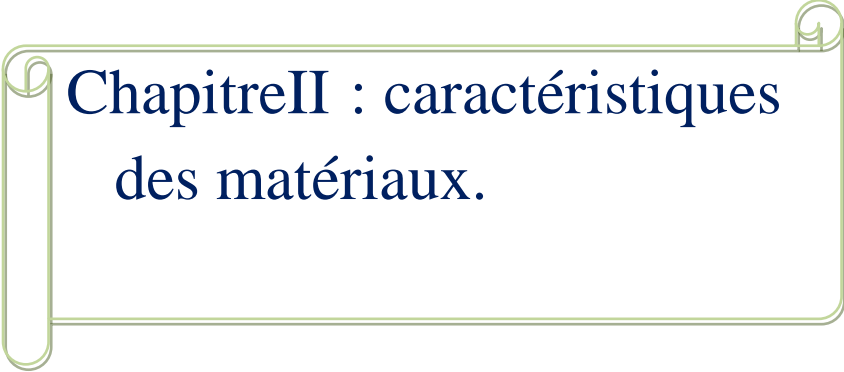
	Ponts à poutres en béton précontraint	Ponts en béton armé	Ponts mixte
Economie	+	+	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	-	+
Exécution	+	+	+

+ : favorable

- : peu favorable

Conclusion :

D'après l'analyse multicritères ci-dessus, du point de vue économique, technique et même esthétique, en respectant les données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage de franchissement on a adopté le pont à poutres en **béton précontraint par prés tension** dont les détails sont présentés précédemment

A decorative frame resembling a scroll, with a light green border and rounded corners. The frame is open on the left and right sides, with the top and bottom edges curving inward to form a scroll-like shape.

Chapitre II : caractéristiques des matériaux.

II. Introduction :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91 dans le but de fixer les principales caractéristiques mécaniques du béton,

Aciers actifs et passif de construction en relation direct avec le calcul

II. 1. Caractéristiques mécaniques:

II. 1.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions étudiées de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa et à la traction de 2 à 4 MPa).

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de ce lui destiné au béton armé sauf que l'on utilise sous contrainte plus élevée.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges (poids propre)

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers, Pour le béton précontraint, le dosage du ciment sera de l'ordre de 400 à 450 kg/cm³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/cm³, qui nous garantiront une résistance de 35 mpa au minimum.

a. béton précontraint :

- **résistance du béton**

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de (28 j), dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée (f_{c28}) elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte

$$F_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{cj} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} , \text{ pour notre cas :}$$

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

Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ pour les appuis et la dalle

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2.7 \text{ MPa} \quad \text{pour les poutres}$$

- **Contraintes admissibles à la compression :**

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

➤ **état limite ultime (E.L.U)**

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{C28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

f_{C28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,50$: Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$: Situation accidentelle.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable (t) d'application de la combinaison d'action, il prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \theta = 1 & t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 & 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 & t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

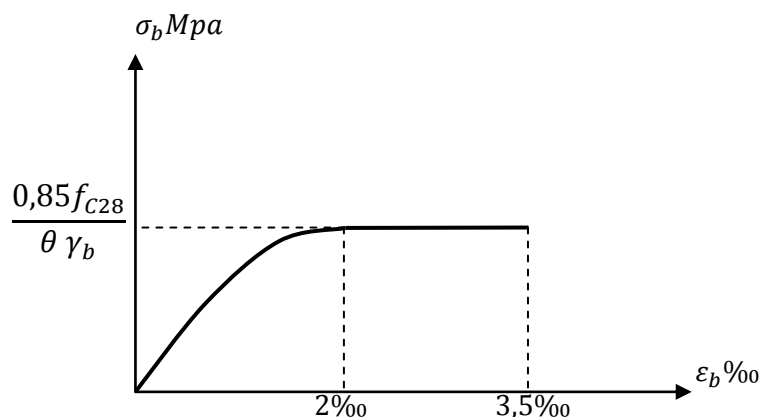
➤ **état limite de service (E. L. S):**

La contrainte admissible de compression du béton est calculée par l'expression suivante :

$$\sigma_b = 0,6 f_{C28} = 21 \text{ MPa}$$

Figure.2.1 Diagramme Contrainte

-Déformation



- **déformation longitudinale du béton :**

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

➤ Module de déformation instantanée du béton:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

➤ Module de déformation sous chargement de longue durée (différée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- **déformation transversale du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

ν : Coefficient de poisson (le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale)

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

$\nu = 0,20$ Pour un béton non fissuré (E.L.S).

$\nu = 0,00$ Pour un béton fissuré (E.L.U).

b. béton armé :

- **résistance a la compression :**

Pour un béton âgé de J jour on a :

$$F_{cj} = \begin{cases} 25 \text{ MPA} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{cj} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- **résistance a la traction :**

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

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 \times (F_{cj}), \text{ Pour } j = 28 \text{ on a: } F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) = 2.1 \text{ MPA}$$

- **contrainte admissibles de compression du béton :**

On la détermine par la même équation utilisée dans le béton précontraint pour les états limites (ELU et ELS), seulement la différence s'existe dans la contrainte caractéristique à la compression F_{cj} .

- **module de déformation longitudinale (e) :**

Toujours, on utilise les mêmes formules exploitées dans le béton précontraint.

- **coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson dans le cas de béton armé diminuée put prendre les valeurs

suivantes ν : $\begin{cases} 0.15 \text{ pour le béton fissuré à (I'ELS)} \\ 0 \text{ pour le béton non fissuré à (I'ELU)} \end{cases}$

II. 1.2. L'acier :

- Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :
- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limite la fissuration.

a. aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

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

$$P_0 = (0,85f_{prg} \text{ OU } 0,95f_{peg}) = 1416 \text{ MPa.} \quad \text{Selon les règles de BPEL}$$

- f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 MPa
- f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1600 MPa.

Ses limites sont garanties par ALGA.

- Les torons utilisés dans ce projet sont T 15 Super TBR (très basse relaxation)
- Nombre de torons par câble : 15
- Section nominale de l'acier : $A_p = 140 \text{ mm}^2$.

❖ limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant la contrainte, qui après retour à une contrainte nulle laisse un allongement résiduel de (0,1%).

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

❖ module de Young :

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale (E_p) a pris égal à :

200000 Mpa : Pour les fils et les barres.

195000 Mpa : Pour les torons.

✓ Diagramme contrainte-déformation :

Pour les fils trempés et barres :

$$\text{si } \varepsilon_p < \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$\text{si } \varepsilon_p > \frac{\sigma_p}{E_p} : \sigma_p = f_{peg}$$

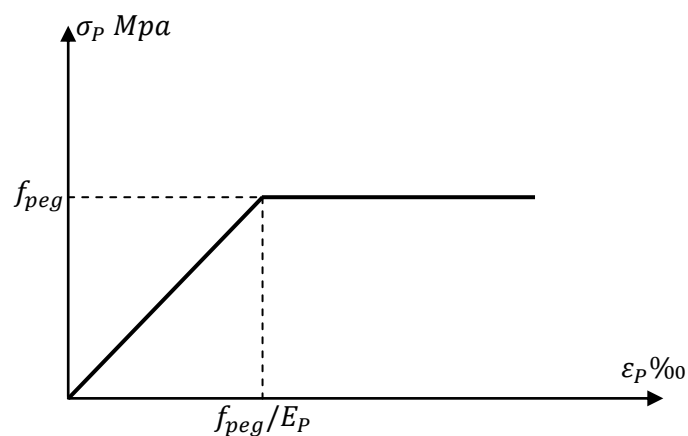


Figure .2.2 diagramme contrainte –déformation de barres

Comme il existe d'autres caractéristiques telles que; la résistance à la fatigue, la corrosion sous-tension...etc.

B. acier passifs :

Les armatures passifs par oppositions aux armatures actifs de précontrainte (qui sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure à l'inverse des armatures passifs qui ne sont tendues sous des sollicitations extérieures) sont des armatures comparables à celle du béton armé.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes ($FeE40$) ($fe500$), la limite élastique de ces aciers sont respectivement(400 et 500 Mpa).

✓ Nous utiliserons un acier($feE400$).

✓ Module d'élasticité longitudinale est($E_s = 200000$ Mpa) .

❖ **contrainte limite de traction :****a. E.L.U :**

$$\sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec:

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas durable.} \end{cases}$$

b. E.L.S :

➤ fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

➤ fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 (\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 \text{ treillis soudé et ronds lisses.} \\ 1,6 \text{ acier à haute adhérence.} \end{cases}$$



Chapitre III :
caractéristiques du
tablier.

III. Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédent (chapitre 3) les caractéristiques des matériaux utilisés pour qu'on puisse évaluer la capacité de nos éléments constituant notre ouvrage. Nous allons estimer dans ce chapitre les caractéristiques géométriques des poutres seules et avec hourdis, pour les différentes sections.

III.1. Caractéristiques de l'ouvrage :

- longueur totale du pont $L=150$ m compose de **05** travées indépendants de **30 m** de longueur
- la portée des poutres $L=30$ m
- la largeur de tablier $L=13.8$ m
- la largeur rouable $LR=12.5$ m
- la largeur chargeable $Lc=10.5$ m
- le nombre de voies de circulation, d'après les recommandations :
 $n= LR/3= 3$ voies
- la largeur d'une voies $v= Lc/n=3,5$ et une bande dérasée de **1m** a chaque coté

Donc c'est un pont de 1 ère classe $L_R \geq 7m$

III.2. Pré dimensionnement du tablier :

Les éléments constituant le tablier sont :

- Les poutres
- La dalle
- La superstructure

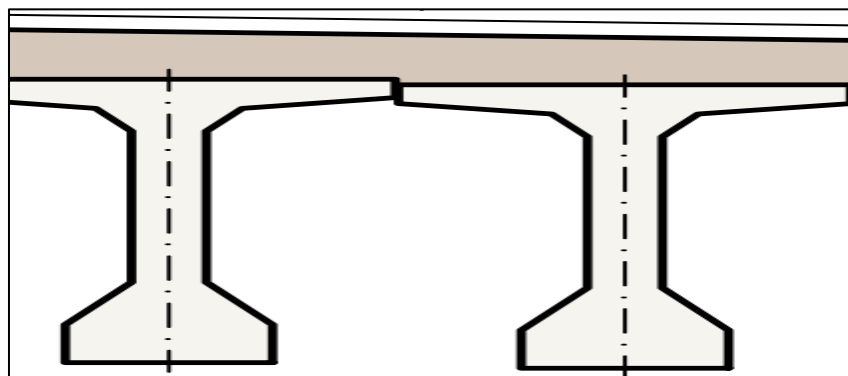


Figure 3. 1 Coupe schématique d'un tablier à poutrelles précontraintes par pré tension

III.2.1. Dimensionnement de la poutre :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième, ou d'une autre façon, la poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé, en béton précontraint servant de supporter un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations

2.1.1. Hauteur des poutres :

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

Le dimensionnement des poutres précontraintes est déterminé selon les recommandations de **SETRA**, la hauteur des poutres **PRAD** est déterminée à partir de l'élanement par la formule :

$$\frac{H_t}{L} = \frac{1}{18}$$

Avec :

H_t : La hauteur totale du tablier

Donc : $ht = 30 \div 18 = 1.66\text{m}$ Selon G.DREUX, et pour les ponts à poutres ($L \geq 20\text{m}$)

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq H_t = 1.66 \leq \frac{L}{20} + 0.50$$

$$1.30 \leq H_t = 1.66 \leq 2.00$$

Donc on prendre : $ht = 1.50\text{ m}$

2.1.2. Épaisseur de l'âme :

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

- la résistance à l'effort tranchant
- facilite le bétonnage et éventuellement la vibration
- enrobage convenable pour les armatures de précontrainte
- limitation de la contrainte de cisaillement à une contrainte admissible.

Elle est d'autant plus importante à l'appui ou l'effort tranchant est maximal:

D'après G.DREUX:

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

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

$b_0 = 12.75\text{cm}$ Donc :

$12.75\text{ cm} \leq b_0 \leq 20\text{ cm}$, on adopte $b_0 = 20\text{ cm}$

2.1.3. Largeur de talon (L_t) :

$0.50 \text{ m} \leq L_t \leq 0.80 \text{ m}$ On prend largeur de talon : $L_t = 55 \text{ cm}$

2.1.4. Epaisseur du talon :

On prend $E_t = 20 \text{ cm}$.

2.1.5. Le nombre de poutre :

$N = \frac{L_a}{d} + 1$ D'où $N = 11$ poutres.

L_a : Entraxe entre les poutres d'extrémités : $L_a = 12.1 \text{ m}$

d : Entraxe entre deux poutres : $d = 1.21 \text{ m}$

III.2.2. Dimensionnement de La dalle (l'hourdis):

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

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus (pré-dalle), Ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé. Pour notre cas il n'y a pas de pré-dalle parce que le pont est une type PRAD (poutres pré fabrique par adhérents)

III.2.2.1. Longueur de la dalle :

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à la longueur des poutres. Donc: $L_d = 30 \text{ m}$

III.2.2.2. Largeur de la dalle :

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs.

Pour notre cas la largeur roulable est de 12.5 m et pour les bordures et corniches elle est de $2 \times 0.65 \text{ m}$

Donc : $L_d = 13.8 \text{ m}$

III.2.2.3. Épaisseur de la dalle :

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres, plus l'entre axe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répandre mieux les efforts des flexions transversales.

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

III.2.3. Les équipements de pont (superstructure):

III.2.3.1. Les trottoirs :

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. En général, par simple surélévation par rapport à la voie de circulation automobile.

Sur les ponts des autoroutes il y a un simple passage de service, dont la largeur ne dépasse pas 1,25m. Cette largeur loge la glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour les trottoirs autoroutiers :

On fixe : $L_T = 0.65$ m. $e_t = 0.20$ m.

III.2.3.2 Les corniches :

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

Dans notre projet on prendra une corniche de 08 cm de largeur et 70 cm de hauteur.

III.2.3.3. La chape d'étanchéité :

La chape joue un rôle essentiel pour la durabilité de l'ouvrage, et elle ne doit être appliquée que sur une surface assez plane, ce qui peut amener à un surfaçage du tablier.

Dans notre cas, on prend en épaisseur de 2cm.

III.2.3.4. 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.

III.2.3.5. 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.

III.2.3.6. Les dispositions retenues :

❖ Les garde-corps :

Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi au point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines : Ils sont classés en trois catégories :

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

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

$$0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m} \quad \text{avec un maximum de 1,20 m.}$$

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

Dans notre projet H = 14 m

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1.02 m

On prend la hauteur de garde-corps 1 m

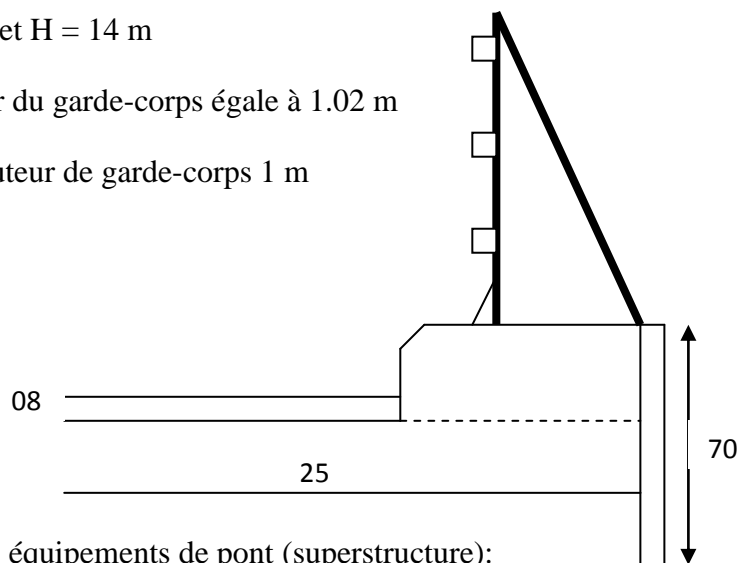


Figure 3. 2 Les équipements de pont (superstructure):

III.3. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

III.3.1 Poutre seule :

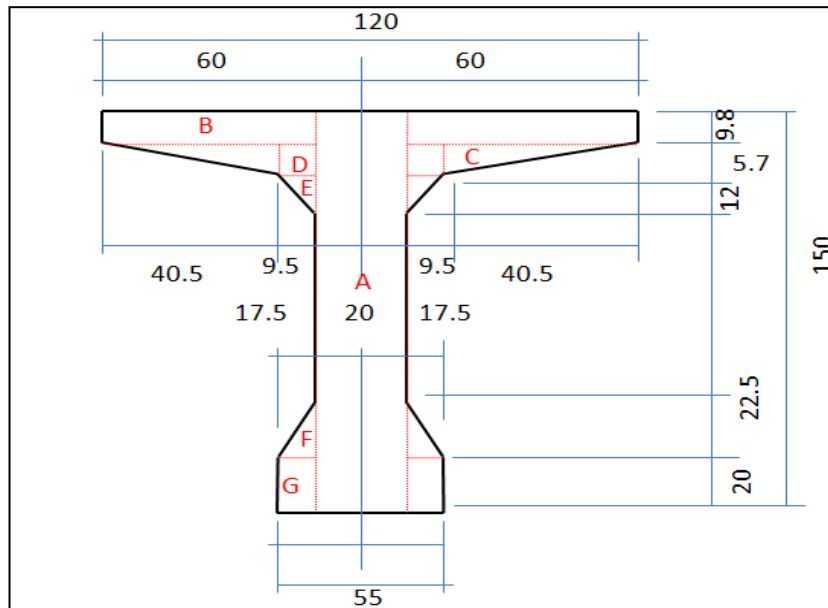


Figure 3. 3 Section la poutre seule

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	S/ Δ =BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/ Δ =I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
A	20	150	3000	75	225000	5625000	22500000
Bx2	50	9,8	980	145,1	142198	7843,27	20640773,07
Cx2	40,5	5,7	230,85	138,3	31926,56	416,68	4415859,237
Dx2	9,5	5,7	108,3	137,35	14875,01	293,22	2043375,157
Ex2	9,5	12	114	130,5	14877	912	1942360,5
Fx2	17,5	22,5	393,75	27,5	10828,13	11074,22	308847,6575
Gx2	17,5	20	700	10	7000	23333,33	93333,33
B brute			5526,9				
B nette			5250,555				
s/ Δ brute					446704,7		
s/ Δ nette					424324,5		
I/ Δ brute							51944548,95
I/ Δ nette							49347321,55

Tab.3.1 caractéristiques géométriques de la poutre seule

B : La section

Z : Distance entre le centre de gravité de la section i (A...G), et l'axe Z

S/Δ : Moment statique de la section i para port à l'axe Z

I_0 : Moment d'inertie propre de la section i :

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

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

I: Moment d'inertie finale

$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 80.81 \text{ cm.}$

$V = h - V' = 69.19 \text{ cm/h} = 150 \text{ cm}$

$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 15844037.7 \text{ cm}^4$

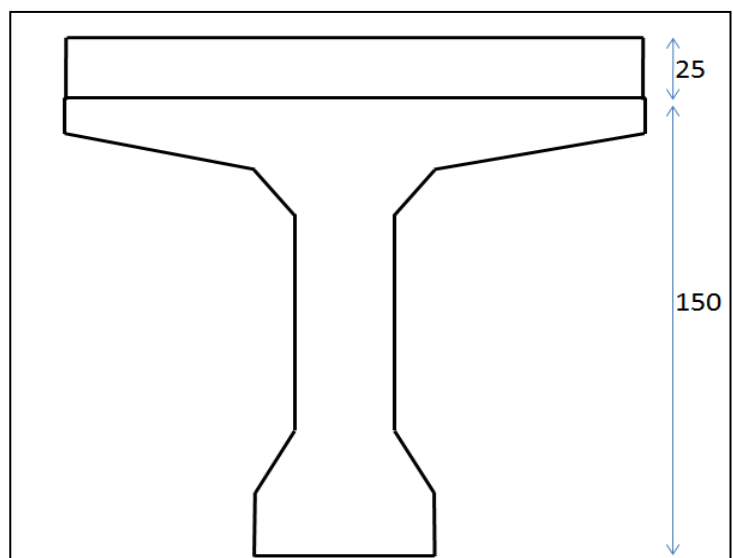
$\rho = \frac{I_{GN}}{(V \times V' \times B_N)} = 0.5127$

$\rho = 51.27 \%$. Donc correspond à une section légère.

Fibre supérieure (cm)	Fibre intérieure (cm)	centre de gravité (cm^4)	rendement géométrique (ρ) %
80.81	69.19	15844037.7	51.27

III.3.2. Poutre avec hourdis

Figure 3.4 La poutre avec hourdis



Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B (cm ²)	Z (cm)	S/Δ=BxZ	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ=I ₀ +BxZ ² (cm ⁴)
Poutre			5526,9		446704,7		51944549
Dalle	120	25	3025	162,5	491562,5	157552,1	80036458,33
B brute			8551,9				
B nette			8124,305				
S/Δ brute					938267,2		
S/Δ nette					891353,8		
I/Δ brute							131981007,3
I/Δ nette							125381956,9

Tab.3.2 caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} = 109.72 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 65.28 \text{ cm} / h = 175 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V'^2 = 29039519.4 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_{GN}}{(V \times V' \times B_N)} = 0.4740$$

$\rho = 47.40 \%$. Donc correspond à une section légère.

Fibre supérieure (cm)	Fibre intérieure (cm)	centre de gravité (cm ⁴)	rendement géométrique (ρ) %
109.72	65.28	29039519.4	47.40

Chapitre IV : Calcul des charges et surcharges

IV. Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédant la présentation de pré dimensionnement du tablier, dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il à une fonction porteuse, les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables

IV.1. Calcul des charges :

On peut diviser la charge total de l'ouvrage sur deux secteur principales vis-à-vis à leur rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanente (CP)
- Complément des charges permanente (CCP)

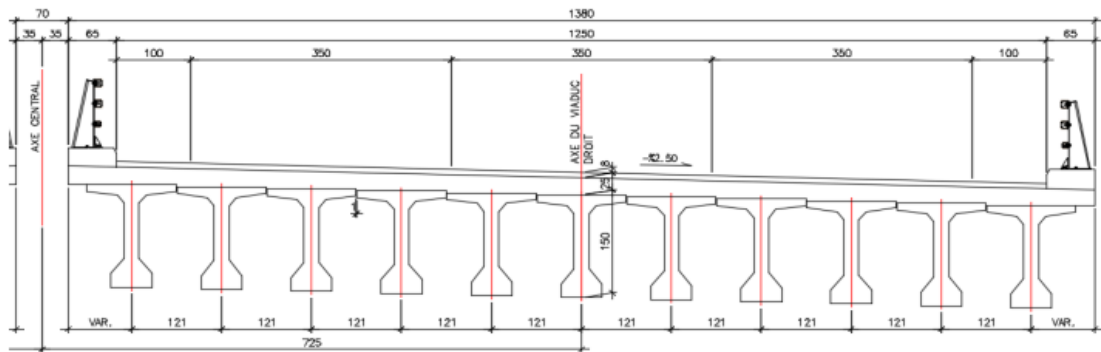


Figure 4. 1. Complément des charges permanentes.

IV.1.1. Calcul des charges permanentes (CP):

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage

IV.1.1.1. Les poutres:

$$P_p = 2.5 \times 0.555 \times 11 = 15.263 \text{ t/ml.}$$

IV.1.1.2. La dalle :

$$P_{\text{dalle}} = 2.5 \times 0.25 \times 13.88 = 8.625 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Donc : CP} = P_p + P_{\text{Dalle}} = 15.263 + 8.625 = 23.88 \text{ t/ml.}$$

$$\text{CP} = 23.88 \text{ t/ml}$$

IV.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :**IV.1.2.1. Pavage routier :**

$$P_r = 0.08 \times 2.2 \times 12.5 = 2.2\text{t/ml}$$

$$P_r = 2.2\text{t/ml}$$

IV.1.2.2. Bordures et Corniche:

$$S_B = 0.65 \times 0.20 = 0.13\text{m}^2$$

$$S_C = 0.08 \times 0.7 = 0.056 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_1 + S_2 = 0.19\text{m}^2$$

$$P_T = 0.19 \times 2.5 \times 2 = \frac{0.95\text{t}}{\text{ml}}$$

$$P_T=0.95 \text{ t/ml.}$$

IV.1.2.3. Garde-corps :

On prend :

$$\text{PGC}=2 \times 0.2=0.4 \text{ t/ml}$$

Donc le poids total :

CCP = poids pavage routier+ poids de bordures et corniche+Garde-corps

$$\text{CCP} = 2.2 + 0.95 + 0.4 = 3.55 \text{ t/ml} \quad \text{CCP}=3.55 \text{ t/ml}$$

IV.1.3. Poids total propre du tablier :

$$\frac{G}{\text{ml}} = \text{CP} + \text{CCP} = 23.88 + 3.55 = 27.43\text{t/ml.}$$

$$G = G/\text{ml} \times L = 27.43 \times 30 = 822.9 \text{ t.}$$

$$G=822.9 \text{ t}$$

IV.2. Calculs des surcharges :**IV.2.1. Classe de pont :**

On distingue trois classe de, on fonction de leur largeur rouable qui sont les suivants :

Pont de la 1^{ère} classe : $L_R \geq 7\text{m}$ ou exceptions.

2^{ème} classe : $5,5\text{m} < L_R < 7\text{m}$.

3^{ème} classe : $L_R \leq 5,5\text{m}$.

IV.2.2. Nombre des voies :

❖ **La largeur rouable (L_r)** La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

❖ **La largeur chargeable (L_c)**

Se déduit de la largeur rouable, en enlevant une bande de 1.00m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre cas, il n'existe pas des dispositifs de sécurité .donc (L_c 10.5m L_R = 12.5m).

$$N = E \left(\frac{L_c}{3} \right) = E \left(\frac{10.5}{3} \right) = E(3)$$

Donc : N = 3voies

On a quatre (03) voies.

IV.2.3. Largeur de voie :

$$L_v = \frac{L_c}{m} = \frac{10,5}{3,5} = 3.50\text{m}$$

Les surcharges à utiliser 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 MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- La surcharge dus au vent et au séisme.

IV.2.4. Evaluation des surcharges :

IV.2.4.1. Système A (L) :

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

L : la portée.

L = 30 m.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{(30+12)} = 1087.14 \text{ Kg/m}^2 = 1.087 \text{ t/m}^2$$

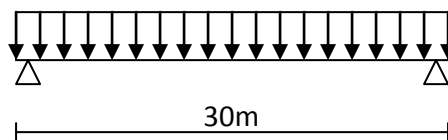


Figure 4.2. Système A (L)

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

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients a_1					Largeur conventionnelle V_0 (m)
		1	2	3	4	5	
Classe du pont	Première	1.00	1.00	0.90	0.75	0.70	3.50
	Deuxième	1.00	0.90	–	–	–	3.00
	Troisième	0.90	0.80	–	–	–	2.75

Tab.4.1 Les coefficients a_1

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

Avec :

$$V_0 = 3,5 \text{ m (Pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

$$V = \frac{Lc}{N} = \frac{10.5}{3.5} = 3.5 \text{ m}$$

V_0 : dépend de la classe

$$a_2 = \frac{3,50}{3.5} = 1$$

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

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre des voies	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$	Largeur de voie(m)	$A(l)$ (T/ml)
1	1	1	1,087	3,5	3,80
2	1	1	1,087	7	7,60
3	0,9	1	0,98	10.5	11.41

Tab.4.2 Les résultats de Système de charge A (L)

IV.2.4.2. Système de charges B :

Le système de charge **B** comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système B c : se composé de camions types (**30T**).
- Sous système B t : se composé d'une roue isolée.
- Sous système B r : se composé de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (**8T**).

Les deux premiers systèmes **Bc** et **Br** s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le system **Bt** ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe

a. système Bc :

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée ne comporte de voies de circulation, Et l'on place toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- **Disposition dans le sens transversal :** le nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.
- **Disposition dans le sens longitudinal :** Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Le système Bc est montré dans la figure ci-dessous :

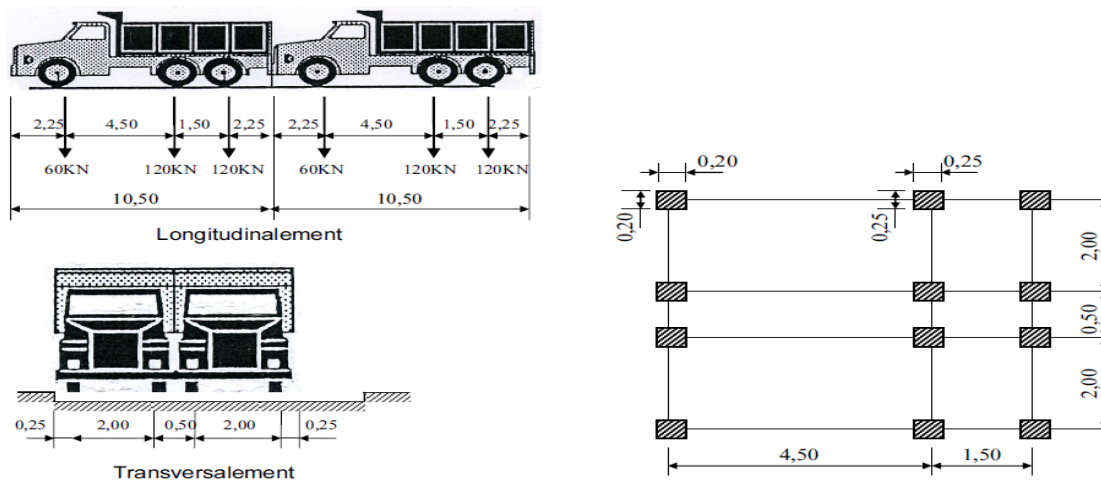


Figure 4.3. Charges du système BC

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par le coefficient BC du tableau suivant :

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients BC				
		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	Deuxième	1.00	1.00	/	/	/
	Troisième	1.00	0.80	/	/	/

Tab.4.3 Les coefficients BC

Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de 30t donc :

- Un essieu avant de 6t.
- Deux essieux arrières de 12t chacun.

La charge Max de système Bc est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 3$$

$$S_1 = 180t$$

Détermination de BC :

On a un pont de 1^{ère} classe et 3 voies chargées donc :

$$BC = 0.95 \text{ (D'après tableau).}$$

D'où:

$$S = S_1 \times bc$$

$$S = 180 \times 0.95 = 171t$$

$$S = 171 t$$

- **Coefficient de majoration dynamique :**

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

Tel que :

L : la longueur de l'élément, L=30m.

S : la surcharge maximale, S = 171t.

G : la charge permanente, G = 822.9 t.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2.30} + \frac{0.6}{1+4\frac{822.9}{171}} \quad \delta = 1.086$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre des voies chargées	BBC	δ	Charge par essieu (t)		
1	1.2	1.069	E. AV	6 x 1.2 x 1.069	7.6968
			E. AR	12 x 1.2 x 1.069	15.3936
2	1.1	1.080	E. AV	2 x 6 x 1.1 x 1.080	14.256
			E. AR	2 x 12 x 1.1 x 1.080	28.512
3	0.95	1.086	E. AV	3 x 6 x 0.95 x 1.086	18.5706
			E. AR	3 x 12 x 0.95 x 1.086	37.1412

Tab.4.4 Les résultats de Système de charge BC

E.AV : essieux avant

E.AR : essieux arrière

b. système Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux à roues simples répondant aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système Bt doit être multiplié par un coefficient BT qui en fonction de la classe du pont.

Le système Bc est montré dans la figure ci-dessous :

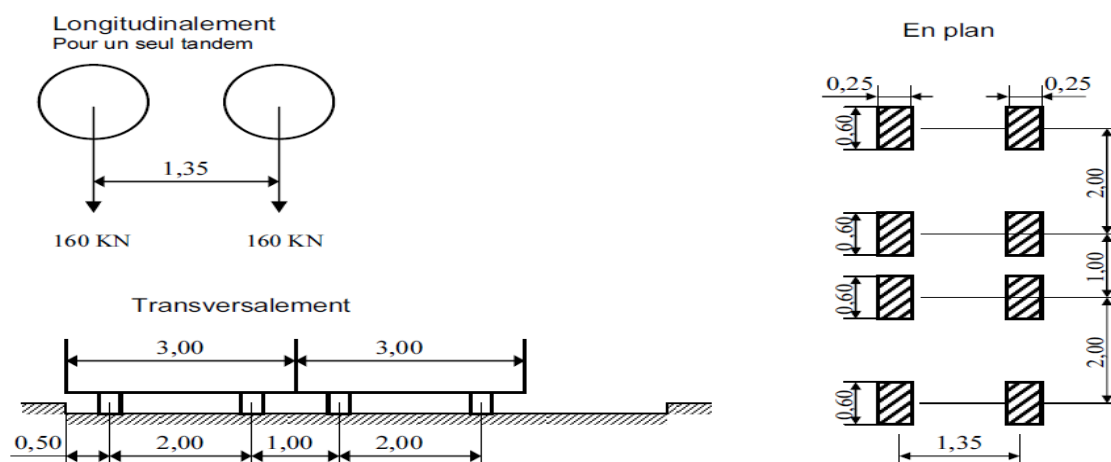


Figure 4. 4. Système Bt

n fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients BT suivants :

Classe du pont	1	2
Coefficient Bt	1	0.9

Tab.4.5 Les coefficients BT

Masse total : 32t.

$$S = S_1 \times b \times t$$

$$bt = 1. \text{ (Pont 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

$$S = 32 \times 2 \times 1 = 64 \text{ t.}$$

$$G = 822.9 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2.30} + \frac{0.6}{1+4 \frac{822.9}{64}}$$

$$\delta = 1.086$$

Nombre de tandem	BT	δ_{BT}	Charge par essieu (t)	
1	1	1.062	16 x 1 x 1 x 1,056	16.896
2	1	1.068	16 x 2 x 1 x 1,062	33.984

Tab.4.6 Les résultats de Système de charge BT

c. système Br :

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

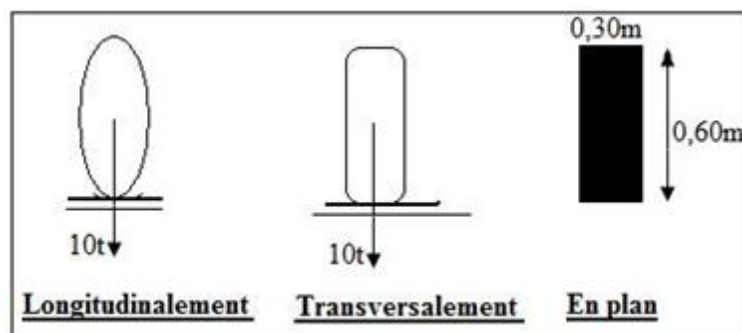


Figure 4. 5. Système Br.

La charge de système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$L = 30 \text{ m.}$$

$$G = 822.9 \text{ t}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2.30} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{822.9}{10}}$$

$$\delta = 1.058$$

Désignation	S	δ	Roue (10 t)
Br	10	1.058	10.58

Tab.4.7 Les résultats de Système de charge Br

IV.2.4.4. Système militaire M c 120 :

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

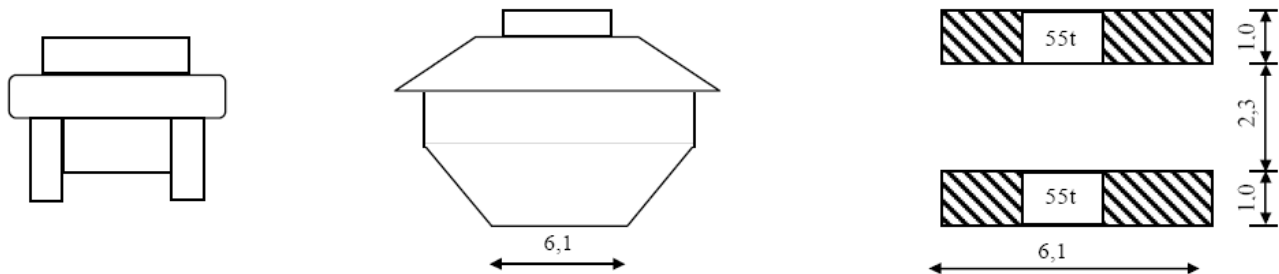


Figure 4. 6. Système Mc120.

Masse totale de chenille : 110 t .G = 822.9 t.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2.30} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{822.9}{110}}$$

$$\delta = 1.076$$

$$P = 110 \times 1.076 = 118.36 \text{ t}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = 118.36/6.10$$

$$MC = 19.40 \text{ t/ml}$$

IV.2.4.5. Charge exceptionnelle D240 :

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.

$P = 240 \text{ t}$.

La longueur est de 18,6 m

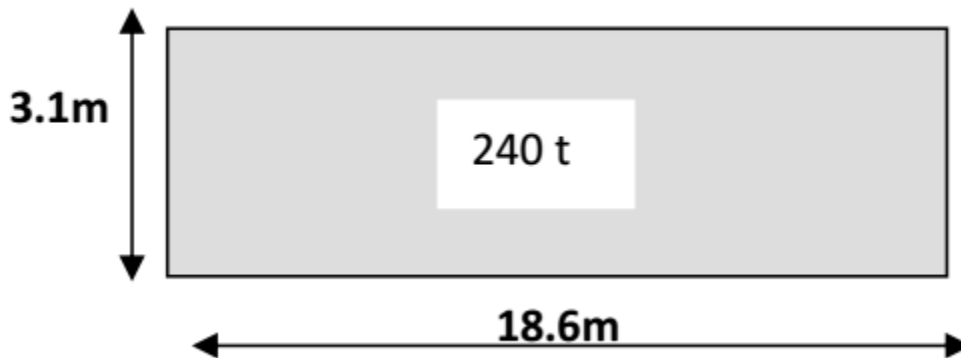


Figure 4. 7. Charge exceptionnelle D240.

$$M_{D240} = 240 / 18.6 = 12.901 \text{ t/ml.}$$

$$D240 = 12,90 \text{ t/ml.}$$

IV.2.4.6. L'effet du vent :

Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée. Le vent développé sur toute la surface frappé normalement une pression de (2000 N/m^2) .

IV.2.4.7. L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

- ❖ $\varepsilon_H = 0.20G$ dans le sens horizontal .
- ❖ $\varepsilon_V = 0.06G$ dans le sens vertical .

$$\text{Dans notre cas } \begin{cases} \varepsilon_H = 0.20 \times 822.9 = 164.58\text{t} \\ \varepsilon_V = 0.06 \times 822.9 = 49.374\text{t} \end{cases}$$

IV.2.4.8. L'effet de freinage :

Les effets de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

✓ L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par :

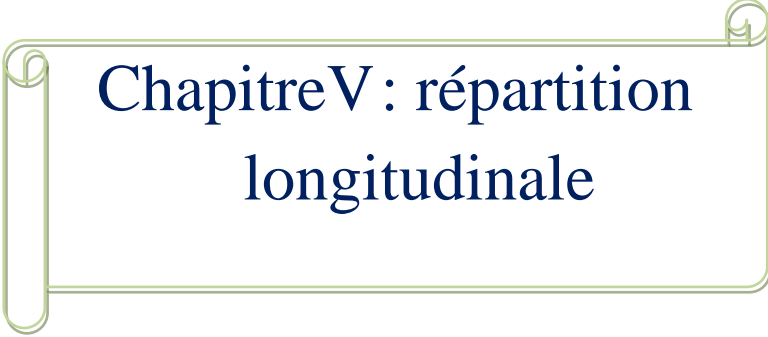
$$F_H = F \cdot A(L)$$

Avec : $F = 1/(20 + 0.0035 \cdot S)$

$S = L_C \cdot L$ (La surface chargée m^2)

	A(L) (t)	S(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	$3,80 \times 30 = \mathbf{114}$	$4.16 \times 30 = 124.8$	0.0489	5.57
2 voies	$7,60 \times 30 = \mathbf{228}$	$8.32 \times 30 = 249.6$	0.0479	10.92
3 voies	$11.41 \times 30 = \mathbf{342.3}$	$12.48 \times 30 = 374.4$	0.0469	16.06

Tab.4.8 Les résultats de L'effet freinage

A decorative scroll frame with a light green border and ornate scrollwork at the corners. The text is centered within the frame.

Chapitre V : répartition longitudinale

V. Introduction :

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

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

V. 1. Calcul des éléments de réductions dus aux charges :

V. 1.1. Poutre seule :

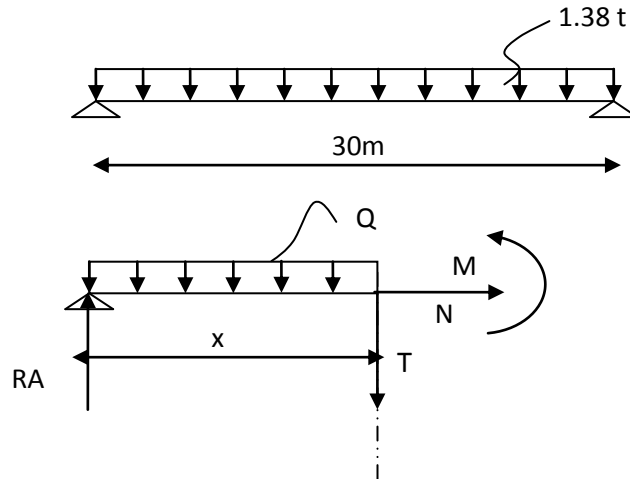


Figure 5. 1. schéma statique de la poutre

$$Q = 1.38 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 20.7 \text{ t.}$$

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

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

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t. m)	T (t)
0,00 L	0	20.7	0	20.7
0,25 L	7.5		116.44	10.35
0,5 L	15		155.25	0

Tab.5.1 les efforts dus au poids propre de la poutre

V. 1.2. Dalle :

$$Q = G_{dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 1.21 = 0.75 \text{ t/ml.}$$

$$R_a = R_b = 11.25 \text{ t.}$$

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t. m)	T (t)
0,00 L	0	11.25	0	11.25
0,25 L	7.5		63.28	5.625
0,5 L	15		84.37	0

Tab.5.2 l'effort revenant de la dalle

V. 1.3. Superstructure :

$$Q = \text{CCP} / 11 = 3.55 / 11 = 0.322 \text{ t.}$$

$$R_a = R_b = 4.84 \text{ t.}$$

Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t, m)	T (t)
0,00 L	0	4.84	0	4.84
0,25 L	7.5		27.24	2.425
0,5 L	15		36.375	0

Tab.5.3 les revenant à la super structure

Tableau récapitulatif des M, T, R :

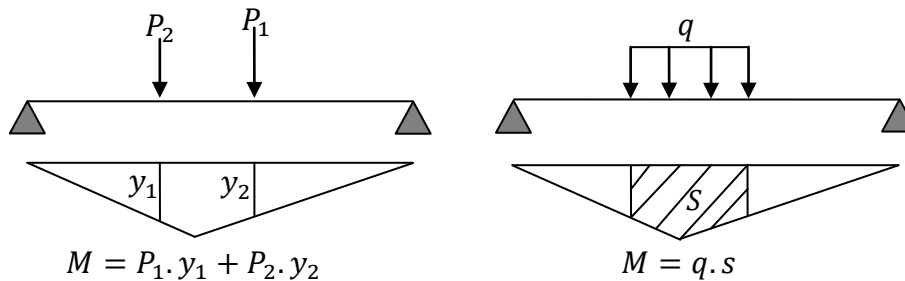
Sections (x)	Longueur (m)	R (t)	M (t, m)	T (t)
0,00 L	0	36.79	0	36.79
0,25 L	7.5		206.96	18.4
0,5 L	15		275.595	0

Tab.5.4 Tableau récapitulatif

V. 2. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

V. 2.1. Moment fléchissant :

La ligne d'influence du moment flechissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment flechissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre .Pour une poutre isostatique cette courbe est formée de deux droites .Pour obtenir les moments ,on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force dans le cas ou cette force est concentrée .si elle est est repartie uniformément ,on multipl par l'aire de la ligne d'influence qui se trouve sous cette charge uniforme



2.1.1. Moment fléchissant à $x=0,5L$:

A. Surcharge A (L):

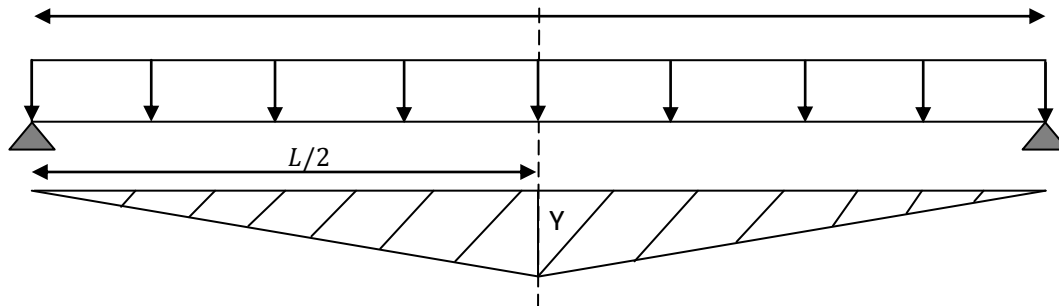


Figure 5. 2. ligne d'influence A(L)

$$Y = \left(1 - \frac{L}{L}\right) \times \frac{L}{2} = \frac{L^2}{L} \Rightarrow Y = \frac{15^2}{30} = 7.5 \Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{15 \times 7.5}{2}\right) = 112.5 \text{m}^2$$

B. Système B :

- UTILISATION DU THEOREME DE BARREE :

" Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu est la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre."

1. Système Bc

CAS N°1 : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

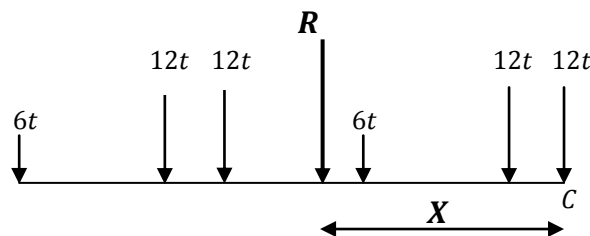


Figure 5. 3. coupe longitudinal de surcharge Bc

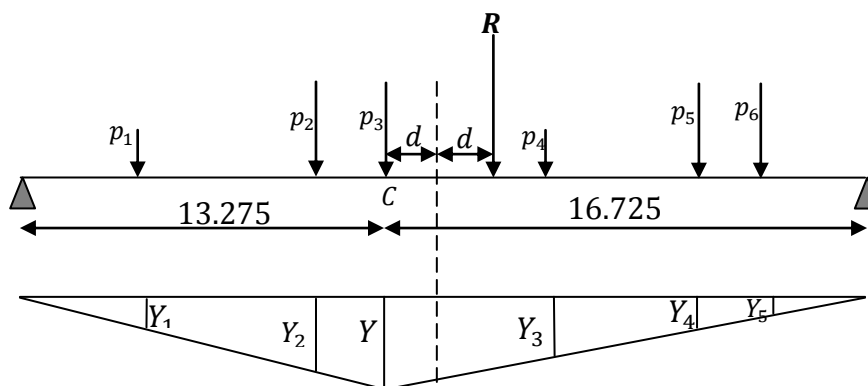


Figure 5. 4. ligne d'influence pour le premier cas du Bc

La résultante du convoi : $R=2 \times 6 + 12 \times 4 = 60t$

• **Position de la résultante :**

$$\sum M/O = M_R/O = (12 \times 4.5) + (12 \times 6) + (6 \times 10.5) + (12 \times 15) + (12 \times 16.5) = 60 \cdot X$$

$$X = \frac{567}{60} = 9,45m$$

$$d = X - 6 = 3,45 m$$

$$d/2 = 1,725 m$$

On utilise l'équation de déformée pour calculé les cordonnées :

$$Y = \frac{x_0(L - x_0)}{L} x_0 = 15 - 1.725 = 13.275 m$$

$$Y = \frac{13.275 \times 16.725}{30}$$

$$Y = 7.40 m$$

Y_1	Y_2	Y	Y_3	Y_4	Y_5
4.03	6.53	7.40	5.43	3.44	2.78

Tab.5.5 Les cordonnées pour le 1^{er} cas de Bc

{ essieux arriere: $\sum Y_i = 9.46m$
 { essieux avant: $\sum Y_i = 20.15m$

CAS N°2 : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi : $R=2 \times 6 + 12 \times 4 = 60t$.

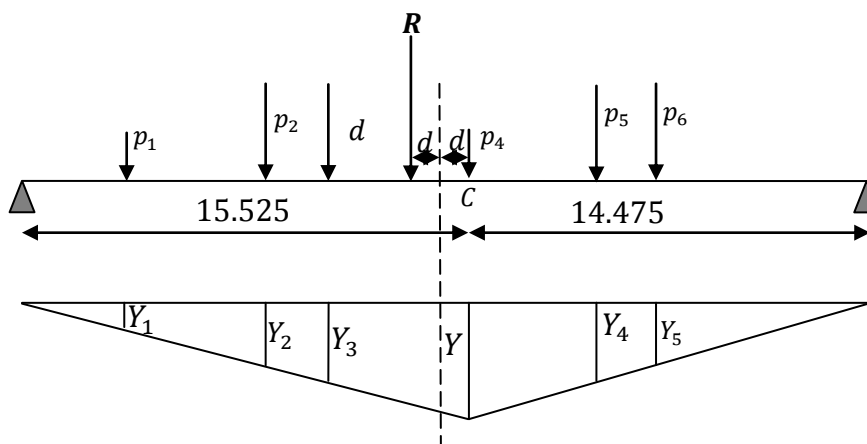


Figure 5. 5 lignes d'influence pour le 2^{ème} cas du Bc

• Position de la résultante :

$$\sum M/O = M_R/O \Rightarrow (12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5) = 60 \cdot X$$

$$X = \frac{423}{60} = 7.05 \text{ m}$$

$$d = X - 6 = 1.05 \text{ m}$$

$$d/2 = 0.525 \text{ m}$$

On utilise l'équation de déformée pour calculé les cordonnées :

$$Y = \frac{x_0(L - x_0)}{L} x_0 = 15 - 0.525 = 14.475 \text{ m}$$

$$Y = \frac{14.475 \times 15.525}{30}$$

$$Y = 7.49 \text{ m}$$

Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y	Y ₄	Y ₅
2.42	4.60	5.32	7.49	5.16	4.38

Tab.5.6 les cordonnées pour le 2^{ème} cas de Bc

2. Système Bt :

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

Le système peut prendre n'importe position (R à droite ou à gauche l'axe de la poutre) sans influencer sur le résultat.

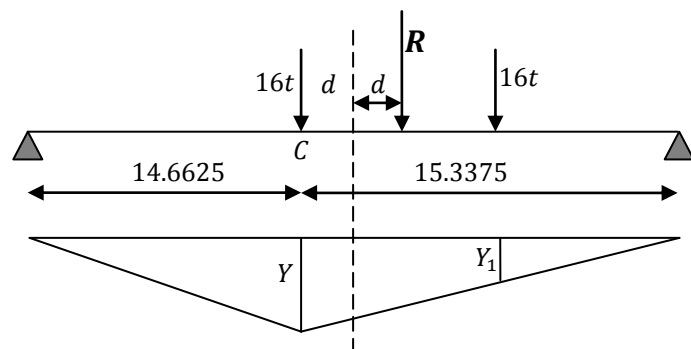


Figure 5. 6 ligne d'influence pour Bt

$$X = \frac{16 \times 1,35}{32}$$

$$X = 0,6750 \text{ m}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{X}{2} = 0,3375 \text{ m}$$

$$Y = \frac{14.6625 \times 15.3375}{30} = 7.50$$

$$Y_1 = 6.83 \text{ m}$$

$$\sum Y = 14.33 \text{ m}$$

C. Système MC 120

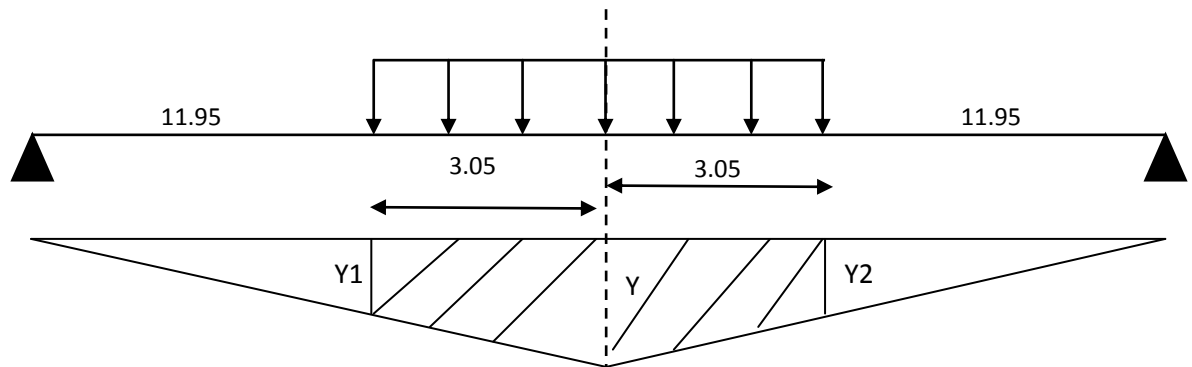


Figure 5. 7 ligne d'influence pour MC 120

$$Y = \frac{15^2}{30} = 7.5\text{m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 5.97 \text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{7.5+5.97}{2} \times 3,05 \right) = 41.08\text{m}^2$$

D. Charge exceptionnelle D240 :

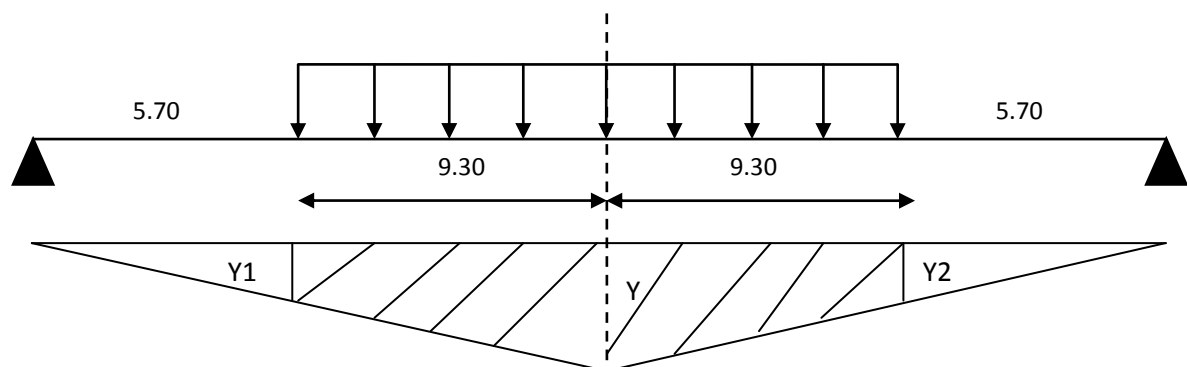


Figure 5. 8 ligne d'influence pour D240 :

$$Y = \frac{15^2}{30} = 7.5\text{m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 2.85 \text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{7.5+2.85}{2} \times 9.3 \right) = 96.255\text{m}^2$$

désignation		surcharges	$\sum Y_i(m)$	$\sum S_i(m^2)$	M(t.m)	$M_0=M/11(t.m)$	
A(L)	1 voie	3.80		112.5	427.5	38.863	
	2voies	7.60		112.5	855	77.727	
	3voies	11.41		112.5	1283.62	116.69	
Bc	1 voie	E AV	7.6968	9.46		72.8117	6.6192
		E AR	15.3936	20.15		310.181	28.1982
	2voies	E AV	14.256	9.46		134.861	12.2601
		E AR	28.512	20.15		574.516	52.2288
	3voies	E AV	18.5706	9.46		175.677	15.970
		E AR	37.1412	20.15		748.395	68.035
B _t	1 tandem	16.896	14.33		242.119	22.010	
	2 tandems	33.984	14.33		486.990	44.271	
MC ₁₂₀		19.40		41.08	796.952	72.4501	
D ₂₄₀		12.90		96.255	1241.68	112.8808	

Tab.5.7 Tableau récapitulatif des Moments flechissants à $X = 0,50L$:

2.1.2. Moment fléchissant à $x=0,25L$:

A. Surcharge A (L):

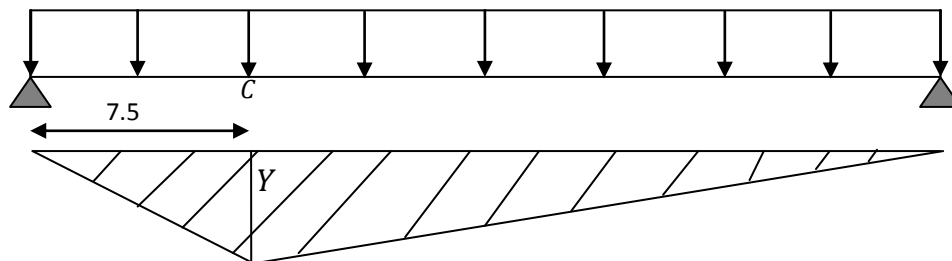


Figure 5.9 ligne d'influence A(L)

$$Y = \frac{7.5 \times 22.5}{30} = 5.625 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sum Y_i = \left(\frac{7.5 \times 5.625}{2} \right) + \left(\frac{22.5 \times 5.625}{2} \right) = 84.375 \text{ m}^2$$

B. Système B :

1. Système Bc

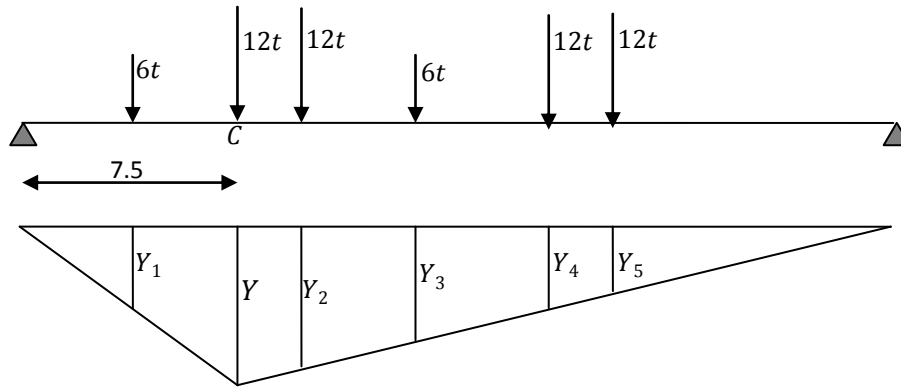


Figure 5.10 ligne d'influence pour le premier cas du Bc

Y1	Y	Y2	Y3	Y4	Y5
2.25	5.625	5.25	4.125	3	2.625

Tab.5.8 les coordonnées de Bc

{ essieux avant: $\sum Y_i = 6.375\text{m}$
 { essieux avant: $\sum Y_i = 16.5\text{m}$

2. Système Bt :

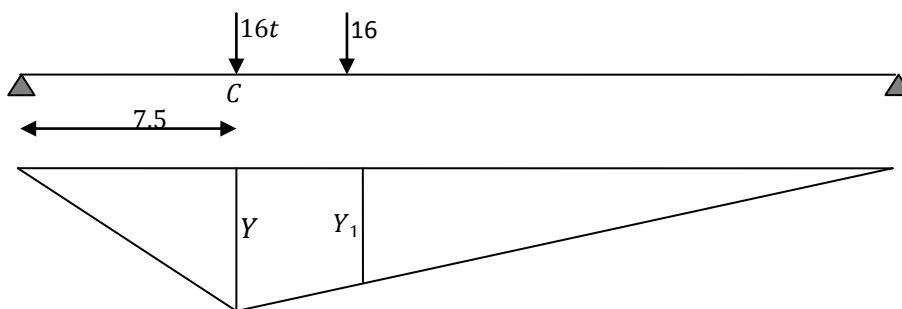


Figure 5.11 ligne d'influence pour Bt

$$Y = 7.5 \times 22.5/30$$

$$Y=5.625 \text{ m} \Rightarrow Y_1=5.2875 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = 10.9125 \text{ m}$$

C. Système MC 120 :

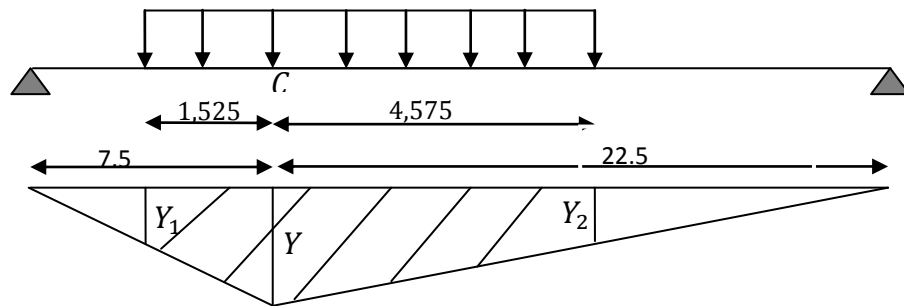


Figure 5.12 ligne d'influence pour MC 120

$$Y = 5.625\text{m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 4.48\text{m} \Rightarrow \sum S_i = 30.81\text{m}^2$$

D. Charge exceptionnelle D240 :

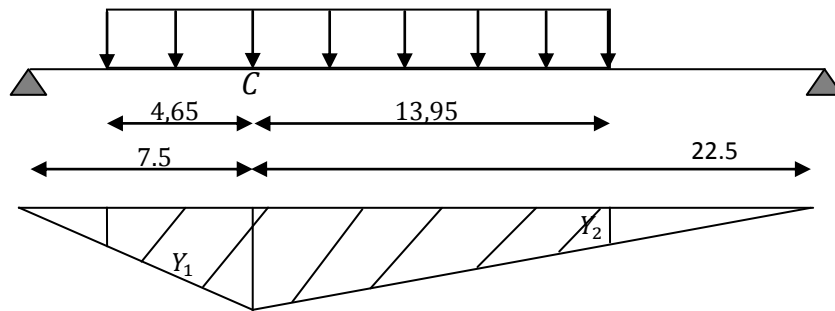


Figure 5.13 ligne d'influence pour D240 :

$$Y = 5.625\text{ m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 2.13\text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 72.12\text{m}^2$$

désignation		surcharges	$\sum Y_i(m)$	$\sum S_i(m^2)$	M(t. m)	$M_0=M/11(t. m)$	
A(L)	1 voie	3.80		84.375	320.625	29.147	
	2voies	7.60		84.375	641.250	58.295	
	3voies	11.41		84.375	962.718	87.519	
Bc	1 voie	E AV	7.6968	6.375		49.067	4.460
		E AR	15.3936	16.5		253.994	23.090
	2voies	E AV	14.256	6.375		90.882	8.262
		E AR	28.512	16.5		470.448	42.768
	3voies	E AV	18.5706	6.375		118.387	10.762
		E AR	37.1412	16.5		612.829	55.711
B _t	1 tandem	16.896	10.912		184.369	16.760	
	2 tandems	33.984	10.912		370.833	33.712	
MC ₁₂₀		19.40		30.81	597.714	54.337	
D ₂₄₀		12.90		72.12	930.341	84.577	

Tab.5.9 Tableau récapitulatif des Momentsflechissantsà X = 0,50L :

V. 2.2. Efforts tranchants:

V. 2.2.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour x = 0.00L :

A. Surcharge A(L) :

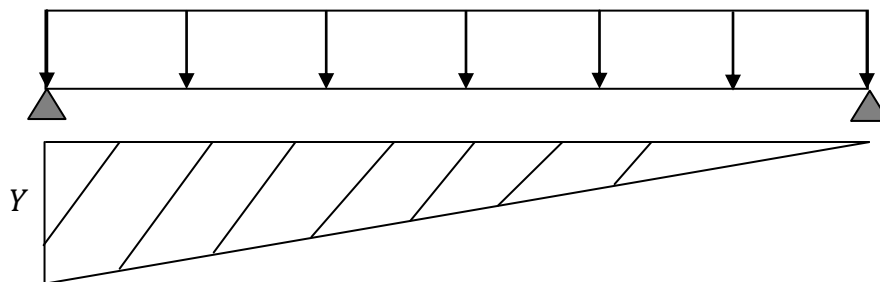


Figure 5.14 surcharge A(L)

$$Y= 1.00m \Rightarrow \sum S_i = \left(\frac{1,00 \times 30}{2} \right) \Rightarrow \sum S_i = 15 \text{ m}^2$$

B. Système B :

1. Système Bc :

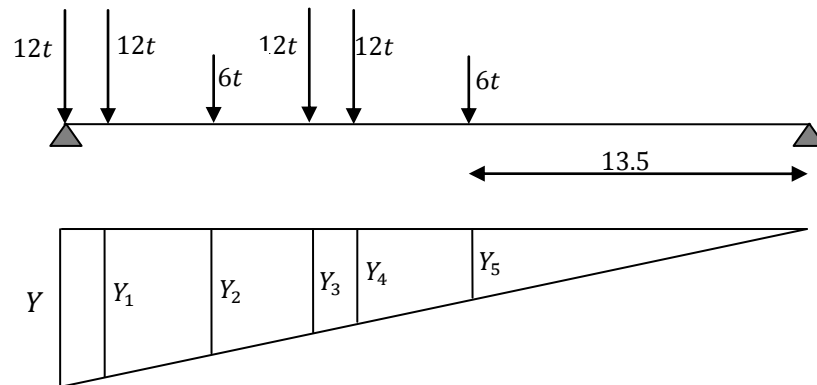


Figure 5.15 surcharge Bc

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
1.00	0.95	0.8	0.65	0.6	0.45

Tab.5.9 coordonnées de Bc

{ essieux avant: $\sum Y_i = 1.25m$
 { essieux avant: $\sum Y_i = 3.2m$

2. Système Bt :

$Y = 1.00m \Rightarrow Y_1 = 0.955 m$
 $\Rightarrow \sum Y_i = 1.955m$

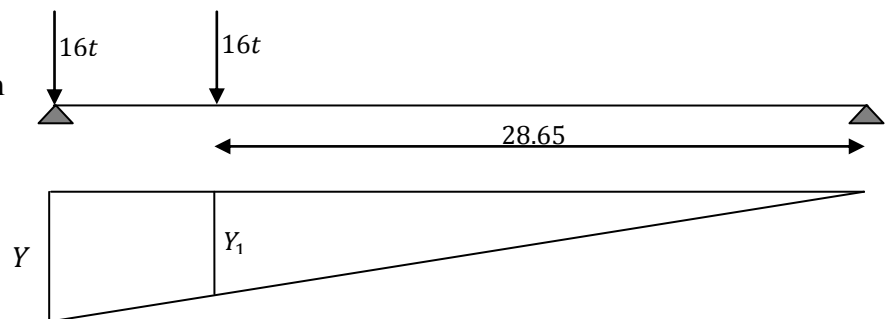


Figure 5.16 surcharge Bt

C. Système MC 120 :

$Y = 1.00m$
 $\Rightarrow Y_1 = 0.796 m$
 $\Rightarrow \sum Y_i = \frac{6,10}{2} (1 + 0.796)$
 $\Rightarrow \sum S_i = 5.479 m^2$

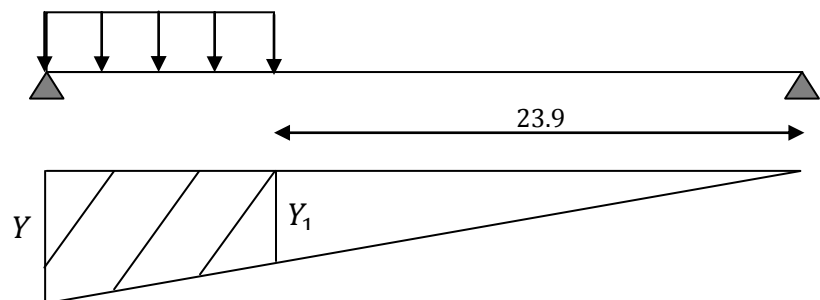


Figure 5.17 système MC120

D .Charge exceptionnelle D240 :

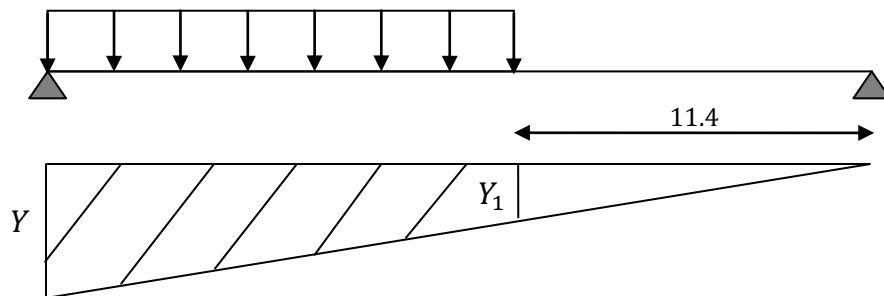


Figure 5.18 surcharge D240

$$Y = 1.00 \Rightarrow Y_1 = 0.38 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = \frac{18,60}{2} (1 + 0.38) \Rightarrow \sum S_i = 12.834 \text{ m}^2$$

désignation		surcharges	$\sum Y_i(\text{m})$	$\sum S_i(\text{m}^2)$	T(t. m)	$T_0=M/11(\text{t. m})$
A(L)	1 voie	3.80		15	57	5.181
	2voies	7.60		15	114	10.363
	3voies	11.41		15	171.15	15.559
Bc	1 voie	E AV	7.6968	1.25	9.621	0.874
		E AR	15.3936	3.2	49.259	4.478
	2voies	E AV	14.256	1.25	17.82	1.62
		E AR	28.512	3.2	91.238	8.294
	3voies	E AV	18.5706	1.25	23.213	2.110
		E AR	37.1412	3.2	118.851	10.804
Bt	1 tandem	16.896	1.955		33.031	3.002
	2 tandems	33.984	1.955		66.438	6.039
MC ₁₂₀		19.40		5.479	106.292	9.662
D ₂₄₀		12.90		12.834	165.558	15.050

Tab.5.10 Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X = 0.00L :

V. 2.2.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $x = 0.25L$:

A .Surcharge A(L) :

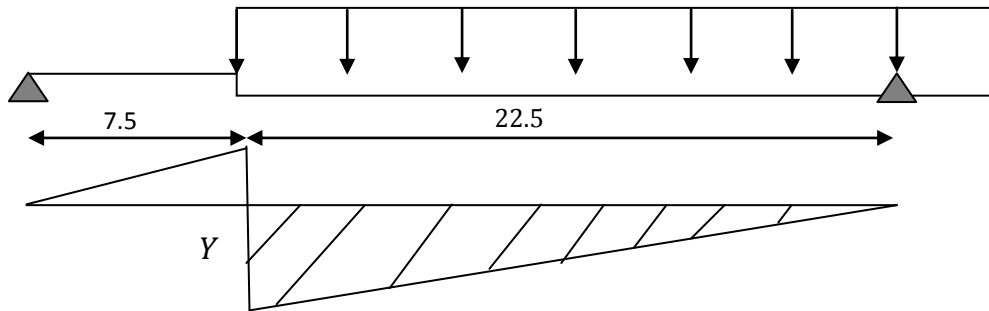


Figure 5.19 surcharge A(l)

$$Y = \frac{0.75L}{L} \Rightarrow Y = 0.75m \Rightarrow \sum Y_i = \left(\frac{0.75 \times 22.5}{2} \right) \Rightarrow \sum S_i = 8.4375 \text{ m}^2$$

B. Système B :

1. Système Bc :

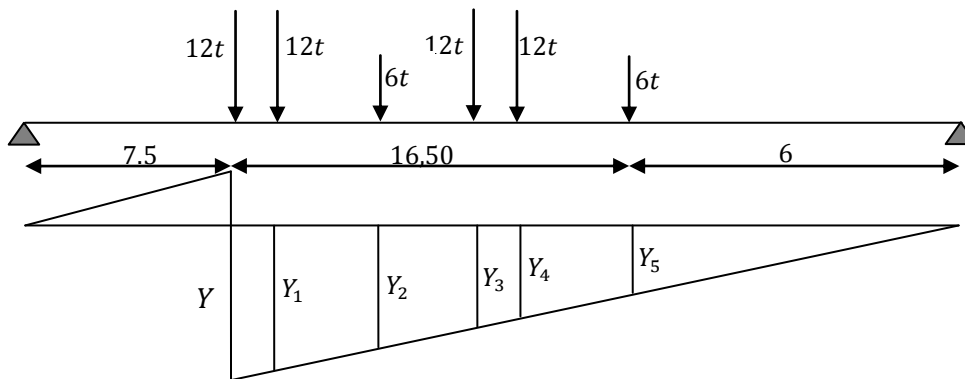


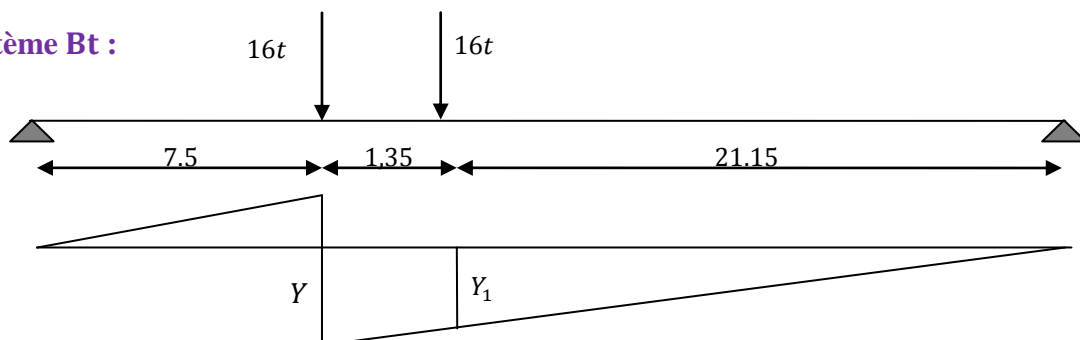
Figure 5.20 surcharge Bc

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
0.75	0.7	0.55	0.4	0.35	0.2

Tab.5.11 les cordonnées de Bc

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 0.75m \\ \text{essieux avant: } \sum Y_i = 2.2m \end{array} \right.$$

2. Système Bt :



$$Y = 0.75m \Rightarrow Y_1 = 0.705 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = 1.455m$$

Figure 5.21 surcharge Bt

C. Système MC 120 :

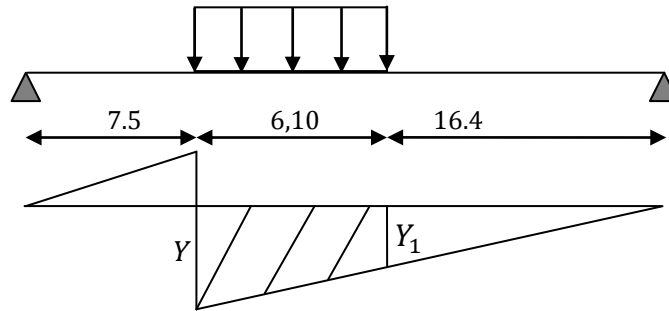


Figure 5.21 surcharge MC 120

$$Y = 0,75m \Rightarrow Y_1 = 0.546 m \Rightarrow \sum Y_i = \frac{6.10}{2} (0.75 + 0.546) = 3.9528 m^2$$

D .Charge exceptionnelle D240 :

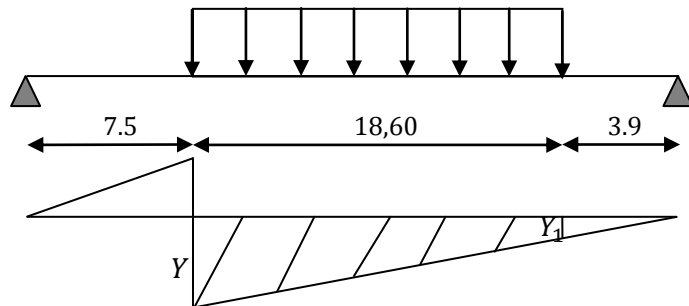


Figure 5.22 surcharge D240

$$Y = 0.75m \Rightarrow Y_1 = 0.13m \Rightarrow \sum Y_i = \frac{18.60}{2} (0.75 + 0.13) \Rightarrow \sum S_i = 8.184 m^2$$

désignation		surcharges	$\sum Y_i(m)$	$\sum S_i(m^2)$	T(t. m)	$T_0=M/11(t. m)$	
A(L)	1 voie	3.80		8.4375	32.062	2.914	
	2voies	7.60		8.4375	64.125	5.829	
	3voies	11.41		8.4375	96.271	8.751	
Bc	1 voie	E AV	7.6968	0.75		5.772	0.524
		E AR	15.3936	2.2		33.865	3.078
	2voies	E AV	14.256	0.75		10.692	0.972
		E AR	28.512	2.2		62.726	5.702
	3voies	E AV	18.5706	0.75		13.927	1.266
		E AR	37.1412	2.2		81.710	7.428
Bt	1 tandem	16.896	1.455		24.583	2.234	
	2 tandems	33.984	1.455		49.446	4.495	
MC ₁₂₀		19.40		3.9528	76.684	6.971	
D ₂₄₀		12.90		8.184	105.573	9.5976	

Tab.5.12 Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X = 0.25L :

A decorative border in a light green color, resembling a scroll or a ribbon, frames the text. It has rounded corners and small circular motifs at the top and bottom edges.

Chapitre VI : répartition transversale

VI. Introduction :

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et des plus utilisées. Elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges

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

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

Si $\theta < 0,3 \rightarrow$ La méthode de J.Courbon.

Si $\theta > 0,3 \rightarrow$ La méthode de Guyon-Massonnet.

($e=b$; $e=3/4b$; $e=1/2b$; $e=1/4b$; $e=0$) et pour les neufs sections de la largeur de dalle.

($y= \pm b$; $y= \pm 3/4b$; $y= \pm 1/2 b$; $e= \pm 1/4b$; $y=0$).

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

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversale (k_a , ε_a , μ_a) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

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

VI.1. Détermination des paramètres de calcul :

La largeur active est (2b)

Le pont est constitué de 11 poutres ($n=11$) espacées de $b_0 = 1.21$ m (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera : $2b = nb_0 = 11 \times 1.21 = 13.31$ donc $b = 6.655$ m.

Paramètres de calcul :

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

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

VI.1.1. 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 prédelles) qui joue le rôle d'entretoises donc : $\rho_E = \rho_D$.

$\rho_p = Bp / b_1 = E I_p / b_1$ 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 : $C_p = G / 3 [\sum b_i h_i + (b \times h^3 / 2)]$

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

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

G : module de déformation transversale du béton.

VI.1.2. Paramètre d'entretoisement θ :

1.2.1. Moment d'inertie :

$$I_p = 29039519.4 \text{ cm}^4$$

1.2.2. Rigidité flexionnelle de la poutre (/ml):

$$\rho_p = (E I_p / b_1) = E \times 29039519.4 / 121 =$$

$$\text{Donc } \rho_p = 239996.0281E$$

1.2.3. Rigidité flexionnelle de la dalle :

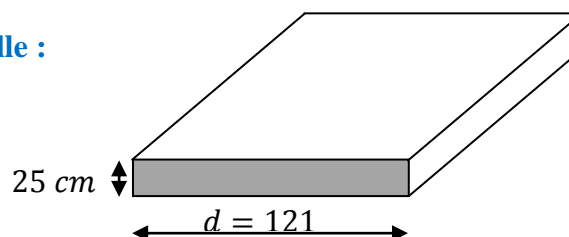


Figure 6.1 Section de la dalle

$$I_D = 157552.0833 \text{cm}^4.$$

$$\rho_D = E \times I_D / I_1 = E \times 157552.0833 / 121 = 1302.0834E. \text{ Donc } \rho_D = 1302.0834E$$

$$\theta = \frac{6.655}{30} \sqrt[4]{\frac{239996.0281E}{1302.0834E}} = \mathbf{0.81}$$

$\theta = 0.81 \rightarrow$ 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 ».

Le grillage des poutres :

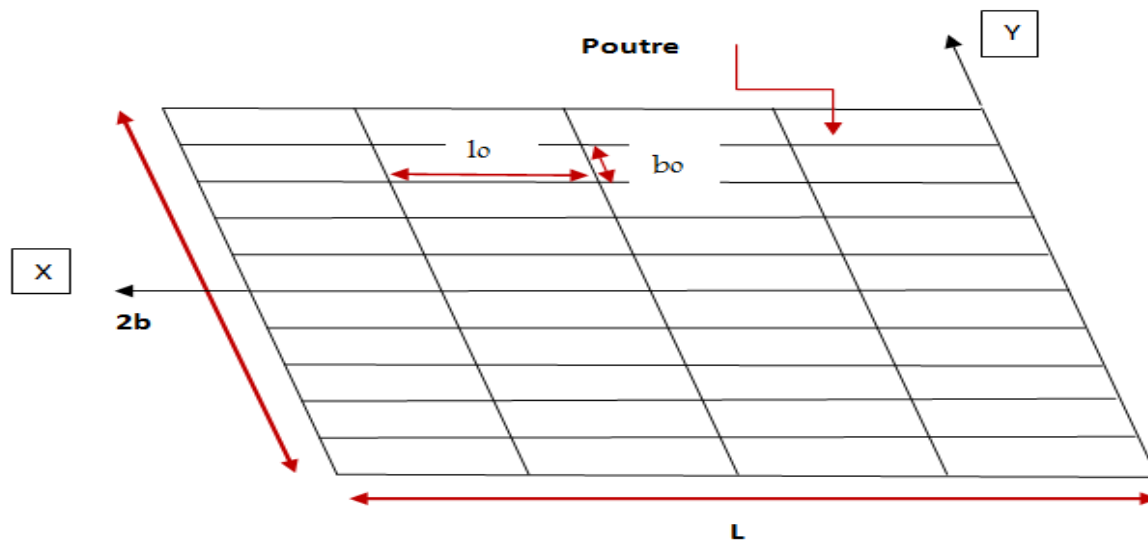


Figure 6.2 Grillage des poutres

La plaque orthotrope est un grillage simple constituée dans le sens (x) des entretoises espacées de (l_0), et dans le sens y des poutres espacées de (b_0).

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

(-0.826b ; -0.661b ; -0.495b ; -0.330b ; -0.165b ; 0b ; 0.165b ; 0.330b ; 0.495b ; 0.661b ; 0.826b).

VI.1.3.paramètre de torsion α :

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

Pour calculé la rigidité torsionnelle de la poutre, il faut trouver une section équivalente à la section réelle.

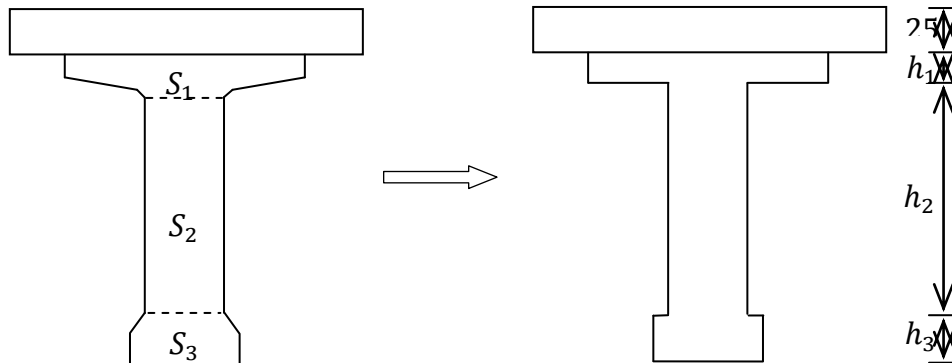


Figure 6.3 la section réelle et équivalente de la poutre

$$S_1 = 1629.15 \text{ cm}^2 = 120h_1 \Rightarrow h_1 = 13.57 \text{ cm}$$

$$S_3 = 1993.75 \text{ cm}^2 = 55h_3 \Rightarrow h_3 = 35.34 \text{ cm}$$

$$h_2 = 150 - (35.34 + 13.57) = 101.08 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } C_p = \left(120 \times 13.57^3 + 55 \times 35.34^3 + 20 \times 101.08^3 + \frac{25^3 \times 121}{2} \right) \left(\frac{G}{3} \right)$$

$$C_p = 8109238.3G$$

1.3.1. Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :

$$C_D = 2G_D I_D = 2 \times G \times 1302.0834 = 2604.1668 G$$

$$G : \text{module d'élasticité transversal } G = \left(\frac{E}{2(1+\lambda)} \right) \text{ ou } \lambda = 0.2 \Rightarrow G = \frac{E}{2.4}$$

1.3.2. Rigidité torsionnelle de la poutre dans le sens transversale :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{8109238.3E}{2.4 \times 1.21} = 27924.374 E.$$

1.3.3. Rigidité torsionnelle de la dalle dans le sens transversale :

$$\gamma_d = \frac{C_D}{100} = \frac{2604.1668E}{2.4} = 1085.0695E$$

$$\text{Donc le paramètre de torsion } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_D}} = \mathbf{0.82}.$$

VI.2. Calcul des moments fléchissant :

VI.2.1. Coefficient de répartition transversale K :

Les valeurs de K_α pour $\alpha=0$ et $\alpha=1$ sont données par les tableaux de (GUYON-MASSONNET)

Pour un calcul rigoureux de K_α dans le cas où $0 < \alpha < 1$, on utilisera l'une des formules d'interpolation suivantes la valeur de θ .

$$0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,05}$$

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta \quad \text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065-\theta}{0,663}\right)}$$

$$\theta > 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,5}$$

Lorsque la valeur de θ ne figure pas sur les tables de (G-MASSONNET), les valeurs de K_0 et K_1 doivent subir une interpolation.

Soit : $\theta_1 < \theta < \theta_2$

$$K(\theta) = K(\theta_1) + \left(\frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1}\right) (K(\theta_2) - K(\theta_1))$$

Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0, 80$:

θ	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,259	0,4010	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,4010	-0,2595
b/4	-0,489	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
b/2	-0,471	-0,184	0,1348	0,5394	1,0595	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,3530	-0,283	-0,184	0,0123	0,4010	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
B	-0,209	-0,353	-0,471	-0,489	-0,259	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154

Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,80$:

e Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	-0,375	0,3351	1,0539	1,7161	2,0493	1,7161	1,0539	0,3351	0,3753
$b/4$	-0,528	-0,029	0,5074	1,1126	1,7161	2,0259	1,6839	1,0113	0,2705
$b/4$	-0,441	-0,185	0,1081	0,5074	1,0539	1,6839	2,1214	2,0271	1,7181
$3b/4$	-0,266	-0,240	-0,185	-0,029	0,3351	1,0113	2,0271	3,1979	4,1963
B	-0,073	-0,266	-0,441	-0,528	-0,375	0,2705	1,7181	4,1963	7,5588

Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,85$:

e Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
$b/4$	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
$b/4$	0,2516	0,3389	0,4720	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
$3b/4$	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
B	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,85$:

e Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,4420	1,2604	0,9723	0,7432	0,5852
$b/4$	0,3524	0,4703	0,6517	0,9242	1,2604	1,4941	1,3716	1,1478	0,9678
$b/4$	0,1270	0,3009	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,6897	1,6753	1,5660
$3b/4$	0,1409	0,2019	0,3009	0,4703	0,7432	1,1478	1,6753	2,1851	2,4385
B	0,0949	0,1409	0,2170	0,3524	0,5852	0,9678	1,5660	2,4385	3,5623

Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,81$:

e Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,2827	0,3878	1,0584	1,6615	1,9577	1,6615	1,0584	0,3878	-0,132
$b/4$	-0,497	0,0040	0,5330	1,1086	1,6615	1,9405	1,6474	1,0578	0,4031
$b/4$	-0,465	-0,184	0,1295	0,5330	1,0584	1,6474	2,0664	2,0337	1,8179
$3b/4$	-0,335	-0,274	-0,184	0,0040	0,3878	1,0578	2,0337	3,1531	4,1349
B	-0,182	-0,335	-0,465	-0,497	-0,282	0,4031	1,8179	4,1349	7,2041

Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,81$:

e Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6178	0,7677	0,9786	1,2367	1,3957	1,2367	0,9786	0,7677	0,6178
b/4	0,3843	0,5012	0,6753	0,9299	1,2367	1,4485	1,3484	1,1533	0,9912
b/4	0,2267	0,3313	0,4645	0,6753	0,9786	1,3484	1,6423	1,6455	1,5602
3b/4	0,1638	0,2290	0,3313	0,5012	0,7677	1,1533	1,6455	2,1189	2,3704
B	0,1131	0,1638	0,2447	0,3843	0,6178	0,9912	1,5602	2,3704	3,3956

Avec : $\beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065-\theta}{0,663}\right)}$

$\beta = 0,67381$

Tableau donnant les valeurs de K_α pour $\theta = 0,81$:

	-6,655	-4,991	-3,327	-1,663	0	1,6637	3,3275	4,9912	6,655
e Y	B	3B/4	B/2	B/4	0	B/4	B/2	3B/4	B
0	0,3241	0,6438	1,0046	1,3753	1,5790	1,3753	1,0046	0,6438	0,3730
b/4	0,0966	0,3390	0,6289	0,9882	1,3753	1,6090	1,4459	1,1222	0,7994
b/4	0,0008	0,1630	0,3552	0,6289	1,0046	1,4459	1,7807	1,7721	1,6443
3b/4	0,0009	0,0646	0,1630	0,3390	0,6438	1,1222	1,7721	2,4562	2,9460
B	0,0168	0,0009	0,0129	0,0967	0,3241	0,7994	1,6443	2,9460	4,6379

Les valeurs de K_α pour la position active des poutres :

	-6,655	-4,991	-3,327	-1,663	0	1,6637	3,3275	4,9912	6,655
P0=	0,3241	0,6438	1,0046	1,3753	1,5790	1,3753	1,0046	0,6438	0,3241
P1=1.21	0,1603	0,4243	0,7341	1,0966	1,4323	1,5435	1,3224	0,9882	0,6663
P2=2.42	0,0535	0,2598	0,5057	0,8265	1,2085	1,5356	1,5966	1,4146	1,1796
P3=3.63	0,0008	0,1453	0,3206	0,5767	0,9397	1,3877	1,7791	1,8953	1,8786
P4=4.84	0,0009	0,0745	0,1822	0,3680	0,6799	1,1545	1,7730	2,3878	2,8158
P5=6.05	0,0109	0,0245	0,0685	0,1864	0,4423	0,9188	1,6916	2,7648	4,0119

VI.2.2. Détermination des coefficients K_{amoy} , de chaque poutre :

Après avoir le tracé des lignes d'influence, on dispose les différentes surcharges transversalement sur le pont, on les déplace de façon à trouver les plus grandes de ces coefficients

a. Cas des charges concentrées :

$$K_{\text{amoy}} = \frac{\sum P_i \cdot K_i(y)}{\sum P_i}$$

Dans le cas des surcharges (B_C, B_t) les charges sont identiques dans chaque convoi, la formule s'écrit sous la forme :

$$K_{\text{amoy}} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$

Avec : n: le nombre de charges concentrées

b. Cas des charges uniformément répartie

$$\sum A_i = \int_{-b}^{+b} K(y) \cdot dy = 2b \cdot \left[\frac{K_0}{2} + K_1 + \dots + \frac{K_n}{2} \right]$$

$$K_{\text{amoy}} = \frac{\sum A_i}{2b}$$

2b: la largeur surcharges

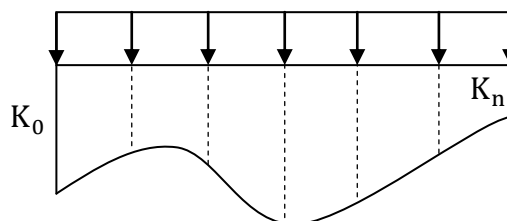


Tableau donnant les valeurs de $K_{\text{amoy}}^{\text{max}}$ pour chaque poutre :

		P 6	P 7	P 8	P 9	P 10	P 11
A(L)	1 voie	0.4856	0.7206	0.9979	1.2989	1.5936	1.8577
	2 voies	0.8569	1.0361	1.1885	1.3075	1.3786	1.4247
	3 voies	0.9861	0.9947	1.0028	1.0068	0.9990	0.9846
B_C	1 fille	0.6561	0.9919	1.3987	1.8554	2.3318	2.8169
	2 filles	0.9191	1.2013	1.4697	1.7111	1.9013	2.0760
	3 filles	1.0980	1.2553	1.3765	1.4619	1.5099	1.5531
B_t	1tendem	0.7072	1.0411	1.4300	1.8480	1.2535	1.6429
	2tendams	1.0090	1.2411	1.4477	1.6198	1.7393	1.8409
M_{C120}		1.2158	1.3467	1.4195	1.4307	1.3678	1.2702
D_{240}		1.4229	1.4440	1.3506	1.1699	0.9438	0.7224

VI.2.3. Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre :

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants réels revenant à chaque poutre seront calculées par l'application des expressions ci-après :

✓ Moment fléchissant : $M(x) = \frac{M_0(x)}{n} K_{\text{umoy}}^{\text{max}}$

Avec: $M_0(x)$:le moment fléchissant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier al 'abscisse x

n :Le nombre de poutres principales.

- Les combinaisons d'action :

combinaisons	E. L. U	E. L. S
I	1,35 G + 1,6[Max(A, B)]	G + 1,2[Max(A, B)]
II	1,35 G + 1,35Max[M_{C120} , D_{240}]	G + Max[(M_{C120} , D_{240})]

Tableau des moments fléchissements longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison :

		Types de combinaisons	Moments fléchissant
			0.50 L
Poutre 6	ELU	I	556,629
		II	589,235
	ELS	I	414,023
		II	436,470
Poutre 7	ELU	I	558,254
		II	592,588
	ELS	I	415,241
		II	438,954
Poutre 8	ELU	I	559,617
		II	578,263
	ELS	I	416,263
		II	428,343
Poutre 9	ELU	I	569,030
		II	550,818
	ELS	I	423,323
		II	408,013
Poutre 10	ELU	I	575,361
		II	516,241
	ELS	I	428,071
		II	382,401
Poutre 11	ELU	I	586,746
		II	496,755
	ELS	I	436,610
		II	367,967

On constate que la poutre **7** est la plus sollicitée et la combinaison 1.35× (G+240) représente le cas le plus défavorable pour un moment fléchissant à mi travée.

Donc :

$$M_{\text{MAX}} = 592.588 \text{ t.m}$$

Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre :

Moments à X = 0,5L		Poutre6		Poutre7		Poutre8		Poutre9		Poutre10		Poutre11		
Cas de charges	M ₀ /poutre	K _{am}	Mréel	K _{am}	Mréel	K _{am}	Mréel	K _{am}	Mréel	K _{am}	Mréel	K _{am}	Mréel	
A(L)	1Voie	38,863	0.485	18,85	0.7206	28,00	0.997	38,75	1.2989	50,48	1.593	61,91	1.857	72,17
	2Voies	77,727	0.856	66,53	1.0361	80,53	1.188	92,34	1.3075	101,63	1.378	107,11	1.424	110,6
	3Voies	116,69	0.986	115,06	0.9947	116,07	1.002	116,92	1.0068	117,48	0.999	116,57	0.984	114,8
B _c	1Voie	34,817	0.656	22,84	0.9919	34,53	1.398	48,67	1.8554	64,60	2.331	81,16	2.816	98,04
	2Voies	64,489	0.919	59,27	1.2013	77,47	1.469	94,73	1.7111	110,35	1.901	122,59	2.076	133,8
	3Voies	84,005	1.098	92,24	1.2553	105,45	1.376	115,59	1.4619	122,81	1.509	126,76	1.553	130,4
B _t	1Tandem	22.010	0.707	15.561	1.0411	22.914	1.430	31.474	1.8480	40.674	1.253	27.578	1.642	36.14
	2Tandems	44.271	1.009	44.669	1.2411	54.944	1.447	64.060	1.6198	71.710	1.739	76.987	1.840	81.45
Mc120		72,450	1.215	88,03	1.3467	97,57	1.419	102,81	1.4307	103,65	1.367	99,04	1.270	92,01
D240		112,88	1.422	160,52	1.4440	163,00	1.350	152,39	1.1699	132,06	0.943	106,45	0.722	81,50

A decorative scroll frame with a light green border and rounded corners, featuring small scroll-like details at the top and bottom edges.

Chapitre VII : modélisation du tablier

VII. Introduction :

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

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

VII. 1. Présentation de logiciel SAP 2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques.

Les utilisateurs de SAP2000 pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de SAP2000 afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

SAP2000 permet de roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

SAP2000 peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

SAP2000 permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.



VII. 2. Modélisation :

Étant donnée que l'ouvrage isostatique avec cinq travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 11 poutres de longueur de 30 m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

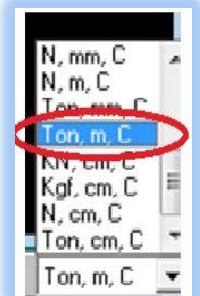
VII. 2.1. Les étapes de modélisation :

VII. 2.1. 1. Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

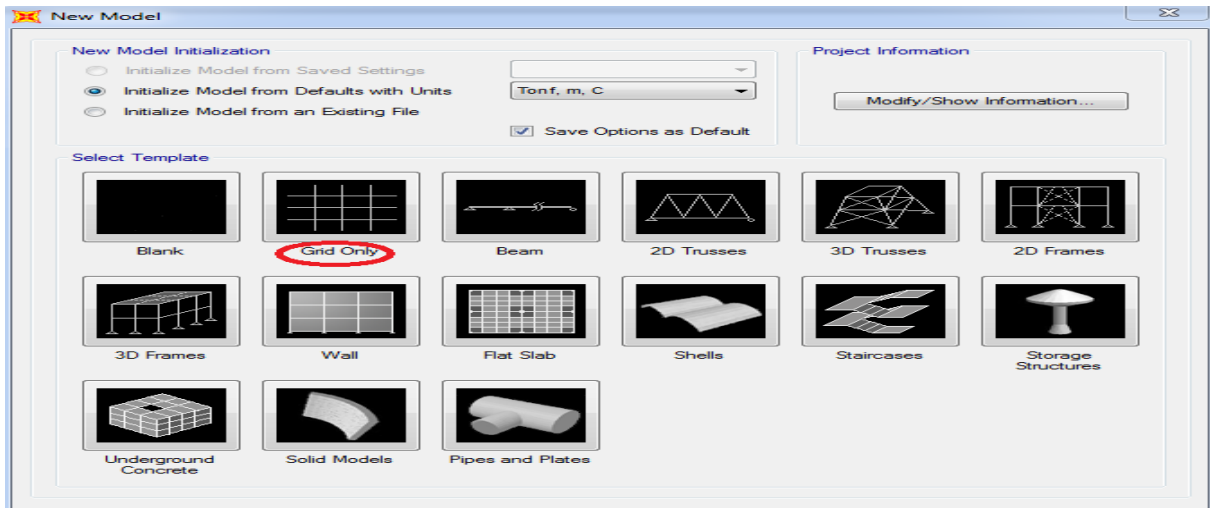
a. choix de l'unité :

Il y a lieu de choisir unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptons le Ton-m-c (tonne-mètre-Celsius)

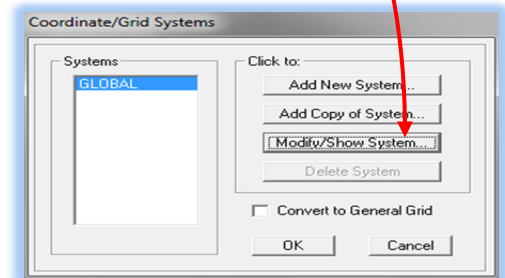
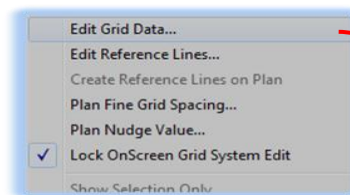


b. création de la structure :

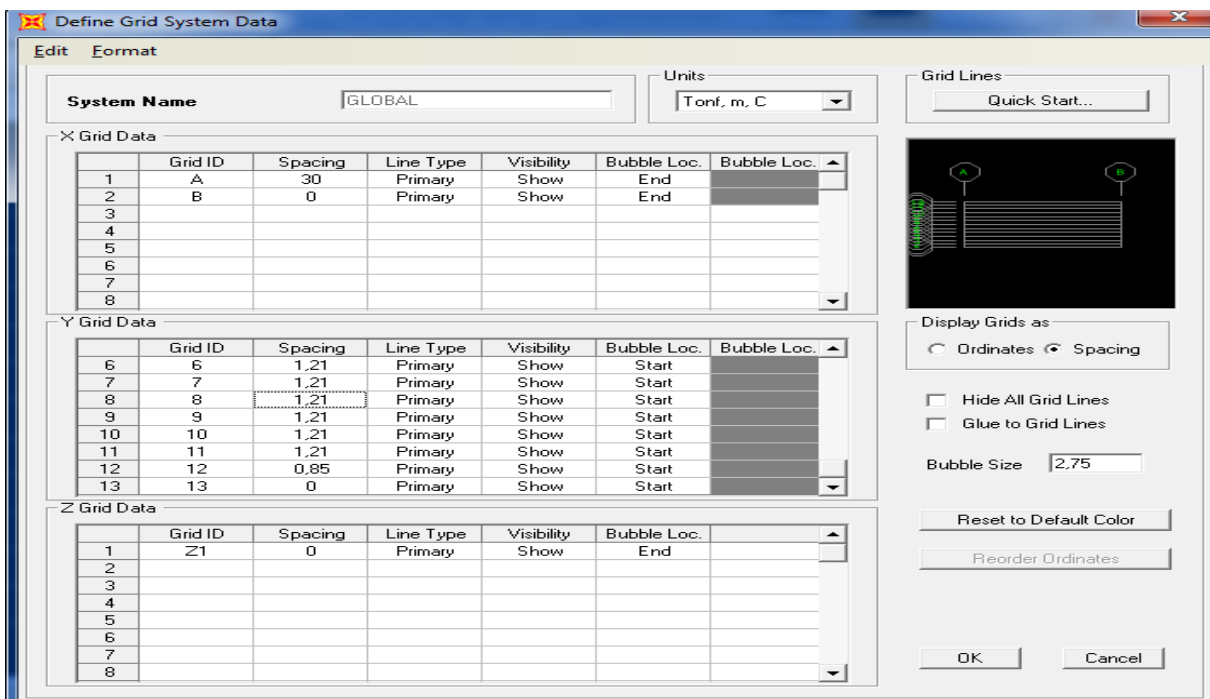
Importation d'un model à partir de la bibliothèque de SAP2000, le menu FILE/NEW MODEL, la boîte suivante s'affiche :



On cliquant par le bouton droit de
La souris s'affiche une fenêtre.

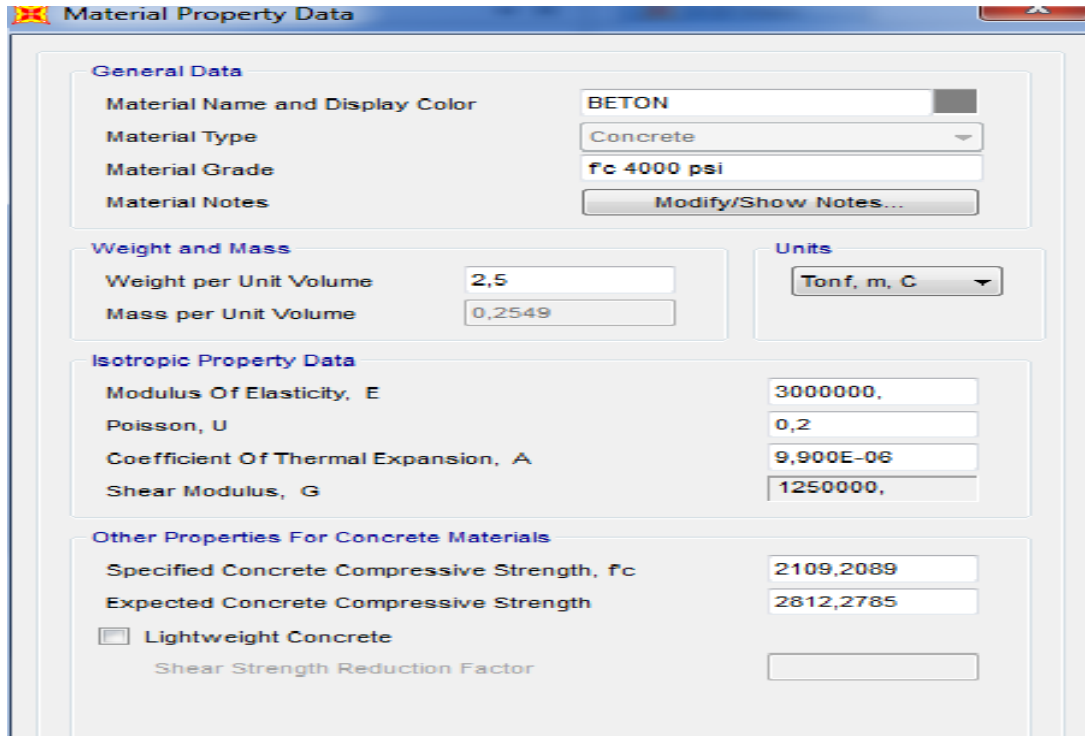


Cette étape permet de choisir un model quelconque.



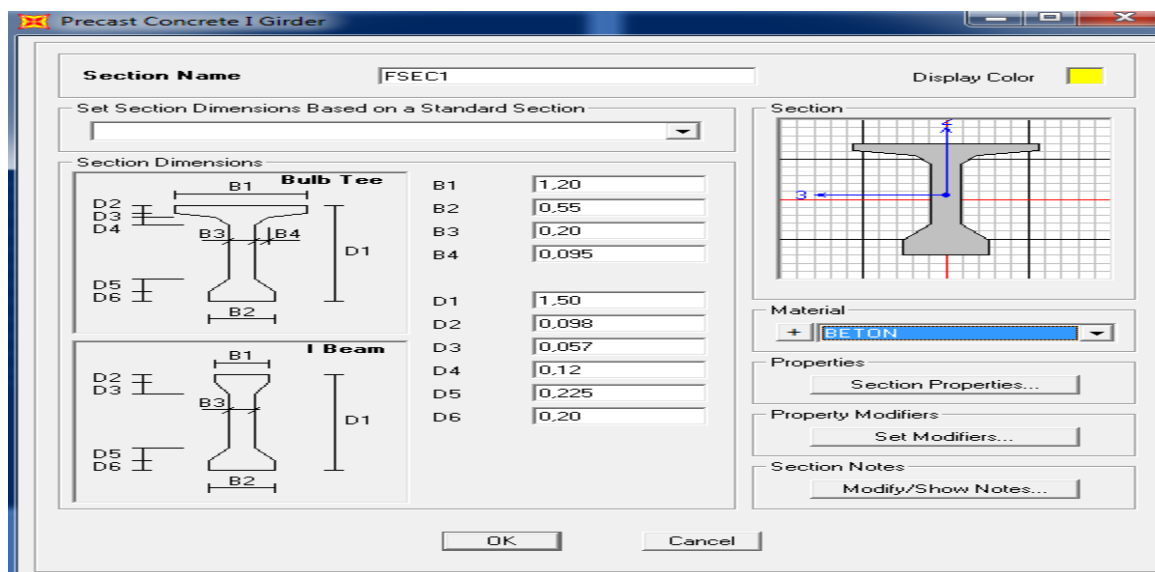
c. Choix du matériau :

Définie \longrightarrow Matériels



d. Modélisation de la poutre :

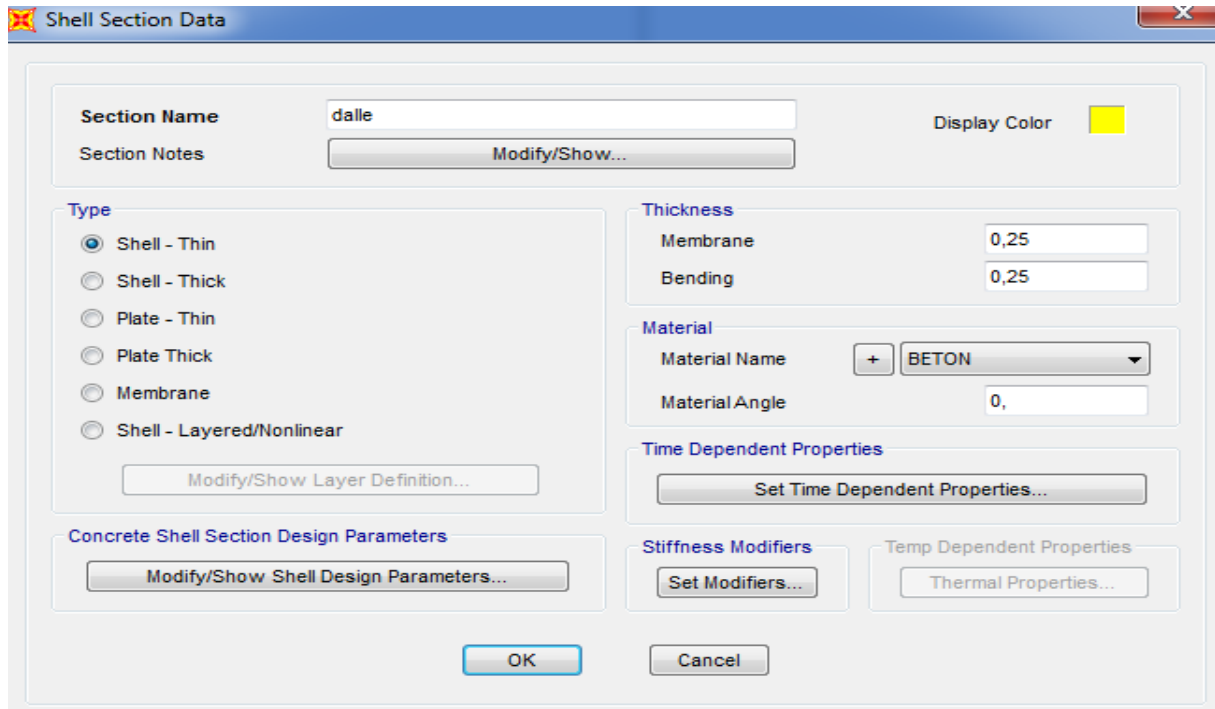
Définie \longrightarrow Frame section \longrightarrow Add new property \longrightarrow Concrete
 \longrightarrow Rectangular section



e. Modélisation du tablier :

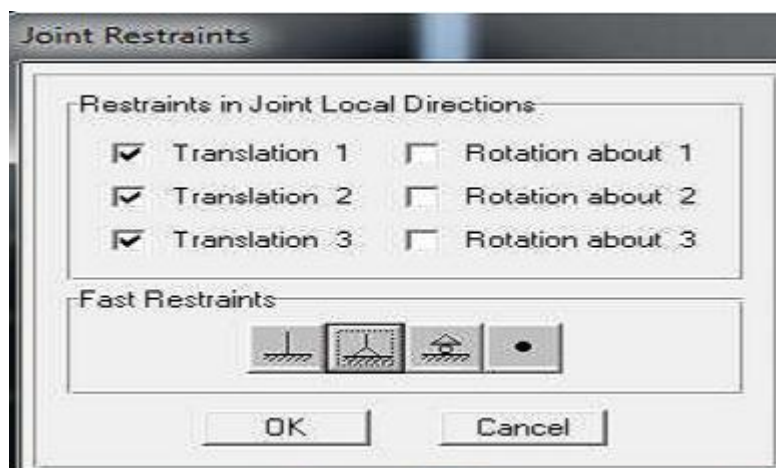
Défine \longrightarrow Area section

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une plaque épaisse (Plat Thick) avec une épaisseur de 0.25m.



f. Choix type d'appuis :

Assign \longrightarrow joint \longrightarrow restraint



Après définir les matériaux et les éléments de notre structure en va dessiner ; les poutres, la dalle et défini l'appui.

VII. 2.2 Définition des charges mobiles :

On va définir les charges mobiles a partir le menu Bridge.

Pour créer les chargé tapées mobiles on passe par plusieurs

VII. 2.1.1 Définition de référence des voies (layout lines) :

Cette étape permet de définir une référence pour les voies chargées.

Bridge \longrightarrow Layout lines

VII. 2.1.2. Définition du nombre et le types des voies :

Cette démarche consiste à définir le nombre et le type de la voie. et introduire le paramètre de distance entre l'axe de référence et l'axe de la voie qui divers d'un cas à un autre système des charges

Bridge → lanes

Bridge Lane Data

Lane Name: BC1 Coordinate System: GLOBAL Units: Tonf. m. C

Maximum Lane Load Discretization Lengths:
 Along Lane: 3,048
 Across Lane: 3,048

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 4, of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10, of Lane Length

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0,	6,	0,
BLL1	0,	6,	0,
BLL1	30,	6,	0,

Plan View (X-Y Projection):
 North ↑
 X → Y ↑

Objects Loaded By Lane:
 Program Determined
 Group

Lane Edge Type:
 Left Edge: Interior
 Right Edge: Interior

Display Color: ■

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

VII. 2.1.3. Définition type de chargement :

Bridge → véhicules

- Bridge Objects...
- Update Linked Bridge Model...
- Auto Update Linked Bridge Objects
- Lanes...
- Vehicles...**
- Vehicle Classes...
- Load Definitions...
- Moving Load Case Results Saved...
- Construction Scheduler...

Define Vehicles

Vehicles List:
 AL
 BC
 BT
 MC120
 D 240

Choose Vehicle Type to Add:
 Add General Vehicle
 Add Standard Vehicle
 Add General Vehicle

Buttons: Add Vehicle..., Modify/Show Vehicle..., Delete Vehicle, OK, Cancel

Add Standard Vehicle : définir le type du chargement selon les normes Américaine (AASHTO).

- ✓ Add General Vehicle : définir le type du chargement général.

Après une clique sur (Add general vehicle) s'affiche la boite dialogue suivante :

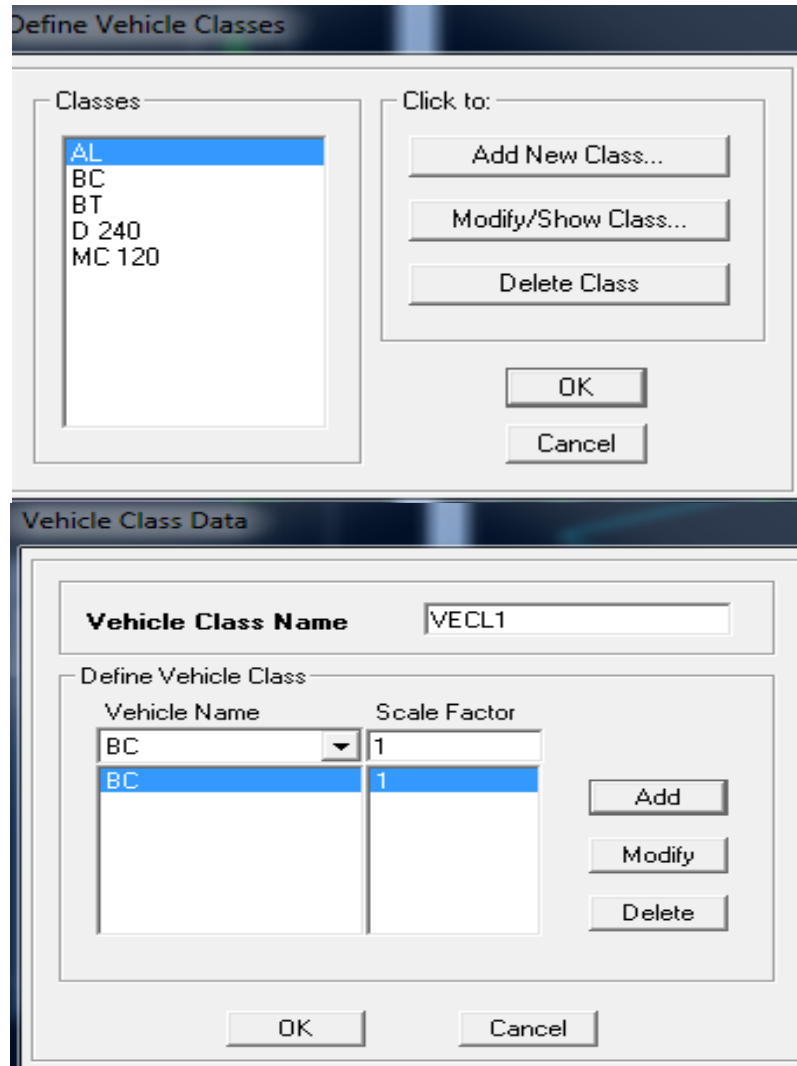
VII. 2.1.4. Position des charges :

Position du système Bc

Position de système D240

VII. 2.1.5. Définition des véhicules classes :

Bridge \longrightarrow Vehicules classes, la boite de dialogue suivante s'affiche :



Une clique sur (Add New Class....), cette instruction permet de créer un nouveau cheminement, la boite de dialogue (Vehicle Class Data) s'affiche :

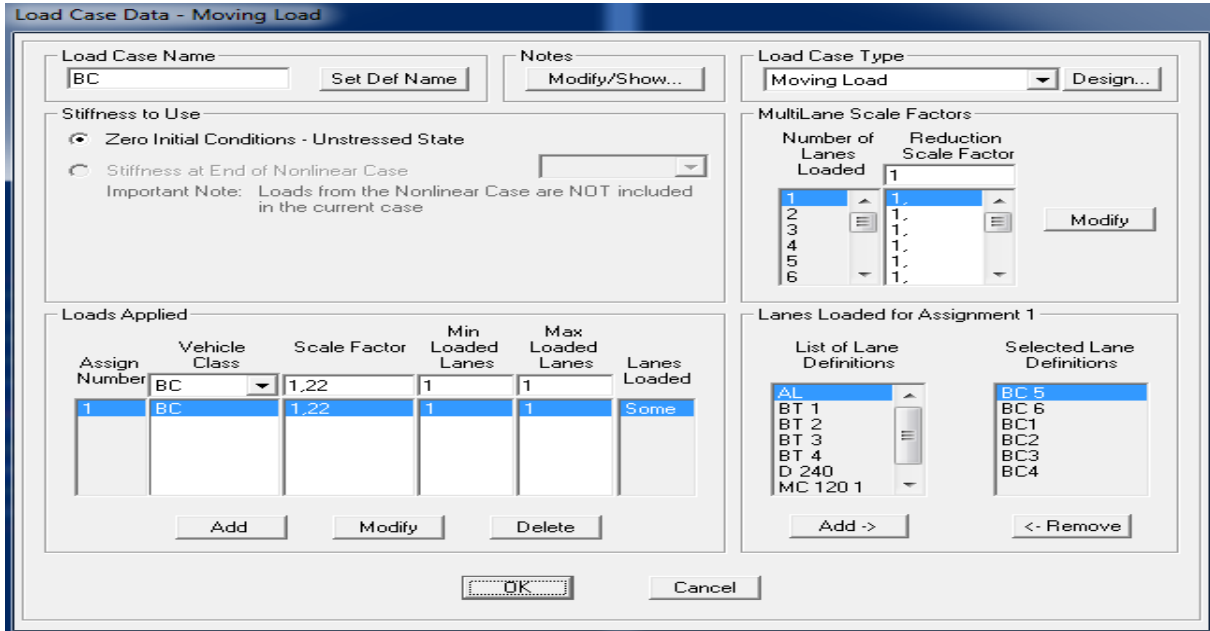
- ✓ Vehicle Class Name : le nom de nouveau cheminement.
- ✓ Vehicle Name : le nom du chargement.
- ✓ Scale Factor : coefficient de sécurité.

Une clique sur Add et sur OK.

VII. 2.1.6. Définition des types de charge :

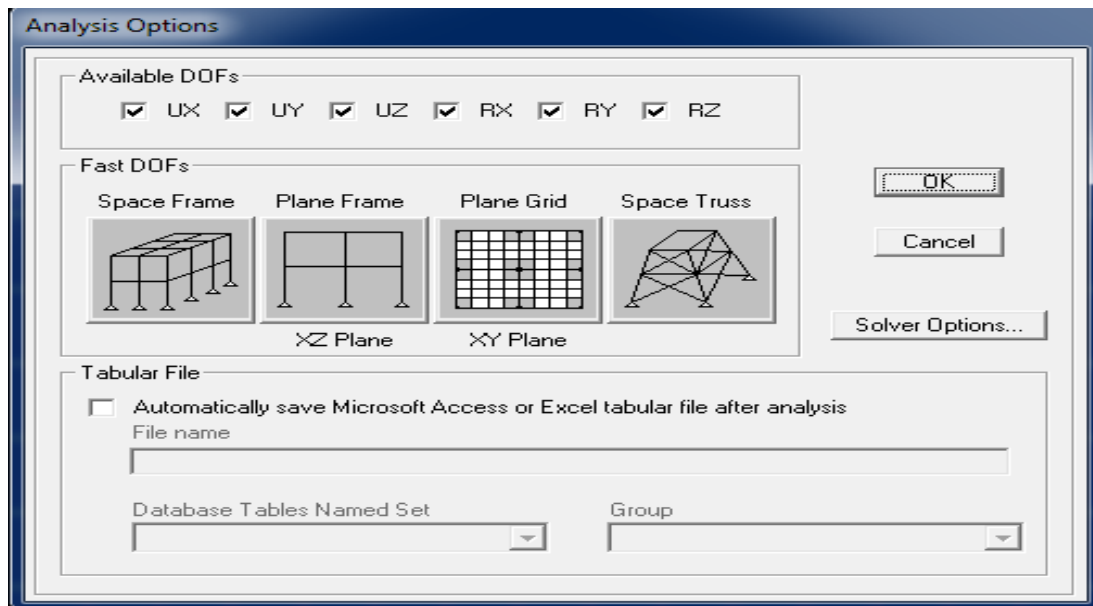
Défine → load cases → add new load case

La boite de dialogue suivante s'affiche :



VII. 2.1.8. Analyse de système :

Analyze → set analysis option → plan grid



Démarrez l'analyse :

Analyze → set load cases to run

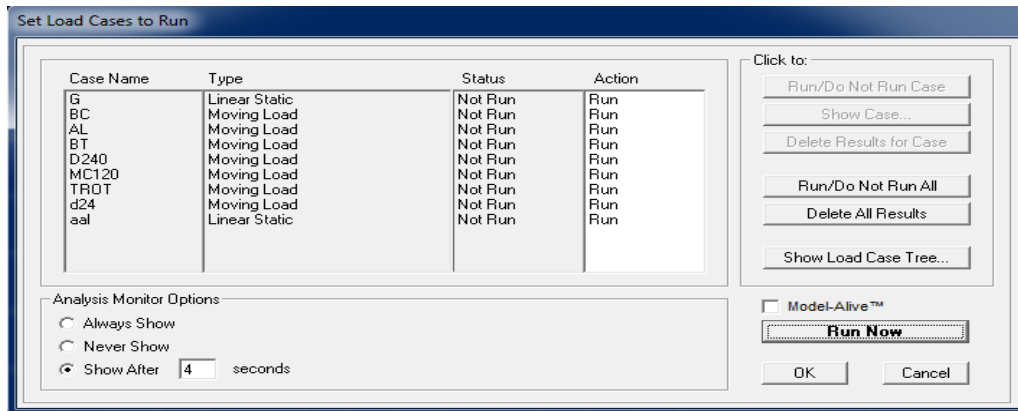
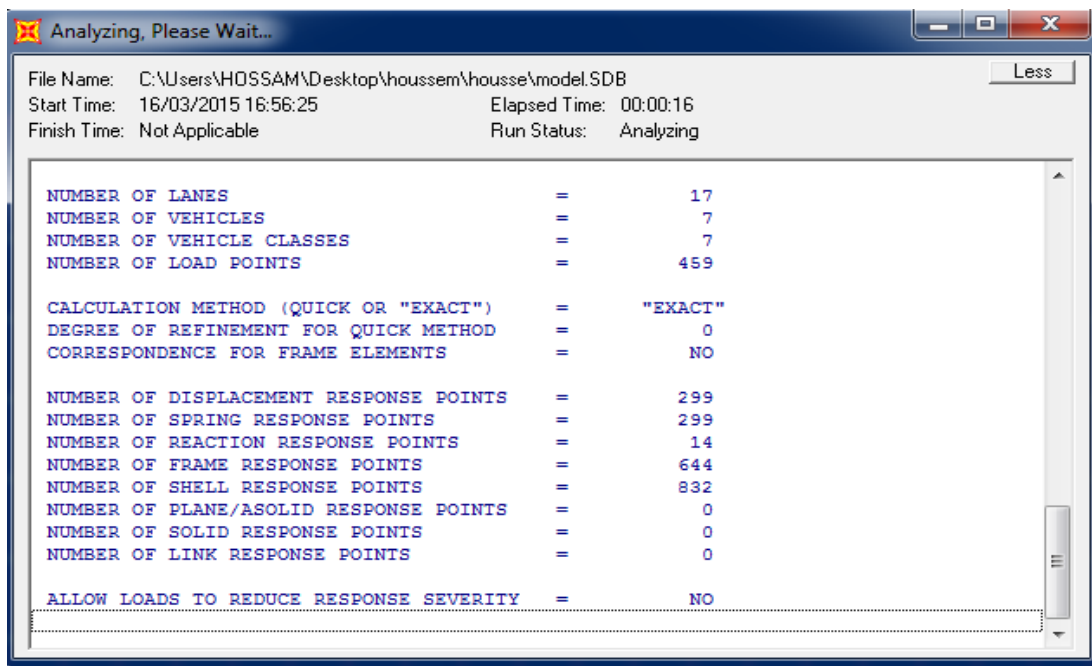


Tableau d'analyse :



VII. 2.3. Comparaison des résultats :

- Charge Bc

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 6	85.63	92,24	6.61
POUTRE 7	105.03	105,45	0.42
POUTRE 8	112.47	115,59	3.12
POUTRE 9	124.09	122,81	-1.28
POUTRE 10	127.64	126,76	-0.88
POUTRE 11	133.59	130,4	-3.19

- Charge Bt :

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 6	41.74	44.669	2.929
POUTRE 7	52.98	54.944	1.964
POUTRE 8	62.98	64.060	1.08
POUTRE 9	71.04	71.710	0.67
POUTRE 10	77.19	76.987	-0.203
POUTRE 11	82.70	81.45	-1.25

- **Mc 120 :**

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 6	88.58	88,03	-0.55
POUTRE 7	90.91	97,57	6.33
POUTRE 8	95.37	102,81	7.44
POUTRE 9	100.78	103,65	2.87
POUTRE 10	97.13	99,04	1.91
POUTRE 11	88.58	92,01	3.43

- **D240 :**

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 6	148.99	160,52	11.53
POUTRE 7	169.03	163,00	-6.03
POUTRE 8	165.20	152,39	-12.81
POUTRE 9	146.27	132,06	-14.21
POUTRE 10	123.71	106,45	-17.26
POUTRE 11	101.28	81,50	-19.78

- A(L) :

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 6	119.09	115,06	-4.03
POUTRE 7	118.56	116,07	-2.49
POUTRE 8	118.32	116,92	-1.4
POUTRE 9	118.34	117,48	-0.86
POUTRE 10	118.63	116,57	-2.06
POUTRE 11	119.22	114,8	-4.42

Les combinaisons d'action :

combinaisons	E. L. U	E. L. S
I	$1,35 G + 1,6[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$
II	$1,35 G + 1,35\text{Max}[M_{C120}, D_{240}] + 1.6\text{tr}$	$G + \text{Max}[M_{C120}, D_{240}] + 1.2\text{tr}$

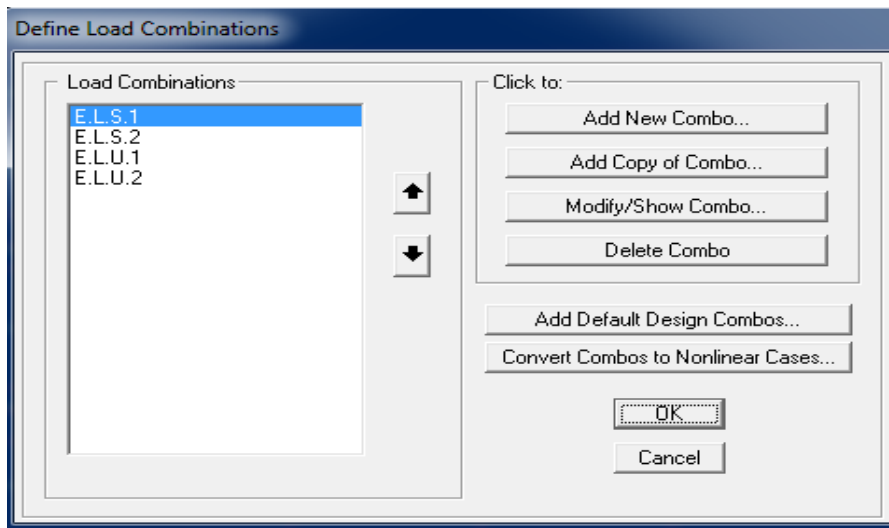


Tableau des moments fléchissements longitudinaux réels engendrés dans les différentes**Poutres après combinaison :**

Désignation	P6	P7	P8	P9	P10	P11
E . L . U I	563,083	562,235	561,851	571,083	576,763	586,283
E . L . S I	418,863	418,227	417,939	424,863	429,123	436,263
E . L . U II	573,676	600,730	595,559	570,004	539,548	509,267
E . L . S II	424,945	444,985	441,155	422,225	399,665	377,235

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel utilisant les lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel **SAP2000**, indique qu'il y'a une petite différence entre les deux méthodes.

A decorative frame with a light green border and scroll-like corners, containing the chapter title.

Chapitre VIII : étude de la précontrainte

VIII. Introduction :

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

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

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

VIII .1. Mode De Préention :

VIII .1.1. Principe De La Précontrainte Par Préention :

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

VIII .1.2. Technique de la précontrainte pré-tension :

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

Pour rentabiliser ces installations importantes on est conduit :

-Généralement à fabriquer plusieurs éléments à la fois, ou cette fabrication se fait sur des bancs de 36m à 200m de langueurs sur lesquels les produits sont disposés en série.

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

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

- Etuvage à la vapeur haute pression.
- Etuvage à la vapeur basse pression.
- Chauffage électrique.
- Emploi de béton chaud.
- Emploi de coffrage calorifugé.

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

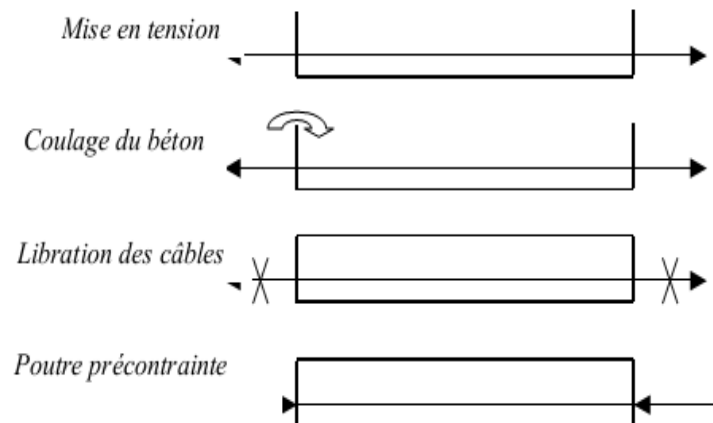


Figure 8.1. Technique de la précontrainte pré-tension

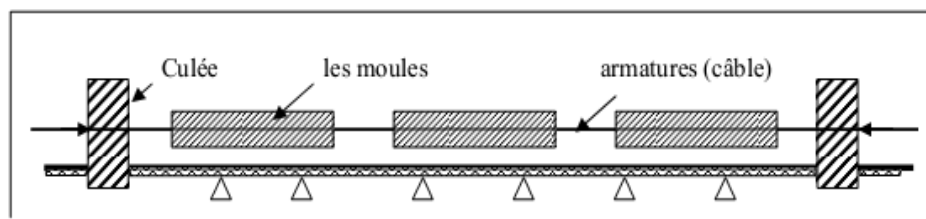


Figure 8.2 Banc de précontrainte par pré-tension 50 à 100 m

VIII .1.3. Pertes De La Précontrainte :

La perte de la précontrainte est toute différence entre la force exercée par le vérin lorsque la mise en tension est la force qui 'exerce on un point donné d'un armateur à une époque donnée. Les pertes constituent un inconvénient non seulement en raison du moins bon rendements de l'acier et on résulte, mais encore parce qu'elle conduisant à une aggravation de l'état de sollicitation de béton.

VIII .1.3.1. Les pertes instantanées

- Par glissement à l'ancrage $\Delta\sigma_g$.
- Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$.
- Par retrait du béton sur le banc $\Delta\sigma_r$.
- Par raccourcissement élastique lorsque de la détention $\Delta\sigma_b$.

VIII .1.3.2. Les pertes différées

- Par retrait $\Delta\sigma_r$
- du fluage $\Delta\sigma_f$
- à la relaxation $\Delta\sigma_{pi}$.

La vérification du tablier est conduite conformément au schéma suivant.

Phase 1

- Fabrication de la poutre
- Calcul des forces de précontraintes.
- Vérification des contraintes à la mise en précontrainte.

Phase 2

- Stockage de la poutre.
- Une fraction des pertes différées est prises en compte, fraction de la durée de stockage.

Phase 3

- mise en place des poutres et coulage de la dalle.

Phase 4

- mise en place des superstructures (chaussée, trottoir, garde –corps...) et mise en service de l'ouvrage.

VIII .2. Données de la précontrainte:

VIII .2.1. Béton:

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

La résistance caractéristique du béton :

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

jours	7	14	21	28
fcj (MPa)	25	32	34	35

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

On étudie la précontrainte dans la classe II,

Elle se caractérise par une contrainte de traction admissible.

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

VIII .2.2. Acier de précontraint:

Pour notre projet, nous avons choisis un acier de type T15 TBR, et qui a les Caractéristiques suivantes :

- Classe 1860 MPa
- Force de rupture garantie $F_r = 173 \text{ KN}$.
- Force de tension garantie $F_e = 154 \text{ KN}$.
- Relaxation à 1000 h $\rho_{1000} = 2,5 \%$.
- La limite conventionnelle d'élasticité pour les torons (Module de Young) $E_p = 195000 \text{ MPa}$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique garantie : $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$
- La contrainte maximale de mise en tension :

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

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

$$P_0 = \min \begin{cases} 0.85 \times 1860 \times 140 = 0,2213 \text{ MN} \\ 0.95 \times 1600 \times 140 = 0,2128 \text{ MN} \end{cases}$$

$$P_0 = 0,2128 \text{ MN}$$

$$\sigma_{P_0} = \frac{P_0}{A_p} = 1520 \text{ MPa}$$

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

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

	$B_i \text{ (m)}$	V'	V	I_G	ρ
Poutre+dalle	0,8551	1,0972	0,6528	0,29039519	47,40 %

Selon le fascicule n° 62 - Titre I - Section II, l'enrobage minimal est de 4cm, donc on prend $d' = 0.08 \text{ m}$.

Contraintes admissibles en service :

$$\overline{\sigma_{cs}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa.}$$

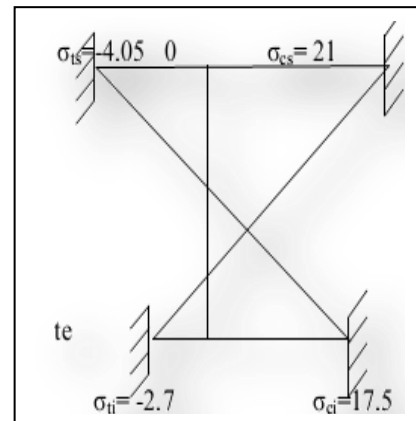
$$\overline{\sigma_{ti}} = -f_{t28} = -2.7 \text{ MPa.}$$

Sous
Combinaison
Rare.

$$\overline{\sigma_{ci}} = 0.5 f_{c28} = 17.5 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{ts}} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ MPa.}$$

Sous
Combinaison
Permanente.



Alors : $P_{\min} = \max[P_1 ; P_2]$

Avec :

P_1 : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

La contrainte de traction du béton est :

$$f_{c28} = 35$$

$$f_{t28} = 2.7$$

$$\overline{\sigma_2'} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06f_{c28})$$

$$= -2.7 \text{ MPa (Dans la section d'enrobage).}$$

$$\overline{\sigma_1} = -1.5f_{t28} = -4.05 \text{ MPa (Hors de la section d'enrobage).}$$

M_{max} : Moment maximale sous l'effet de G+D240 (EN charge)

$$M_{max} = 438.954 \text{ t.m}$$

M_{min} : Moment minimale sous l'effet de G (à vide).

$$M_{min} = 275.995 \text{ t.m}$$

- **En section sous critique**

$$P_1 = \frac{\Delta M + \overline{\sigma_1} \frac{I}{V} + \overline{\sigma_2'} \frac{I}{V}}{\rho h} \quad P_1 = 250.05 \text{ T}$$

- **En section sur critique**

$$P_2 = \frac{M_{min} + \overline{\sigma_2'} \frac{I}{V}}{v' + \rho v - d'} \quad P_2 = 277.01 \text{ t}$$

$$P_{\min} = \max [P_1, P_2] \Rightarrow P_{\min} = P_2 = 277.01 \text{ t.} \Rightarrow \text{Section sur critique.}$$

VIII .3.1. Détermination du nombre de torons :

La force exercée par un câble est : $P_0 = 0.2128 \text{ MN}$

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

$$P_{\min} \leq 0.75n.P_0 \Rightarrow n \geq \frac{2.7701}{0.75 \times 0.2128} = 17.35 \text{ D'où :}$$

$N = 19$ câbles. (T15 III TBR).

VIII .3.2. Emplacement des torons :

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

- L'entraxe minimal D à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieur à trois fois le diamètre des armatures : $D \geq 3\phi = 3 \times 15.2 = 45.6 \text{ mm}$, on prend

$D = 8 \text{ cm}$ Verticalement, et 30cm pour les deux derniers torons de la fibre supérieure, et 9 cm horizontalement.

VIII .3.2.1. Section d'about:

N.B : Dans la pré-tension, l'excentricité constante, due au précontraint rectiligne de la totalité des armatures, provoque des contraintes de traction à l'about des pièces sur le parement opposé à celui même où se situent les armatures actives car à l'about il n'existe aucun moment fléchissant autre que celui du poids extérieure de poids propre, on est tenu dans ce cas, de gainer, donc d'annuler la force de précontrainte d'un certain nombre de torons sur une longueur suffisante qui, ajoutée à la longueur d'établissement, correspond à une zone de la poutre où le moment de poids propre peut équilibrer les contraintes de traction sur le parement considéré.

• Centre de gravité des armatures actives :

Nombre de câbles $\sum a_i$	Distance de la base (cm) $\sum a_i \cdot g_i$
3	3×8
4	4×16
2	2×24
3	3×32
2	3×62
14	418

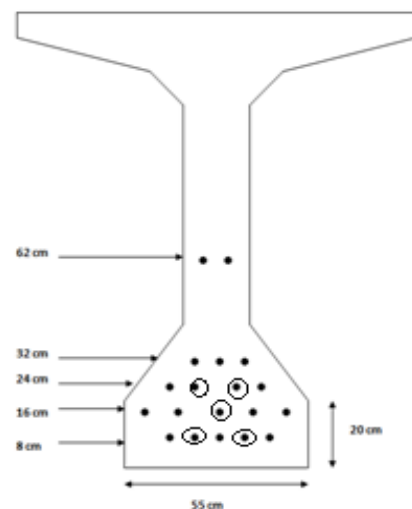


Figure 8.3 Disposition des armatures

$$d_i = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{\sum a_i}{n} = \frac{418}{14} = 29.85 \text{ cm}$$

- **Position de la fibre neutre : (poutre seul) :**

$$V' = 80.81 \text{ cm} ; V = 69.19 \text{ cm.}$$

- **Excentricité de la force de précontrainte :**

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(62 - 29.85) = -50.96 \text{ cm (Poutre seul)}$$

- **Position de la fibre neutre : (poutre avec hourdis) :**

$$V' = 109.72 \text{ cm} ; V = 65.28 \text{ cm.}$$

- **Excentricité de la force de précontrainte :**

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(109.72 - 29.85) = -79.87 \text{ cm (Poutre avec hourdis)}$$

VIII .3.2.2. Section intermédiaire :

- **Centre de gravité des armatures actives :**

Nombre de câbles $\sum a_i$	Distance de la base (cm) $\sum a_i \cdot g_i$
5	5×8
5	5×16
4	4×24
3	3×32
2	2×62
19	436

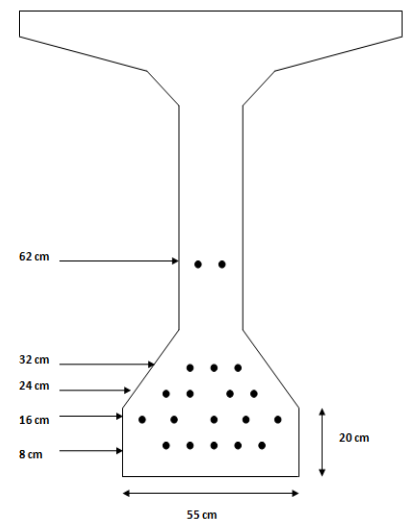


Figure8.3 Disposition des armatures à mi travée.

$$d_i = \frac{\sum a_i \cdot g_i}{\sum a_i} = \frac{\sum a_i}{n} = \frac{436}{19} = 22.95 \text{ cm}$$

- **Position de la fibre neutre : (poutre seul) :**

$$V' = 80.81 \text{ cm} ; V = 69.19 \text{ cm.}$$

- **Excentricité de la force de précontrainte :**

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(80.81 - 22.95) = -57.86 \text{ cm (Poutre seul)}$$

- **Position de la fibre neutre : (poutre avec hourdis) :**

$$V' = 109.72 \text{ cm} ; V = 65.28 \text{ cm.}$$

- **Excentricité de la force de précontrainte :**

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(109.72 - 22.95) = -86.77 \text{ cm (Poutre avec hourdis)}$$

VIII .3.3. Vérifications rapide des contraintes:

La vérification des contraintes se traduit par les deux inéquations suivantes :

$$\begin{cases} \text{À vide : fibre inf.} & \sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I} \leq \overline{\sigma_{ci}} \\ \text{En charge ; fibre sup} & \sigma_s = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_M \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma_{cs}} \end{cases}$$

- **En phase de construction :**

$$B = 5526.9 \text{ cm}^2; V' = 80.81 \text{ cm}; V = 69.19 \text{ cm}; I = 15844037.7 \text{ cm}^4;$$

$$e_0 = -57.86 \text{ cm.}$$

$$M_m = 155.25 \text{ t.m} = 1.5525 \text{ MN.m Moment de la poutre seule.}$$

$$P_{min} = 294.24 \text{ t} = 2,9424 \text{ MN}$$

$$\sigma_i = \left(\frac{2,9424}{0.55269} - \frac{2,9424 \times (-0,5786) \times 0,8081}{0.158440377} - \frac{1.5525 \times 0,8081}{0.158440377} \right) \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 6.09 < 17.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{2,9424}{0.55269} + \frac{2,9424 \times (-0,5786) \times 0,6919}{0.158440377} + \frac{1.5525 \times 0,6919}{0.158440377} \right) \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow 4,67 < 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **En Service :**

$$B = 8551.9 \text{ cm}^2; V' = 109.72 \text{ cm}; V = 65.28 \text{ cm}; I = 29039519.4 \text{ cm}^4;$$

$$e_0 = -86.77 \text{ cm.}$$

$$M_m = 115.25 \text{ t.m} = 1.1525 \text{ MN.m Moment de la poutre seule.}$$

$M_M = 288.49 \text{ t.m} = 2.8849 \text{ MN.m}$ Le moment d'une poutre + le moment dû à la surcharge D₂₄₀.

$$P_{min} = 294.24 \text{ t} = 2.9424 \text{ MN}$$

$$\sigma_i = \left(\frac{2,9424}{0,85519} - \frac{2,9424 \times (-0,8677) \times 1,0972}{0.290395194} - \frac{1.1525 \times 1,0972}{0.290395194} \right) \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 8.73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{2,9424}{0,85519} + \frac{2,9424 \times (-0,8677) \times 0,6528}{0.290395194} + \frac{2.8849 \times 0,6528}{0.290395194} \right) \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 4.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{C.V}$$

VIII .4. Les pertes de précontraintes :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton armé par exemple, ou la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'avaient pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels **le frottement** à la mise en tension des câbles, **le recul à l'ancrage**, **la non-simultanéité** de mise en tension des câbles, **le retrait du béton**, **la relaxation des aciers**, **le fluage du béton**. Les trois premières pertes sont **instantanées**, les trois dernières sont des pertes **différées**, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeur maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

VIII .4.1 Calcul des pertes à mi- travée :

• Pertes sur un banc de longueur 60 m :

VIII .4.1.1 Pertes instantanées :

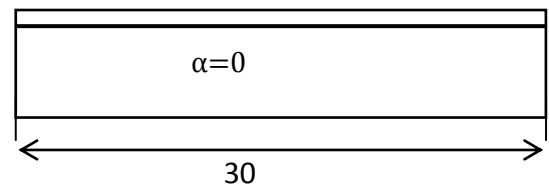
Tension à l'origine : Min (0,85 Fprg, 0,95 Fpeg)

$$0,85 \times 1860 = 1581 \text{ MPa}$$

$$0,95 \times 1600 = 1520 \text{ MPa (valeur tient en compte)}$$

VIII .4.1.1.1. Perte de frottement : à mi portée

Le calcul est effectué à mi- portée, nous avons choisi un tracé rectiligne (l'angle $\alpha = 0$).



$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} [1 - e^{-f \times \alpha - \phi \times x}]$$

$$= 1520 [1 - e^{-0.17 \times 0 - 0.0016 \times 15}] = 36.05 \text{ MPa} .(2.37 \%)$$

Où : f et ϕ sont des coefficients de frottement prenant les valeurs forfaitaires : 0.17 rd^{-1} et 0.0016 m^{-1} respectivement.

VIII .4.1.1.2. Perte de recul d'ancrage :

$$\Delta\sigma_g = E_p \frac{g}{l} = 195000 \times \frac{0.002}{60} = 6.5 \text{ MPa} .(0.43 \%)$$

E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontraint.

l : Est la longueur du banc de précontraint.

g : Est la rentrée d'ancrage à la détention de l'armature (de l'ordre de 2mm) elle est définie pour chaque type d'ancrage dans la notice technique.

VIII .4.1.1.3. Perte de Non-simultanéité de mise en tension :

$$\Delta\sigma_n = E_p \sum K_j \times \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \text{ Avec : } \sigma_{b12} = 7.5 \text{ MPa.}$$

$$E_{i12} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{30} \approx 34180 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{35} \approx 36000 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_n = 195000 \left(\frac{1}{2} \times \frac{7.5}{34180} + 1 \times \frac{1}{36000} \right) = 26.81 \text{ MPa. (1.76 \%)}$$

Donc la perte finale est égale à :

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_n + \Delta\sigma_g = 36.05 + 26.81 + 6.5 = 69.36 \text{ MPa. (4.56 \%)}$$

VIII .4.1.2. Pertes différées :

VIII .4.1.2.1. Perte due à la relaxation de l'acier sur le banc :

$$\sigma_{pmt} = \sigma_0 - \Delta\sigma_g = 1520 - 6.5 = 1513.5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pmt}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pmt}(x) = \frac{6}{100} 2.5 \left(\frac{1513.5}{1860} - 0.43 \right) 1513.5.$$

$$= 87.11 \text{ MPa. (5.73 \%)}$$

$\mu_0 = 0.43$ Pour les armatures à très basse relaxation TBR.

VIII .4.1.2.2. Perte due au retrait du béton sur le banc de préfabrication :

Le béton étuvé, à la mise en précontrainte à 1 jour est équivalente à un béton non étuvé à 7 jours où le retrait sur banc : $\varepsilon = \varepsilon_r \times r(t)$

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(t)) E_p.$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}.$$

$$r_m = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre extérieures}} = \frac{5526.9}{564} = 9.80 \text{ cm.}$$

ε_r : est le retrait final du béton.

r_m : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

Selon le BPEL91 et à défaut de résultats expérimentaux le retrait final ε_r est donné par les valeurs forfaitaires suivantes :

2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie

3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B

4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B', C, D1

5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} ; t_{\text{réel}} = 7 \text{ jours} ; r_m = \frac{5526.9}{564} = 9.80 \text{ cm}$$

$$r(t) = \frac{7}{7 + 9 \times 9.80} = 0.074$$

Le retrait vaut : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4} \times 0.074 = 1.48 \times 10^{-5}$

La perte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_r = 2 \times 10^{-4}(1 - 0.074) \times 19.5 \times 10^4 = 36.114 \text{ MPa} . (2.37 \%)$$

VIII .4.1.2.3. La perte par fluage différées:

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation total augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée $\varepsilon_t = 3\varepsilon_i$. Le fluage correspond à une déformation dans le temps à l'effort constant (et donc à longueur variable). La relaxation correspondant à une chute de tension(ou de compression) à longueur constante.

Le raccourcissement instantané vaut : $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_c}{E_{bi}}$.

Le raccourcissement final vaut : $3 \frac{\Delta l}{l}$, la part due au fluage vaut donc : $\varepsilon_{fl} = \frac{2\sigma_c}{E_{bi}}$.

Le raccourcissement des aciers de précontraint vaut donc : $\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$.

$$E_{ij} = E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \approx 36000 \text{ MPa}.$$

En supposant que dans le cas étudié, la contraint finale du béton au niveau du centre de gravité des câbles correspond à la contraint maximale : $\sigma_b = \sigma_M = 7.2 \text{ MPa}$.

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{fl} = (7.2 + 7.2) \frac{195000}{36000} = 78 \text{ MPa} . (5.13 \%)$$

Donc la perte finale est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p = 36.114 + 78 + \frac{5}{6} \times 87.11 = 186.70 \text{ MPa} . (12.28 \%)$$

La contrainte finale vaut :

$$\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_d = 1520 - 186.70 = 1333.3 \text{ MPa} . (\text{Réduction de } 12.28 \%)$$

VIII .4.1.3. Vérification des contraintes à L'ELS :

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons déterminés l'emplacement et la force de précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures des contraintes admissibles, dans ce qui suite, nous allons a vérifier Les conditions pour les déférentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$P_0 = P_{min} = 294.24 \text{ t}$$

$$\text{Une réduction de } 12.18 \% \Rightarrow \Delta P_0 = 2.9424 \times \frac{12.28}{100} = 0.3613 \text{ MN}.$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.71 \text{ MN}.$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 2.45 \text{ MN}.$$

A mi- travée:

• **À vide :**

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_m \cdot V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{2.71}{0.55269} + \frac{2.71 \times (-0.5786) \times 0.6919}{0.158440377} + \frac{1.5525 \times 0.6919}{0.158440377} = 4.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 4.83 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = 0 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{2.71}{0.55269} - \frac{2.71 \times (-0.5786) \times 0.8081}{0.158440377} - \frac{1.5525 \times 0.8081}{0.158440377} = 4.92 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 4.92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{C.V}$$

• **En service :**

$$\sigma_s = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{2.46}{0.85519} + \frac{2.46 \times (-0.8677) \times 0.6528}{0.290395194} + \frac{2.8849 \times 0.6528}{0.290395194} = 4.57 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 4.57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_M \cdot V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{2.46}{0.85519} - \frac{2.46 \times (-0.8677) \times 1.0972}{0.290395194} - \frac{2.8849 \times 1.0972}{0.290395194} = 0.03 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 0.03 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ti}} = 0. \Rightarrow \text{C.}$$

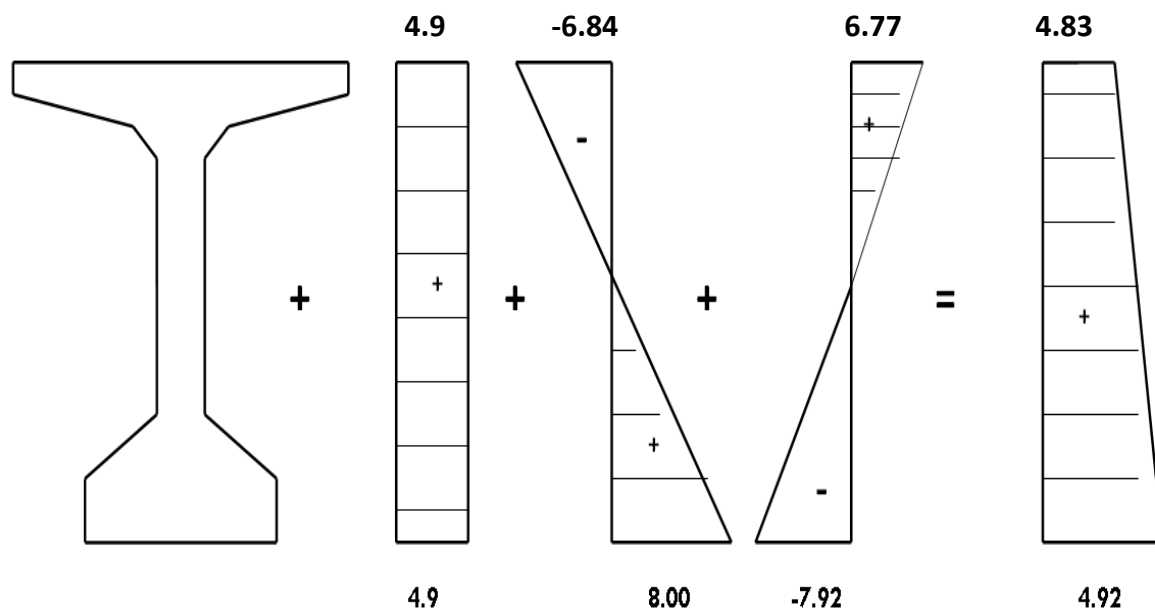


Figure8.4. À vide (En phase de construction)

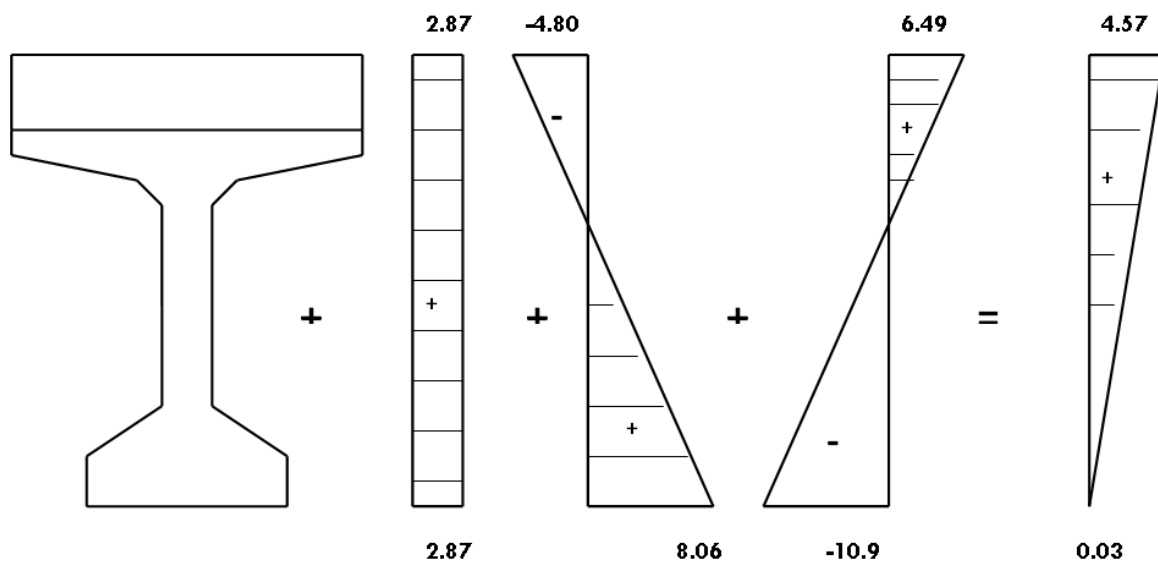


Figure 8.5 En charge (En service)

VIII.4.2 Calcul des pertes à l'about:

VIII.4.2.1. perte instantané à la longueur d'établissement de la précontrainte compte tenu des gainages :

a. Détermination de la longueur d'établissement :

La longueur d'établissement de la précontrainte est la distance après laquelle la précontrainte se diffuse dans la pièce avec un angle dont la tangente est voisine de $2/3$. La longueur d'établissement l_e est prise égale à : $l_e = \sqrt{(l_s^2 + h_p^2)}$.

Où :

l_s : est la longueur de scellement (donné par le fabricant $l_s = 1 \text{ m}$).

h_p : est la hauteur qui sépare le centre de gravité des armatures actives du parement supérieur.

$$h_p = 1.30 - D' = 1.30 - 0.2416 = 1.2015 \text{ m.}$$

$$l_e = \sqrt{(1^2 + 1.2015^2)} = 1.563 \text{ m.}$$

Donc le moment du au poids propre de la poutre à $x = 1,563 \text{ m}$:

$$M_g = g \cdot x \cdot \frac{(l-x)}{2} = 1.38 \times 1.563 \cdot \frac{(30-1.563)}{2} = 30.66 \text{ t.m.}$$

Le calcul de la perte par déformation instantanée est fait par un calcul itératif.

b. Perte par déformation instantanée du béton :

$$\text{Tension probable} = \sigma_p - \Delta\sigma = 1520 - 186.70 = 1333.3 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contrainte due à la précontrainte dans le béton : } \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_p^2}{I}$$

$n = 14$ câbles; $\sigma_p = 1333.3$ MPa

$B = 5526.9 \text{ cm}^2$: La section de la poutre seule.

I : Moment d'inertie de la poutre. $I = 15844037.7 \text{ cm}^4$.

$e_0 = -37.84 \text{ cm}$: Excentricité de la force de précontrainte.

Précontrainte au centre de gravité des armatures :

$$P = 1333.3 \times 140 \times 10^{-6} \times 14 = 2.61 \text{ MN}.$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_p^2}{I} = \frac{2.61}{0.55269} + \frac{2.61 \times (0.5096)^2}{0.158440377} = 9.00 \text{ MPa}.$$

c. Décompression due au poids mort :

$$\sigma'_b = M_g \cdot \frac{e_p}{I} = 30.66 \times \frac{0.5096}{0.158440377} = 98.61 \text{ t/m}^2 = 0.9861 \text{ MPa}.$$

Contrainte de compression résiduelle :

$$\sigma'_r = \sigma_b - \sigma'_b = 9 - 0.9861 = 8.0139 \text{ MPa}.$$

$$\text{Coefficient d'équivalence acier-béton : } m = \frac{E_a}{E_{ij}} = \frac{195000}{11000 \times \sqrt[3]{35}} = 5.41$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma = \sigma'_r \times m = 8.499 \times 5.28 = 43.35 \text{ MPa}.$$

VIII.4.2.2. Les pertes différées:

VIII .4.2.2.1. Perte due à la relaxation de l'acier sur le banc :

$$\sigma = \sigma - \Delta\sigma = 1333.3 - 43.35 = 1289.95 \text{ MPa}.$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma = \frac{6}{100} 2.5 \left(\frac{1289.95}{1860} - 0.43 \right) \times 1289.95$$

$$= 50.98 \text{ MPa} \quad (3.95 \%)$$

VIII .4.2.2.2. Perte par retrait du béton :

$$\Delta\sigma_r = 2.10^{-4} \times 195000 = 39 \text{ MPa} \quad (3,02\%).$$

VIII .4.2.2.3. Perte due au fluage du béton :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}} = (7.2 + 7.2) \frac{195000}{36000} = 78 \text{ MPa} \quad (6.04 \%)$$

Donc la perte finale est égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p = 39 + 78 + \frac{5}{6} \times 50.98 = 159.483 \text{ MPa} \quad (12.36 \%)$$

VIII.4.2.3. Vérification des contraintes à L'ELS :

$$P_0 = 0.85 \times \sigma_{p_0} \times A_p \times n = 0.85 \times 1520 \times 140 \times 14 \times 10^{-6} = 2.5323 \text{ MN}.$$

n : Nombre des torons à l'about.

$$\text{Une réduction de } 13.46 \% \Rightarrow \Delta P_0 = 2.2385 \times \frac{13.46\%}{100} = 0.3130 \text{ MN}.$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.33 \text{ MN}.$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 2.10 \text{ MN}.$$

- À vide :

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_m \cdot V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{2.33}{0.55269} + \frac{2.33 \times (-0.5096) \times 0.6919}{0.158440377} + \frac{1.5525 \times 0.6919}{0.158440377} = 5.81 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 5.81 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -4.05 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} - \frac{P_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_m \cdot V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{2.33}{0.55269} - \frac{2.33 \times (-0.5096) \times 0.8081}{0.158440377} - \frac{1.5525 \times 0.8081}{0.158440377} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_i = 2.37 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{ci}} = 17.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- En service :

$$\sigma_s = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{2.10}{0.85519} + \frac{2.10 \times (-0.7987) \times 0.6528}{0.290395194} + \frac{2.8849 \times 0.6528}{0.290395194} = 5.18 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 5.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{B} - \frac{P_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M_M \cdot V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{2.10}{0.85519} - \frac{2.10 \times (-0.7987) \times 1.0972}{0.290395194} - \frac{2.8849 \times 1.0972}{0.290395194} = -2.10 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_i = -2.10 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{ti}} = -2.7 \Rightarrow \text{C.V}$$

VIII .4.2. Vérification des contraintes tangentielles:

VIII .5.1.À vide :

La contrainte tangentielle ou de cisaillement τ :

$$\tau(x) = \frac{V_{\text{réd}}}{b_n \times Z} \quad \text{où : } V_{\text{réd}} = V - P \cdot \sin \alpha \quad (\alpha = 0, \text{ parce que le tracé est rectiligne})$$

Z: Le bras de levier prend la valeur approchée : $Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \cdot h$

$$\rho : \text{Rendement de la section : } \rho = \frac{I}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{15844037.7}{5526,9 \times 80.81 \times 69.19} = 0.5127.$$

$$\Rightarrow Z = \left(\frac{1+0.5127}{2}\right) \times 1.50 = 1.1345 \text{ m}$$

b_n : Largeur brute dans le cas de prétention : $b_n = b_0 = 0.15 \text{ m}$.

Les efforts tranchant du au poids propre de la poutre seule :

$$V_g(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x \Rightarrow V_g(0) = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{1.38 \times 1.38}{2} = 20.7 \text{ t}$$

La contrainte normale de compression au centre de gravité du béton : $\sigma_x = \frac{P_x}{A_{\text{nette}}}$

$$A_{\text{nette}} = A_{\text{totale}} - A_{\text{trous}} = 3270 - 19 \times \left[\pi \times \left(\frac{1.5}{2} \right)^2 \right] = 5493.34 \text{ cm}^2.$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.71 \text{ MN.} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2.71}{0.549334} = 4.93 \text{ MPa.}$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 2.45 \text{ MN.} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{2.45}{0.549334} = 4.45 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement doit être vérifiée : $\tau \leq \text{Min}(\overline{\tau}_1, \overline{\tau}_2)$

Avec :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_{x1} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj} \left[(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x1} + \sigma_t)) \right] \\ \tau^2 - \sigma_{x2} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{cj} - \sigma_{x2} - \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x2} + \sigma_t) \right] \end{cases}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{b_n \cdot S_t} \sin \alpha = 0. (\alpha = 0)$$

Les contraintes admissibles de cisaillement :

$$\bullet \overline{\tau}_{11}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(4.93 + 0)) \right] = 6.4656 \Rightarrow \overline{\tau}_{11} = 2.5427 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_{12}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(4.45 + 0)) \right] = 6.12 \Rightarrow \overline{\tau}_{12} = 2.4738 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_1 \leq \text{Min}(\overline{\tau}_{11}, \overline{\tau}_{12}) = \overline{\tau}_{12} = 2.4738 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \overline{\tau}_{21}^2 = 2 \times \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 4.93 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3}(4.93 + 0) \right] = 14.8431 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_{21} = 3.8526 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_{22}^2 = 2 \times \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 4.45 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3}(4.45 + 0) \right] = 14.4694 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_{22} = 3.8038 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_2 \leq \text{Min}(\overline{\tau}_{21}, \overline{\tau}_{22}) = \overline{\tau}_{22} = 3.8038 \text{ MPa.}$$

$$\tau(x) = \frac{V_g}{b_n \times Z} = \frac{20.7}{0.15 \times 1.1345} = 121.63 \text{ t/m}^2 = 1.2163 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau = 1.2163 \text{ MPa} < \tau_1 = 2.473 \text{ MPa} & \text{-----} & \text{C. V} \\ \tau = 1.2163 \text{ MPa} < \tau_2 = 3.8026 \text{ MPa} & \text{-----} & \text{C. V} \end{cases}$$

VIII .5.2. En charge :

La contrainte tangentielle ou de cisaillement: $\tau(x) = \frac{V_{\text{réd}}}{b_n \times Z}$

L'effort tranchant du au poids propre de la poutre seule :

$$V_g(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x \Rightarrow V_g(0) = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{1.38 \times 30}{2} = 20.7 \text{ t.}$$

L'effort tranchant dû au surcharge D_{240} :

$$V_q(x) = \frac{q \cdot l}{2} - q \cdot x \Rightarrow V_q(0) = \frac{q_{D_{240}} \cdot l}{2} = \frac{12.90 \times 30}{2} = 19.35 \text{ t.}$$

$$\text{À l'ELS : } V_{\text{réd}} = V_g + V_q - P \cdot \sin \alpha = 20.7 + 19.35 - 0 = 40.05 \text{ t.}$$

$$\text{À l'ELU : } V_{\text{réd}} = 1.35V_g + 1.5V_q - P \cdot \sin \alpha = (1.35 \times 20.7) + (1.5 \times 19.35) - 0 \\ = 56.97 \text{ t.}$$

$$\rho = \frac{I}{B \cdot V \cdot V'} = \frac{29039519.4}{8551.9 \times 109.72 \times 65.28} = 0.4740$$

$$\Rightarrow Z = \left(\frac{1+\rho}{2} \right) \cdot h = \left(\frac{1+0.4740}{2} \right) \cdot 1.75 = 1.2897 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 = 0.15 \text{ m.}$$

La contrainte normale de compression au centre de gravité du béton : $\sigma_x = \frac{P_x}{A_{\text{nette}}}$

$$A_{\text{nette}} = A_{\text{totale}} - A_{\text{trous}} = 8551.9 - 19 \times \left[\pi \times \left(\frac{1.5}{2} \right)^2 \right] = 8518.34 \text{ cm}^2.$$

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P_0 = 2.71 \text{ MN.} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2.71}{0.8518} = 3.1814 \text{ MPa.}$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 2.45 \text{ MN.} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{2.45}{0.8518} = 2.8762 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement doit être vérifiée : $\tau \leq \text{Min}(\overline{\tau}_1, \overline{\tau}_2)$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_{x1} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj} \left[(f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x1} + \sigma_t)) \right] \\ \tau^2 - \sigma_{x2} \cdot \sigma_t \leq \overline{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{cj} - \sigma_{x2} - \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_{x2} + \sigma_t) \right] \end{array} \right.$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{b_n \cdot s_t} \sin \alpha = 0. (\alpha = 0)$$

Les contraintes admissibles de cisaillement :

$$\bullet \overline{\tau}_{11}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(3.181 + 0)) \right] = 5.2066 \Rightarrow \overline{\tau}_{11} = 2.2817 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_{12}^2 = 0.4 \times 2.7 \left[(2.7 + \frac{2}{3}(2.876 + 0)) \right] = 4.9868 \Rightarrow \overline{\tau}_{12} = 2.2331 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_1 \leq \text{Min}(\overline{\tau}_{11}, \overline{\tau}_{12}) = \overline{\tau}_{12} = 2.233 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \overline{\tau}_{21}^2 = 2 \times \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 3.181 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3}(3.181 + 0) \right] = 13.253 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_{21} = 3.640 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{22}}^2 = 2 \times \frac{2.7}{35} [0.6 \times 35 - 2.876 - 0] \left[2.7 + \frac{2}{3} (2.876 + 0) \right] = 12.91 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_{22}} = 3.593 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_2 \leq \text{Min}(\overline{\tau_{21}}, \overline{\tau_{22}}) = \overline{\tau_{22}} = 3.593 \text{ MPa.}$$

$$\underline{\text{À l'ELS}} : \tau(x) = \frac{V_{réd}}{b_n \times Z} = \frac{40.05}{0.15 \times 1.2897} = 207.02 \text{ t/m}^2 = 2.0702 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau = 2.0702 \text{ MPa} < \tau_1 = 2.233 \text{ MPa} & \text{----- C.V} \\ \tau = 2.0702 \text{ MPa} < \tau_2 = 3.593 \text{ MPa} & \text{----- C.V} \end{cases}$$

$$\underline{\text{À l'ELU}} : \tau(x) = \frac{V_{réd}}{b_n \times Z} = \frac{56.97}{0.15 \times 1.2897} = 294.48 \text{ t/m}^2 = 2.9448 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau = 2.9448 \text{ MPa} < \tau_1 = 2.233 \text{ MPa} & \text{----- C.V} \\ \tau = 2.9448 \text{ MPa} < \tau_2 = 3.593 \text{ MPa} & \text{----- C.V} \end{cases}$$

Conclusion :

La poutre de 30.00 m en béton précontraint préfabriquée selon le procédé pré-tension en fonction de son coffrage et son câblage (aciers actifs) a été vérifiée pour les différentes phases de construction en respectant le règlement BPEL et le fascicule 61 pour les différents cas de surcharges (la surcharge la plus défavorable).

VIII .5. Détermination des armatures passives:

VIII .5.1. Armatures de peau :

• Longitudinalement :

Leur rôle est de répartir les effets des retraits différentiels et des variations de température disposées elles sont logées dans la zone périphérique des pièces :

$$A_s = \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{de parement} \\ 0.1 \% \text{ de la section de béton} \end{cases} \text{ . Selon BPEL 91-99 (article 6.1.31)}$$

$$\begin{cases} 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ 5526.9 \times \frac{1}{1000} = 5.53 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit : 5 HA12 (5.65 cm²)

Pour leur espacement : Généralement on prend une armature HA 12 tous les 30 cm (DREUX).

- **Justification des contraintes tangentielles à l'ELU:**

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- Le non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

- **Armatures transversales de peau :**

La section de ces armatures doit être de telles manières à avoir au moins 2 cm^2 d'acier (Soit 2 cadres HA12) / M de parement. Elles sont disposées parallèlement aux sections droites.

- **Minimum d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \cdot \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \text{tg} \beta_u$$

$$\text{Où : } \text{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_t}$$

$$\sigma_p = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_d = 1520 - 186.70 = 1333.3 \text{ MPa. (Pertes de 12.28 \%)}$$

$$P_i = \sigma_p \cdot n \cdot A_p = 1333.3 \times 19 \times 140 \cdot 10^{-6} = 3.546 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = 3.546 / 0.85519 = 4.147 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \tau_{réd} = 2.9448 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \text{tg} 2\beta_u = \frac{2 \times 2.9448}{4.147 - 0} = 1.42 \Rightarrow \beta_u = 27.42^\circ < 30^\circ, \text{ limité à } 30^\circ; \text{ on prend } \beta_u = 30^\circ$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$ Pour les combinaisons fondamentales.

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.15 \times 1.15}{400} \cdot \left(2.9448 - \frac{2.7}{3} \right) \cdot \text{tg} 30 = 5.09 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} = 5.09 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$S_t \leq \min[0.8h, 3b_0, 1\text{m}] = 3b_0 = 3 \times 0.15 = 0.45 \text{ m.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5.09 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow A_t \geq 5.09 \times S_t = 5.09 \times 0.45 = 2.29 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 2\text{HA12} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

VIII .5.2. Justification des armatures transversales dans la zone d'appui :

- **La non rupture des armatures transversales :**

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot \gamma_s} \cotg \beta_u$$

$$\bar{\tau} = \frac{3.08 \times 10^{-4} \times 400}{0.45 \times 0.15 \times 1.15} \cotg 30^\circ = 2.7501 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 2.9448 \text{ MPa} \geq \bar{\tau} = 2.7501 \text{ MPa} \quad \text{----- Condition non vérifié}$$

On doit augmenter le ferrailage passif, on prend : $A_t = 3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = \frac{4.62 \times 10^{-4} \times 400}{0.45 \times 0.15 \times 1.15} \cotg 30^\circ = 3.025 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 2.9448 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.025 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

- **Justification des bielles de béton :**

On doit vérifier que : $\tau_{u \text{ réd}} \leq \frac{0.85 \times f_{cj}}{3 \times \gamma_b} \sin 2\beta_u$

$$\tau_{u \text{ réd}} = 2.9448 \text{ MPa} \leq \frac{0.85 \times 35}{3 \times 1.5} \sin 2 \times 30 = 5.72 \text{ MPa} \quad \text{----- Condition vérifiée.}$$

- **Zone de surface :**

On doit disposer un ferrailage de surface A_s tel que :

$$A_s = \frac{P_{j0}}{\sigma_{s \text{ lim}}} ; \text{ Avec } P_{j0} = \max (0,04 \times n \times P_0; 0,1 \times n' \times P_0)$$

$$P_0 = 0.2128 \text{ MN}$$

P_0 : Effort a ancre pour une armature

n : Nombre des torons actifs en zone d'about

n' : Nombre des torons actifs par lit

$$P_{j0} = \max (0.04 \times 14 \times 0.2128; 0.1 \times 5 \times 0.2128)$$

$$= 0.12 \text{ MN.}$$

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} \times f_e = 266.67 \text{ MPa.}$$

- Plan vertical:

$$A_s = \frac{0.12 \times 10^6}{266.67} = 450 \text{ mm}^2 = 4.50 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $4\text{HA } 12 = A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

- Plan horizontal:

$$A_s = \frac{2 \times 0.12 \times 10^6}{266.67} = 899.98 \text{ mm}^2 = 8.99 \text{ cm}^2.$$

Soit $8 \text{ HA } 12 = A_s = 9.05 \text{ cm}^2$

A decorative border in a light green color, shaped like a scroll with curled ends on the left and right sides, framing the text.

ChapitreIX : Etude de l'hourdis

IX. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

Considérant que notre tablier est Dépouillé d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, en assurant deux (2) fonctions :

- L'entretoisement.
- La transmission des charges aux poutres.

IX. 1. Étude de la flexion localisée :

Considérons la dalle travaillant dans les deux sens (suivant x et y). et reposant sur deux cotés, On détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charge.

Pour les surcharges Bc.Bt.Br.Mc.120.A(L) et D240 On utilise les abaques de "Pigeaud".

Pour le calcul des moments, dus aux surcharges les abaques nous donnent directement les moments en fonction D'E.A.B

La dalle a une épaisseur de 25 cm recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm.

Cette dalle repose sur les poutres d'entraxe 1,21 m.



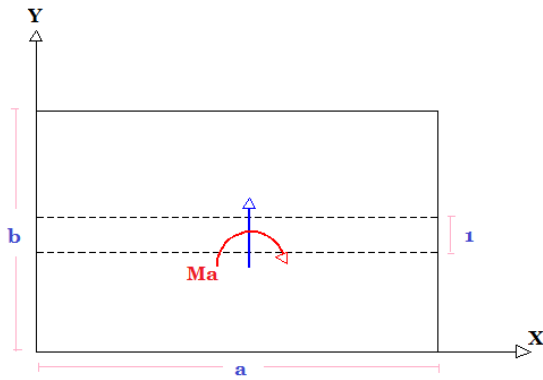
Figure 9.1 coupe transversale l'hourdi

IX. 2. Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

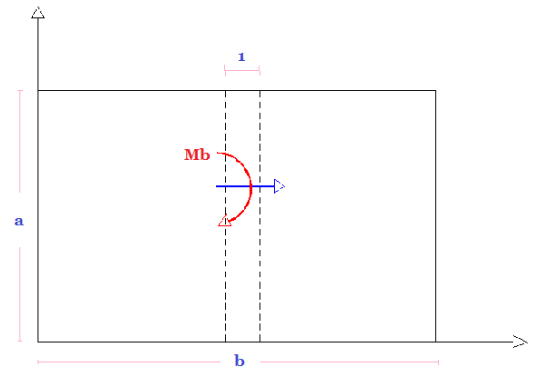
Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal »

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal »



Transversal



Longitudinal

La hauteur de répartition est donnée par :

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

$$E = \frac{3}{4} 8 + \frac{1}{2} 25 = 18.5 \text{ cm.}$$

a : La petite portée lx

b : La grande portée ly.

$$lx = a = 1.21 \text{ m.}$$

$$ly = b = 30 \text{ m.}$$

IX. 2.1. Moment due à la charge permanente :

Poids propre de l'hourdis :

$$0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2.$$

Poids propre de revêtement :

$$0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Poide total} = p \times l_x \times l_y = (0.635 + 0.176) \times 1.21 \times 30 = 29.07 \text{ t.}$$

IX. 2.2.1. Moment due au poids propre :

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de Pigeaud donnant les moments M_1 et M_2 en fonction de :

$$\rho = a / b \quad a < b.$$

$$\rho' = b / a \quad a < b.$$

M_1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée

$$l_x = a$$

M_2 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée

$$l_y = b$$

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de la dalle seront donc :

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2)P$$

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1)P$$

γ : Coefficient de poisson égal à 0.15 pour le béton armé.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.21}{30} = 0.040 < 0.4.$$

Donc le panneau travail dans un sens (celui de la portée).

IX. 2.2.2. Moment longitudinal M_b :

$$\rho = 0.024$$

$$\rho' = 24.79 \quad \rho' = 3 \quad (\text{la valeur de } \rho' \text{ est limité à } 3).$$

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1)P = (0.003 + 0.15 \times 0.005)29.07 = 0.109 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{En travée : } M_b = 0.8 M_b = 0.087 \text{ t.m/ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M_b = -0.5 M_b = -0.055 \text{ "t. m " /ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.005 \\ M_2 = 0.003 \end{array} \right.$$

IX. 2.2.3. Moment transversal M_a :

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2)P = (0.005 + 0.15 \times 0.003)29.07 = 0.158 \text{ "t. m" /ml.}$$

$$\text{En travée : } M_a = 0.8 M_a = 0.126 \text{ t. m /ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M_a = -0.5 M_a = -0.079 \text{ t. m /ml.}$$

IX. 2.2. Moment due à la surcharge $A(l)$:

$$A(L) = 1,087 \text{ t / m}^2.$$

$$A(l)_{\max} = 1.087 \times 30 \times 1.21 = 39.45 \text{ t.}$$

$$\rho = 0.040 \quad M_1 = 0.005.$$

$$\rho' = 24.79 \quad M_2 = 0.003.$$

IX. 2.2.1. Moment longitudinal M_b :

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1)P = (0.003 + 0.15 \times 0.005)39.45 = 0.147 \text{ "t. m" /ml.}$$

$$\text{En travée : } M_{br} = 0.8 M_b = 0.118 \text{ "t. m" /ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M'_{br} = -0.5 M_b = -0.0734 \text{ "t. m" /ml.}$$

IX. 2.2.2. Moment transversal M_a :

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2)P = (0.005 + 0.15 \times 0.003)39.45 = 0.215 \text{ "t. m" /ml.}$$

$$\text{En travée : } M_{ar} = 0.8 M_a = 0.172 \text{ t. m/ml.}$$

$$\text{Sur appui : } M'_{ar} = -0.5 M_a = -0.107 \text{ t. m/ml.}$$

IX. 2.3. Moment due à la surcharge B_c :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

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

Avec :

$L = \min [\text{sup (entre axes des poutres de rive, largeur roulable), portée de la travée}]$

$$L = \min [\text{sup (12.1; 12.5), 30}] = 12.5 \text{ m.}$$

$$\text{Impact: } 0,25 \times 0,25$$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de coté $L = 12.5$ m.

$$\text{Poids propre de l'hourdis : } 0,25 \times 12.5^2 \times 2,5 = 97.65 \text{ t.}$$

$$\text{Poids propre de revêtement : } 0,08 \times 12.5^2 \times 2,2 = 27.5 \text{ t.}$$

$$\text{Poids propre de la superstructure : } (0.95 + 0.4) \times 12.5 = 16.875 \text{ t.}$$

$$\text{Poids total: } G = 142.025 \text{ t.}$$

$$\text{Surcharge maximal: } S = 2 \times 30 = 60 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 12.5} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{142.025}{60 \times 1.2}} = 1.181 .$$

IX. 2.3.1. Moment longitudinal M_b :

Les abaques de THENOZ donnent les moments pour des valeurs de $a \geq 2$ m et nous avons dans notre cas $a = 1.21$ qui ne figure pas dans les abaques on prend $a = 2$ m.

$$b = \text{infini (30m)}, a = 2 \text{ m, } E = 0.185$$

$$\text{D'après l'abaque N°25 } M_b = 1.180 \text{ "t. m" /ml}$$

Le moment majoré est :

$$M_b = M_b \times \delta$$

$$M_b = 1.180 \times 1.181 = 1.393 \text{ "t. m" /ml}$$

IX. 2.3.2. Moment transversal M_a :

$$b = \text{infini (30m)}, a = 2\text{m}, E = 0.185$$

$$\text{D'après l'abaque N°9 : } M_a = 2.46 \text{ "t. m" /ml}$$

$$M_a = 2.46 \times 1.181 = 2.905 \text{ "t. m" /ml}$$

IX. 2.4. Surcharge Br :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1.124.$$

IX. 2.4.1. Moment longitudinal M_b :

$$b = \text{infini (30 m)}, a = 2\text{m}, E = 0.185$$

$$\text{D'après l'abaque N°20 : } M_b = 0.260 \text{ t. m/ml.}$$

$$M_b = 0.260 \times 1.124 = 0.292 \text{ t. m/ml.}$$

IX. 2.4.2. Moment transversal M_a :

$$b = \text{infini (30m)}, a = 2\text{m}, E = 0.185$$

$$\text{D'après l'abaque N° 30 : } M_a = 1.60 \text{ t. m/ml.}$$

$$M_a = 1.60 \times 1.124 = 1.798 \text{ t. m/ml.}$$

IX. 2.5. Surcharge Bt :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1.154$$

IX. 2.5.1. Moment longitudinal M_b :

$$b = \text{infini (30m)} \quad a = 2\text{m} \quad E = 0.185$$

$$\text{D'après l'abaque N°15 : } M_b = 1.05 \text{ t. m/ml.}$$

$$M_b = 1.05 \times 1.154 = 1.211 \text{ t. m/ml.}$$

IX. 2.5.2. Moment transversal M_a :

$b = \text{infini (30m)}$ $a = 2\text{m}$ $E = 0.185$

D'après l'abaque N°10 : $M_a = 0.290 \text{ t. m/ml}$

$M_a = 0.290 \times 1.154 = 0.335 \text{ t. m/ml}$

IX. 2.6. Surcharge Mc120 :

Calculons le coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1.211 .$$

IX. 2.6.1. Moment longitudinal Mb:

Le moment longitudinal est néant.

IX. 2.6.2. Moment transversal Ma :

$b = \text{infini (30m)}$ $a = 2\text{m}$ $E = 0.185$

D'après l'abaque N° 35 : $M_a = 2.380 \text{ t. m/ml}$.

$M_a = 2.380 \times 1.211 = 2.883 \text{ t. m/ml}$.

IX. 2.7. Surcharge du Convoie D240 :

On utilise les abaques de Pigeaud pour la surcharge uniformément répartie sur un rectangle concentrique $U \times V$ au milieu de la dalle :

$$U = a + 2 E = 1.21 + 2 \times 0.185 = 1.58 \text{ m.}$$

$$V = b' + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m.}$$

$$U / a = 1.30 \quad V / a = 15.67 \quad V / b = 0.632.$$

IX. 2.7.1. Moment transversal Ma :

$$M_a = (M_1 + 0.15 M_2) \times P$$

M_1 et M_2 étant les moments unitaires pour une charge concentrée $P = 1$ s'exerçant sur la surface réduite $U \times V$, on utilise les tables de Pigeaud pour avoir M_1 et M_2

On a : $\rho = 0.040$ donc on utilise les valeurs de $\rho = 0$.

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.04 \quad M_2 = 0.005$$

$$P = (240 \times 1.21) / 3.2 = 90.75 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2) \times P = (0.04 + 0.15 \times 0.005) \times 90.75 = 3.698 \text{ m/ml.}$$

IX. 2.7.2. Moment longitudinal Mb:

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1) \times P = (0.005 + 0.15 \times 0.04) \times 90.75 = 0.998 \text{ m/ml.}$$

IX. 3. Étude de l'effort tranchant :**IX. 3.1. Poids propre :**

$$P = 30 \times 1.21 \times (2.5 \times 0.25 + 2.2 \times 0.08) = 29.07 \text{ t.}$$

Effort tranchant par unité de longueur est donc :

- au milieu du petit coté :

$$T_a = \frac{P}{3b} = 0.323 \text{ t/ml.}$$

- au milieu du grand coté :

$$T_b = \frac{P}{2b+a} = 0.474 \text{ t/ml.}$$

IX. 3.2. Surcharge AL :

$$A(L) = 1,049 \text{ t/m}^2$$

$$P = A(L) \times L \times a = 1.087 \times 30 \times 1.21 = 39.45 \text{ t.}$$

$$T_a = \frac{P}{3b} = 0.438 \text{ t/ml.}$$

$$T_b = \frac{P}{2b+a} = 0.664 \text{ t/ml.}$$

IX. 3.2. Système Bc

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 0.75 + 2 \times 0.185 = 1.12 \text{ m.} \\ V = 1.75 + 2 \times 0.185 = 2.12 \text{ m.} \end{array} \right.$$

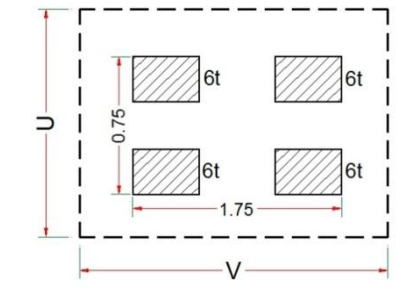
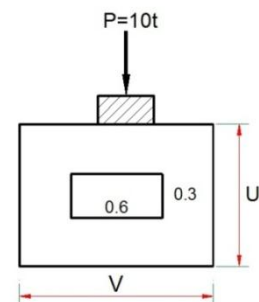


Figure 9.2 5: système Bc



$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{24}{3 \times 2.12} = 3.774 \text{ t} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{24}{2 \times 2.07 + 1.12} = 4.477 \text{ t} \end{cases}$$

Figure 9.3 système

Br

IX. 3.4. Système Br :

La charge total= 10t

$$\begin{cases} U = 0.3 + 2 \times 0.185 = 0.67 \text{ m.} \\ V = 0.6 + 2 \times 0.185 = 0.97 \text{ m.} \end{cases} U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{10}{3 \times 0.97} = 3.44 \text{ t} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{10}{2 \times 0.97 + 0.67} = 3.84 \text{ t} \end{cases}$$

IX. 3.5. Système Bt :

Tandem de deux essieux de 16 t, chaque roue pèse 8 t

La surface d'impacte d'une roue est rectangulaire « a. b »

$$\begin{cases} a = 0,25 \\ b = 0,60 \end{cases}$$

$$V = b + 2E = 0.6 + 2 \times 0.185 = 0.97 \text{ m.}$$

$$U = a + 2E = 0.25 + 2 \times 0.185 = 0.62 \text{ m}$$

$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{16}{3 \times 0.97} = 5.498 \text{ t} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{16}{2 \times 0.97 + 0.62} = 6.25 \text{ t} \end{cases}$$

IX. 3.6. Système Mc120 :

$$\begin{cases} U = 1 + 2 \times 0.185 = 1.37 \text{ m.} \\ V = 6.1 + 2 \times 0.185 = 6.47 \text{ m} \end{cases}$$

$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{55}{3 \times 6.47} = 2,83 \text{ t} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{55}{2 \times 6.47 + 1.37} = 3,84 \text{ t} \end{cases}$$

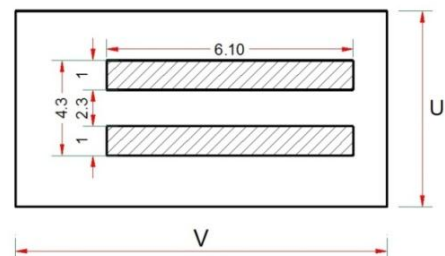
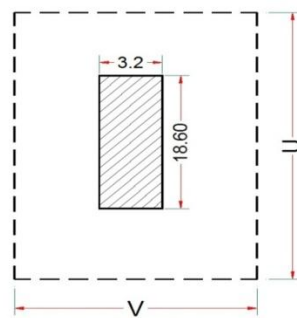


Figure 9.4 SY système Mc120

IX. 3.7. Système D 240 :

$$\left\{ \begin{array}{l} U=18.6+2\times 0.185= 18.97\text{m.} \\ V=3.2+2\times 0.185= 3.57\text{m.} \end{array} \right.$$

$$U > V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{2U+V} = \frac{90.75}{2\times 18.97+3.57} = 2.186\text{t/ml} \\ T_V = \frac{P}{3U} = \frac{90.75}{3\times 18.97} = 1.594\text{t/ml} \end{cases}$$

**Figure 9.5** Convoi D₂₄₀

IX. 4 .calcul des moments :

IX. 4.1 Moment fléchissant à L'E.L.U :

Surcharge	Moment		σ	σMq	M_T
1.35G+1.6A(l)	Ma	0.215	1.00	0.215	0.56
	Mb	0.147		0.147	0.38
1.35G+1.6Br	Ma	1.798	1.05	1.888	3.23
	Mb	0.292		0.3066	0.64
1.35G+1.6Bt	Ma	0.335	1.068	0.357	0.78
	Mb	1.211		1.293	2.22
1.35G+1.6Bc	Ma	2.905	1.080	3.137	5.23
	Mb	1.393		1.505	2.55
1.35(G+Mc120)	Ma	2.883	1.076	3.102	4.40
	Mb	0		0	1.15
1.35 (G+D240)	Ma	3.698	1.00	3.698	5.21
	Mb	0.998		0.998	1.49

Tab.9.1 combinaison des moments a l'E.L.U

IX. 4.2 Moment fléchissant à L'E.L.S :

Surcharge	Moment		σ	σMq	M_T
G+1.2A(l)	Ma	0.215	1.00	0.215	0.42
	Mb	0.147		0.147	0.29
G+1.2Br	Ma	1.798	1.05	1.888	2.42
	Mb	0.292		0.3066	0.48
G+1.2Bt	Ma	0.335	1.068	0.357	0.59
	Mb	1.211		1.293	1.66
G+1.2Bc	Ma	2.905	1.080	3.137	3.92
	Mb	1.393		1.505	1.92
G+Mc120	Ma	2.883	1.076	3.102	3.26
	Mb	0		0	0.11
G+D240	Ma	3.698	1.00	3.698	3.86
	Mb	0.998		0.998	1.11

Tab.9.2 combinaison des moments a l'E.L.S

IX. 5. Effort tranchant :**IX. 5.1 Les efforts tranchant à E.L.U :**

Surcharge	Moment		σ	σTq	T_T
1.35G+1.6A(l)	Tx	1.12	1.00	1.12	2,1970
	Ty	2.12		2.12	4,0319
1.35G+1.6Br	Tx	3.44	1.05	3.715	6,3490
	Ty	3.84		4.147	7,2751
1.35G+1.6Bt	Tx	5.498	1.068	5.970	9,9570
	Ty	6.25		6.787	11,4991
1.35G+1.6Bc	Tx	3.744	1.080	4.140	7,0290
	Ty	4.477		4.951	8,5615
1.35(G+Mc120)	Tx	2.83	1.076	3.113	5,3858
	Ty	3.84		4.224	7,3983
1.35 (G+D240)	Tx	2.186	1.00	2.186	3,9026
	Ty	1.594		1.594	3,1903

Tab.9.3 combinaison effort tranchant a l'E.L.U**IX. 5.1 Les efforts tranchant à E.L.S:**

Surcharge	Moment		σ	σTq	T_T
1.35G+1.6A(l)	Tx	1.12	1.00	1.12	1,6440
	Ty	2.12		2.12	3,0180
1.35G+1.6Br	Tx	3.44	1.05	3.715	4,7580
	Ty	3.84		4.147	5,4504
1.35G+1.6Bt	Tx	5.498	1.068	5.970	7,4640
	Ty	6.25		6.787	8,6184
1.35G+1.6Bc	Tx	3.744	1.080	4.140	5,2680
	Ty	4.477		4.951	6,4152
1.35(G+Mc120)	Tx	2.83	1.076	3.113	4,0356
	Ty	3.84		4.224	5,5428
1.35 (G+D240)	Tx	2.186	1.00	2.186	2,9232
	Ty	1.594		1.594	2,3868

Tab.9.4 combinaison effort tranchant a l'E.L.S

IX. 6. Récapitulation des moments à prendre en compte pour calculer l'hourdis

IX. 6.1 Moments transversaux M_a :

	Mmax ELU (T.m)	Mmax ELS (T.m)	Moment ELU (T. m)	Moment ELS (T. m)
Moment sur appuis 0,5 Mmax	5.23	3.92	2.62	1.96
Moment sur travée 0,8 Mmax			4.18	3,13

IX. 6.2 Moments longitudinaux M_b :

	Mmax ELU (T.m)	Mmax ELS (T. m)	Moment ELU (T. m)	Moment ELS (T. m)
Moment sur appuis 0,5 Mmax	2.55	1.92	1.28	0.96
Moment sur travée 0,8 Mmax			2.04	1.54

IX. 7. ferrailage de la dalle :

IX. 7 .1 transversalement :

H = 25 cm, d = 0,9h = 22.5 cm, b = 100 cm

a. En travée :

- E. L .U :

$M_U = 4.18 \text{ t. m/ml}$

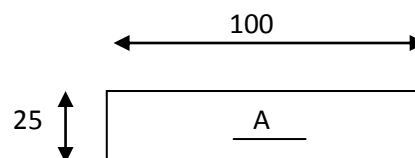
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{4.18}{1 \times 0.225^2 \times 14.16} = 0.058$$

$\mu < 0.392$ (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}}{0.8} = 0.074.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$



$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.18}{0.99 \times 0.225 \times 348} \times 10^2 = 5.39 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S :**

$$M_{S.max} = 3.13 \text{ m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{S.max}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}}, \text{ comme les fissurations sont préjudiciables, on a :}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \mu_s = 0.0030 \rightarrow \beta_1 = 0.98$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.22 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S.max}}{z_1 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 7.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On choisit } 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

- **On vérifie la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \left(0.23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}\right) b \times d \quad ; \quad f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{min} \geq 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_{ser} = 8.04 \text{ cm}^2$$

- **vérification des contraintes :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = 1.20 \text{ cm}$$

$$E = 2D \cdot d = 54$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.24$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 [A (d - y_1)^2] = 39984.16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{S.max}}{I} = 0.782$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 4.88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$ Donc la condition est vérifiée

- **Acier:**

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1) = 192.72 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 190.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Espacement max :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (75, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$e = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ (C.V)}$$

b. En appuis:

- **E.L.U:**

$$M_U = 2.62 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = 14.6 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{2.62}{1 \times 0.225^2 \times 14.2} = 0.036$$

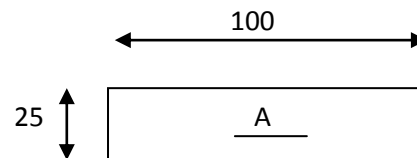
$\mu < 0.392$ (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}}{0.8} = 0.045.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{SU} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.62}{0.98 \times 0.225 \times 348} \times 10^2 = 3.41 \text{ cm}^2$$



- **E.L.S:**

$$\mu_s = \frac{M_{S,max}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$M_{S,max} = 1.96t.m/ml \rightarrow \mu_s = 0.0019 \rightarrow \beta_1 = 0.99 \rightarrow z_1 = 0.22$$

$$D'où : A_{ser} = 4.41cm^2/ml$$

$$\text{On chois } 5HA12 = 5.65 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq (0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}) b \times d \quad ; \quad Ftj=0,6+0,06 f_{c28}=2,1$$

$$A_{min} \geq 2,72 cm^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_{su}) = 5.65 cm^2$$

- **vérification des contraintes :**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = 0.848 cm$$

$$E = 2D \cdot d = 38.16$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 5.39$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 [A (d - y_1)^2] = 30030.43 cm^4$$

$$K = \frac{M_{S,max}}{I} = 0.667$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 3.595 MPa < 15 MPa$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{cj} = 15 MPa \quad ; \quad \sigma_{bc} < \sigma_b \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

- **Acier:**

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1) = 170.92 MPa$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} 400 ; 110(1.6 \cdot 2.1)^{1/2}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 171.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifié

- **Espacement max :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(75, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ (C.V)}$$

IX. 7.2 Longitudinalement :

a. En travée :

- **E.L.U :**

$$M_{U,max} = 2.04. \text{ m/ml} \rightarrow \mu_u = 0.027 \rightarrow \alpha_u = 0.086 \rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_{su} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **E.L.S :**

$$M_{S,max} = 1.54 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_s = 0.0015 \rightarrow \beta_1 = 0.99 \rightarrow z_1 = 0.215$$

$$\text{D'où : } A_{ser} = 3.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

b. En appuis:

- **ELU :**

$$M_{U,max} = 1.28 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_u = 0.021 \rightarrow \alpha_u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_{su} = 2.007 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS :**

$$M_{S,max} = 0.96 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_s = 0.00098 \rightarrow \beta_1 = 0.99 \rightarrow z_1 = 0.215$$

$$\text{D'où : } A_{ser} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{su}; A_{ser}) = A_{ser}.$$

IX. 7.3. Ferrailage général de la dalle :

IX. 7.3.1 Les armatures transversales :

Fibre inférieure :

4HA 16 espacée de 25 cm

Fibre supérieure :

5 HA 12 espacée de 20 cm

IX. 7.3.1 Les armatures longitudinales :

Fibre inférieure :

4HA 12 espacée de 25 cm

Fibre supérieure :

3HA 12 espacée de 33.5 cm

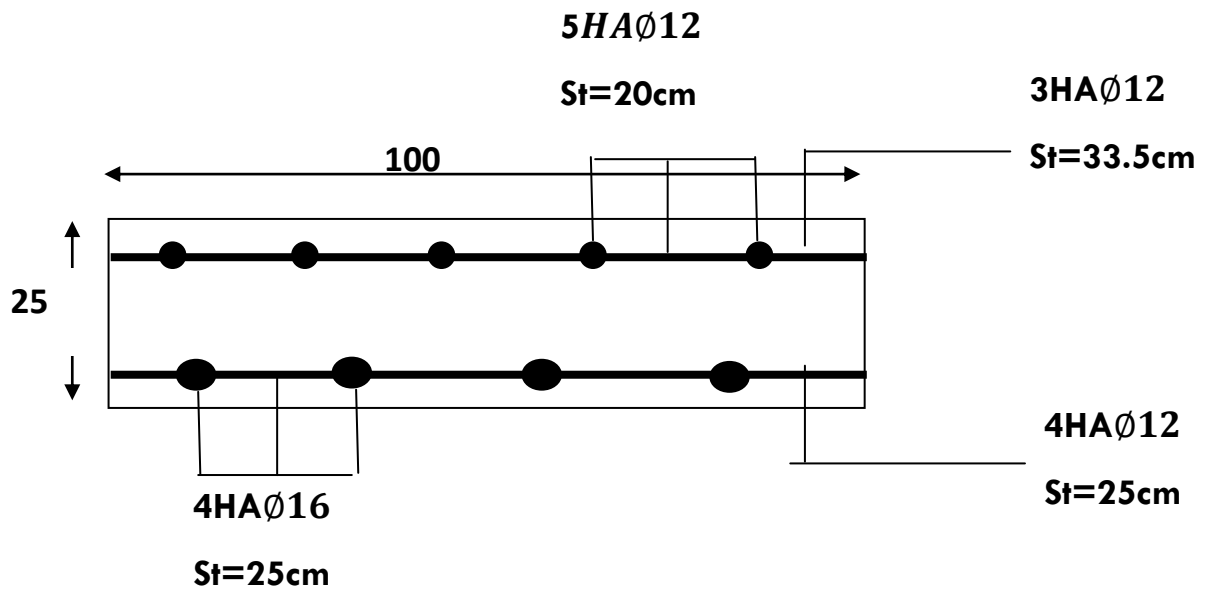


Figure 9.6 Ferrailage général de la dalle

IX. 8. Vérification de la dalle au poinçonnement :

Sous l'action d'une charge localisée considérable appliquée sur un hourdis, il ya lieu de vérifier la résistance de ce dernier au poinçonnement.

Lorsque les charges localisées sont éloignées des bords. On admet qu'aucune armature particulière n'est requise, sous condition de vérifier la formule suivante :

$$Q_u \leq 0,045 u_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

u_c : Le périmètre du contour de l'aire « S » sur laquelle, agit la charge dans le plan moyen.

h_0 : L'épaisseur de la dalle.

Q_u : Est charge de calcul vis-à-vis de l'E.L.U

$$Q_u = 1,6 \cdot p_i \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

- **Sous la roue B_r** : $P=10t$

$$\begin{cases} u = 0,60 \\ v = 0,30 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u' = 0,67 \\ v' = 0,97 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (0,67 + 0,97) = 3,28 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,6 \times 10 \times 10^{-2} = 0,16 \leq 0,045 \times 0,25 \times 3,88 \times \frac{25}{1,5} = 0,609 \dots \dots \dots C.V$$

- **Sous la roue B_c** : $u=25 \text{ cm}$; $v=25 \text{ cm}$; $P=6t$

$$\begin{cases} u' = 1,12 \\ v' = 2,12 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (1,12 + 2,12) = 6,48 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,6 \times 6 \times 10^{-2} = 0,096 \leq 0,045 \times 0,25 \times 6,48 \times \frac{25}{1,5} = 1,215 \dots \dots \dots C.V$$

- **Sous la roue B_t** : $u=60 \text{ cm}$; $v=25 \text{ cm}$; $P=8t$

$$\begin{cases} u' = 0,62 \\ v' = 0,97 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (0,62 + 0,97) = 3,18 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,6 \times 8 \times 10^{-2} = 0,128 \leq 0,045 \times 0,25 \times 3,18 \times \frac{25}{1,5} = 0,5962 \dots \dots \dots C.V$$

IX. 9. Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ est t.q :

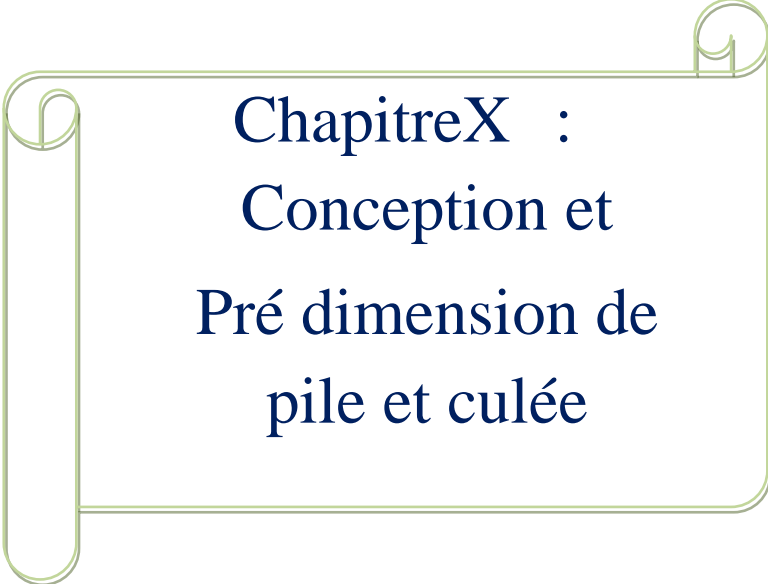
$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_d \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$. Dans ce cas on prend une bande de 1m de largeur et 0.25m d'hauteur (l'épaisseur de la dalle) :

T_{max} : est obtenu d'après la combinaison la plus défavorable :

$$1,35G + 1,6Bt = 11,4991t$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{11,4991 \times 10^4}{1,10^3 \times 250} = 0,4599 \text{ MPa} \leq 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa. CV}$$

D'où pas d'armature d'effort tranchant



Chapitre X :
Conception et
Pré dimension de
pile et culée

X. Introduction :

La définition des appuis d'un ouvrage est un des options fondamentales du projet.

Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble, le choix ne peut se faire que progressivement, ou à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse qui englobe

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

X.1. la culée:

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories

a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux de tablier ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

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

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

X. 1.1. Choix de la morphologie :

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. la raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- **Un sommet d'appuis :** sur lequel repose l'about de tablier. Dans le cas de coulée remblayée, il est intégré au mur de front. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre :

-L'implantation des appareils d'appui

- La mise en place de vérins pour changer ces derniers s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui

-Assurer l'évacuation des eaux au moins en phase de construction du tablier avec une pente minimale de 2%.

- **Un mur de garde-grève :** qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée

- **Un mur en retour** : qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- **La dalle de transition** : elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- **Corbeau arrière** : sur lequel s'appuie la dalle de transition

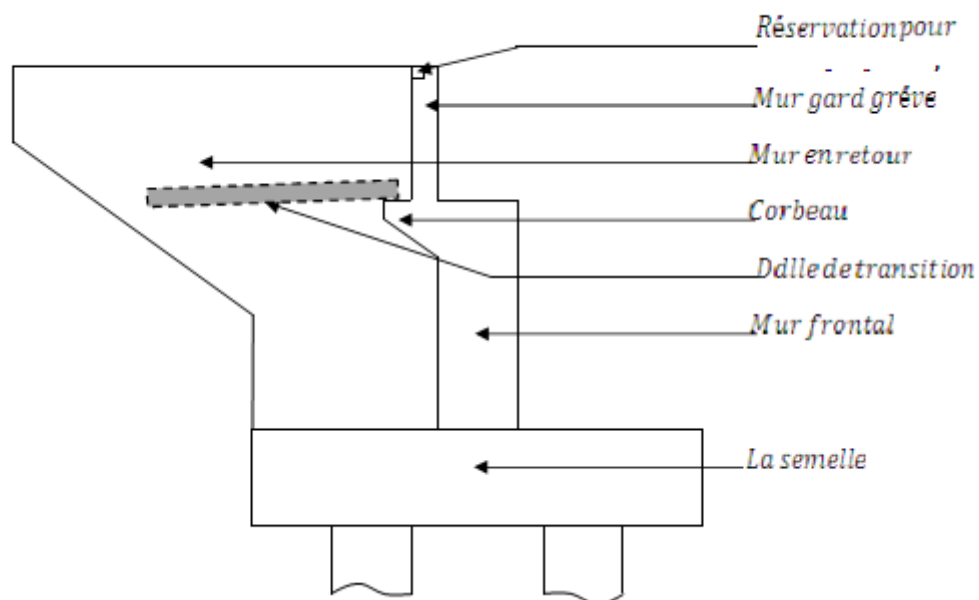


Figure 10.1 Coupe longitudinale de la culée

X. 1.2. Pré dimensionnement de la culée cotée de TIZI OUZEOU :

Le pré dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CALGARO intitulé :

Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »

Pour la culée N° 1 H culée = 10.95m

Pour la culée N° 2 H culée = 11.15 m

X. 1.2.1. Mur de garde grève :

La hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appuis et les dés d'appuis.

- La hauteur du mur de garde grève est : $H = 2.40$ m

Le dossier pilote PP 73 du S.E.T.R.A recommande d'adopter les épaisseurs suivantes :

- L'épaisseur du mur est : $e = \text{Max} (0.30 \text{ m}, h/8) = (0.30 \text{ m}, 0.3012 \text{ m}) e = 0.40\text{m}$

Sa longueur est égale à la largeur du tablier.

- La longueur du mur garde grève est : $L = 13.8$ m

X. 1.2.2. Dalle de transition :

Elle est coulée directement sur un béton de propreté avec une épaisseur $e = 30$ cm

Sa longueur, comprise entre 3,00 m et 6,00 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} \{4\text{m}, 0.60 h\}].$$

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 8.41 m.

Donc $L = 5.05$ m

Sa longueur transversale, elle est égale à la largeur du tablier diminué du double de l'épaisseur du mur en retour, on trouve ainsi la valeur suivante 13.00 m.

Elle est mise en place avec une pente de 5%

X. 1.2.3 Mur frontal :

C'est un élément sur lequel repose du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

- Longueur : est celle du tablier = 13.8 m.

- Epaisseur = 2.00 m.

- Hauteur = 6.00 m

X. 1.2.4. Murs en retour :

Le mur en retour a une épaisseur de $E \geq \frac{L+2}{20}$ Avec :

L : la longueur du mur en retour ($2 \text{ m} \leq L \leq 6 \text{ m}$).

On prend alors : $L = 6$ m et $E \geq 0.40$ soit : $E = 0.40$ m.

Hauteur de 9.15 m celle de la culée

X. 1.2.5. Corbeau : Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition. L'épaisseur courante du corbeau est 30cm et une hauteur de 30cm et sa laisse aura une pente de 0,30 m pour augmenter sa résistance.

X. 1.2.6. La semelle :

On prend :

- L'épaisseur : $E = 2.00$ m

- La largeur : $L_a = 10.40$ m

- La longueur : $L=18.40$ m
- Béton de propriété : $B_p = 0.10$ m

X. 1.3. Stabilité de la culée :

X. 1.3.1. Evaluation Des Efforts Sollicitant La Culée :

Détermination du coefficient de poussée k ad :

Selon: RPOA ver-2008

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. Défaut, la méthode de MONONOBE - OKABE décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v

Telles que : $k_v = 0.3 k_h$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire).

Avec :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot k \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne , $\delta = 0$: Angle de frottement remblai - culée

$\alpha = 0$: Fruit de mur de soutènement , $\beta = 0$: Angle de talus

$$\theta = \arctg\left(\frac{\varepsilon_H^2}{l_1} \pm \varepsilon_v\right)$$

Selon l'RPOA on a :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_v)}$$

Avec :

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

Tab.10.1 Les catégories d'importance des ponts

La catégorie d'importance du notre ouvrage il est classé en groupe (2) (pont important)

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tab.10.2 Coefficient sismique en Algérie

Sismique (IIa) donc l'accélération

$\varepsilon_H = 0.20$ Coefficient sismique horizontale (Kh)

$\varepsilon_V = 0.06$ Coefficient sismique verticale (Kv)

On fait les calculs sur quatre « 3 » cas favorables de séisme correspondant à :

1ère cas : cas normale sans séisme

2ème cas : cas de séisme (horizontal + verticale vers le bas) « kh=0.20 ; kv=0.06 »

3ème cas : cas de séisme (horizontal +verticale vers le haut) « kh=0.20 ; kv= - 0.06 »

Action de séisme	Notation	ε_H	ε_V	k	θ	kad
Condition normale (pas de séisme)	Cas 1	0	0	1	0	0.333
Vertical +horizontal	Cas 2	0.20	0.06	1.048	10.684	0.455
Vertical +horizontal	Cas 3	0.20	- 0.06	0.989	12.011	0.491

Tab.10.3 Tableau des valeurs des paramètres kad et k

La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L. est

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Kad; H^2 \cdot L \text{ (Triangulaire).}$$

La poussée due aux surcharges $\gamma = q = 1,00 \text{ t / m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot Kad \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire)}$$

Détermination des C.D.G des éléments de la culée :

Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \sum (A_i \times XG_i) / A_i$$

$$Y_G = \sum (A_i \times YG_i) / A_i$$

Ai : surface élémentaire.

X_{Gi} , Y_{Gi} : Coordonnées du C.D.G de chaque section

En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du Renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes,

On trouve les coordonnées des CDG des éléments de la culée

X. 1.3.2. Calcul des poids propres et bras de leviers :

Le poids volumique de sol est prise égal à 18 KN/m³.

DESIGNATION	Forme	Nombre	B(m)	H(m)	L(m)	Poids(KN)	Bras levier H(m)	Bras levier V(m)
Mur garde grève	R	1	0.40	2.40	13.8	333.12	4.15	9.2
Corbeau rect	R	1	0.30	0.30	13.8	31.05	4.5	9.6
Corbeau tri	T	1	0.30	0.30	13.8	15.52	4.45	9.35
Mur frontale	R	1	2	6	13.8	4140	3.35	5
Mur en retour	R	2	6	9.15	0.40	1098	7.35	6.575
Semelle	R	1	10.40	2	18.40	9568	5.20	1
Dalle de transition	R	1	5.05	0.30	13	492.375	6.875	9.9
Bloque ante sismique	R	2	1.6	1.75	0.45	63	3.15	8.875
p. t s dalle de transition	R	1	5.05	0.9	13	917.29	6.875	10.35
p. t sur la semelle	R	1	6.05	7.45	13	10546.9	7.375	5.725

Tab.10.4 poids propres et bras de leviers des éléments de culée

X. 1.3.3. Détermination des différents cas de charges :

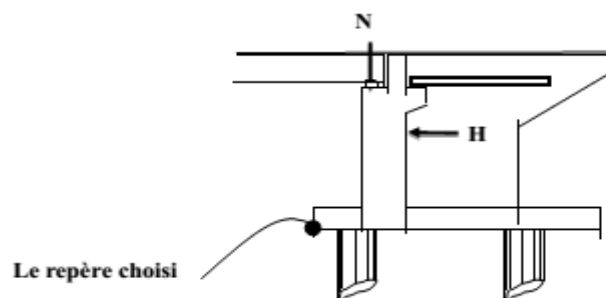


Figure 10. 2 choix de repère

a) Charge permanente :

Désignation	Cas°	P	Efforts Horizontaux $\epsilon_H \cdot P$	Efforts verticaux $(1+\epsilon_V) \cdot P$	Bras de levier $Z_h(m)$	Bras de levier $Z_v(m)$	Moment renversant $F_h \cdot V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v \cdot H$ (t.m)
Mur garde grève	cas1	33,312	0	33,312	4,15	9,2	0	138,244
	cas2		6,662	35,310			61,294	146,539
	cas3		6,662	31,313			61,294	129,950
Corbeau recto	cas1	3,105	0	3,105	4,5	9,6	0	13,972
	cas2		0,621	3,291			5,961	14,810
	cas3		0,621	2,918			5,961	13,134
Corbeau tri	cas1	1,552	0	1,552	4,45	9,35	0	6,906
	cas2		0,3104	1,645			2,9022	7,320
	cas3		0,3104	1,458			2,9022	6,492
Mur en retour	cas1	109,8	0	109,8	7,35	6,575	0	807,03
	cas2		21,96	116,388			144,387	855,451
	cas3		21,96	103,212			144,387	758,608
Mur frontale	cas1	414	0	414	3,35	5	0	1386,9
	cas2		82,8	438,84			414	1470,114
	cas3		82,8	389,16			414	1303,686
Semelle	cas1	956,8	0	956,8	5,2	1	0	4975,36
	cas2		191,36	1014,208			191,36	5273,881
	cas3		191,36	899,392			191,36	4676,838
Dalle de transition	cas1	49,237	0	49,237	6,875	9,9	0	338,507
	cas2		9,849	52,191			97,490	358,818
	cas3		9,849	46,283			97,490	318,197
Bloque ante sismique	cas1	6,3	0	6,3	3,15	8,875	0	19,845
	cas2		1,26	6,678			11,182	21,035
	cas3		1,26	5,922			11,182	18,654
Poids des terres sur Dalle de transition	cas1	91,729	0	91,729	6,875	10,35	0	630,636
	cas2		18,345	97,232			189,879	668,475
	cas3		18,345	86,2252			189,879	592,798
Poids du Remblais sur La semelle	cas1	1054,69	0	1054,69	7,375	5,725	0	7778,338
	cas2		210,938	1117,971			1207,62	8245,039
	cas3		210,938	991,408			1207,62	7311,638

Tab.10.4 Charge permanente

Cumul	Cas°	Efforts H	Efforts V	Mr	Ms
Charge permanente	cas1	0,00	2720,52	0,00	16095,74
	cas2	544,105	2883,75	2326,077	17061,48
	cas3	544,105	2557,29	2326,077	15130

a) Calculs des poussées dues aux terres :

Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts(t)	Bras de levier « v » (m)	Moment renversant(t, m)
Mur GG + Mur Front	cas1	$\frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 13,8 \times 7,5^2$	232,62	5	1163,1
	cas2	$\frac{1}{2} \times 0,455 \times 1,8 \times 13,8 \times 7,5^2$	317,84		1589,2
	cas3	$\frac{1}{2} \times 0,491 \times 1,8 \times 13,8 \times 7,5^2$	343,02		1715,1
Semelle	cas1	$\frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 18,4 \times 2^2$	22,058	1	22,058
	cas2	$\frac{1}{2} \times 0,455 \times 1,8 \times 18,4 \times 2^2$	30,139		30,139
	cas3	$\frac{1}{2} \times 0,491 \times 1,8 \times 18,4 \times 2^2$	32,524		32,524

Tab.10.5 Calculs des poussées dues aux terres

Cumul	Cas°	Efforts H	Efforts V	Mr	Ms
des poussées dues aux terres	cas1	254,68	/	1185,158	/
	cas2	347,98	/	1619,339	/
	cas3	375,544	/	1747,624	/

b) Calculs des poussées dues aux Surcharges :

Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts(t)	Bras de levier « v » (m)	Moment renversant(t, m)
Mur GG + Mur Front	cas1	$0,333 \times 1 \times 13,8 \times 7,5$	34,46	5	172,3
	cas2	$0,455 \times 1 \times 13,8 \times 7,5$	47,09		235,45
	cas3	$0,491 \times 1 \times 13,8 \times 7,5$	50,82		254,1
Semelle	cas1	$0,333 \times 1 \times 18,4 \times 2$	12,25	1	12,25
	cas2	$0,455 \times 1 \times 18,4 \times 2$	16,74		16,74
	cas3	$0,491 \times 1 \times 18,4 \times 2$	18,06		18,06

Tab.10.6 Calculs des poussées dues aux Surcharges

Cumul	Cas°	Efforts H	Efforts V	Mr	Ms
poussées dues aux Surcharges	cas1	46,71	/	184,55	/
	cas2	63,83	/	252,19	/
	cas3	68,88	/	272,16	/

Pour assembler les efforts (horizontaux et verticaux) et les moments (renverseurs et stabilisateur) nous allons suivre les deux combinaisons suivantes :

- 1,35G +1,5Q pour le cas normal.
- G +Q +E pour les autres cas sismique

Le bilan des efforts et moments après la combinaison est donnée dans le tableau suivant :

Désignation	Cas°	Efforts horizontaux $\epsilon_H \cdot P$	Efforts verticaux $(1+\epsilon_V) \cdot P$	Moment renversant (t.m)	Moment stabilisant (t.m)
1,35G+1,5Q	cas1	452,085	3672,702	2054,562	21729,249
G +Q	cas2	955,915	2883,75	1871,529	17061,48
G +Q	cas3	988,529	2557,29	2019,784	15130

Tab.10.7 Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux

X. 1.3.4. Vérification de la stabilité:

a) Vérification au glissement :

Condition normale (C.N) : en condition normale, le coefficient de sécurité au glissement(C.S.G) égal à 1,5. Donc on doit vérifier que : $\frac{\sum 1+\epsilon_V).P}{\sum \epsilon_H .P} > 1,5$

Condition sismique (C.S) : en condition sismique, le coefficient de sécurité au glissement(C.S.G) égal à 1. Donc on doit vérifier que : $\frac{\sum 1+\epsilon_V).P}{\sum \epsilon_H .P} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	Fh	Fv	R	C.S.G	Vérification
C.N	452,085	3672,702	8,12	1,5	vérifier
C.S	955,915	2883,75	3,016	1	vérifier
	988,529	2557,29	2,58	1	vérifier

b) Vérification au renversement :

Condition normale (C.N) : en condition normale, le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égal à 1,5. Donc on doit vérifier que : $\frac{\sum Ms}{\sum Mr} > 1,5$

Condition sismique (C.S) : en condition sismique, le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) égal à 1. Donc on doit vérifier que : $\frac{\sum Ms}{\sum Mr} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Condition	$\sum Mr$	$\sum Ms$	R	C.S.G	Vérification
C.N	2054,562	21729,249	10,57	1,5	vérifier
C.S	1871,529	17061,48	9,11	1	vérifier
	2019,784	15130	7,49	1	vérifier

X. 2. La pile :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont. Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

X. 1.1. Choix de la morphologie :

Le choix du type des piles dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même du site d'implantation de l'ouvrage. Et différents types de sollicitation agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant un carrefour, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile composée de voile.

- **Chevêtre :** C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts, un chevêtre est indispensable lorsque les points d'appui, en totalité ou en partie, ne sont pas placés au droit des colonnes ou des poteaux : le chevêtre assure alors le transfert de descentes de charge et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier (freinage, efforts centrifuges, etc..); il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appui.

- **voile:** Dans le cas d'un franchissement autoroutier, on préfère en général utiliser des piles constituées de voiles rectangulaires, plus résistants aux chocs de véhicules que les colonnes. Pour être efficace à cet égard, il est conseillé de donner aux voiles une épaisseur minimale de 0,50 mètre ; leur longueur minimale est en ce cas de 2 mètres. Le seul renforcement, sur une hauteur limitée, du soubassement des piles n'est pas suffisant. Au demeurant, une telle disposition n'est pas souhaitable pour l'aspect de l'ouvrage.
- **Semelle:** c'est une semelle profonde reposant sur les pieux ; elle est en béton armé ; elle assure la transmission des efforts de l'ouvrage au sol.

X. 1.2. Pré dimensionnement de la pile :

X. 1.2.1. Chevêtre :

La hauteur est déterminée par la condition suivante :

- Hauteur : $1\text{ m} < H < 1.6\text{ m}$ On prend $H = 1.40\text{ m}$.
- Largeur : $E = 2X + 1,30 = 2(1.6) + 1.3 = 1.80\text{ m}$, $E = 4.50\text{ m}$.
- Longueur du chevêtre : Pour sa longueur, elle est égale à la largeur du tablier.
Donc : $L_{ch} = 13,8\text{ m}$.

X. 1.2.2. Voile:

- Longueur : $L = 7,20\text{ m}$
- Largeur : $E = 3,00\text{ m}$
- Épaisseur : $0,60\text{ m}$
- Hauteur : hauteurs variables, la pile la plus haute est de : 12 m

X. 1.2. 3. Semelle:

- Entre axe des pieux : $x = 3\phi_{\text{pieu}} \Rightarrow x = 3,60\text{ m}$
- La largeur : $9,60\text{ m}$
 $B = (N-1) \times L + 2\phi = 9,6\text{ m}$.
 N : nombre des files des pieux (3).
 L : la distance entre deux files ($L = 3\phi$).
 ϕ : diamètre des pieux (1,2m).
- $L_s \leq (N-1) \times L + 2\phi$, on prend $L_s = 13,2\text{ m}$.
 N : nombre des files des pieux (4).
- La hauteur :

$ht \geq 1.20 \times \phi = 1.20 \times 1.20 = 1.44\text{ m} \Rightarrow$ on prend $h_s = 2.00\text{ m}$.

Béton de propriété : $0,20\text{ m}$.

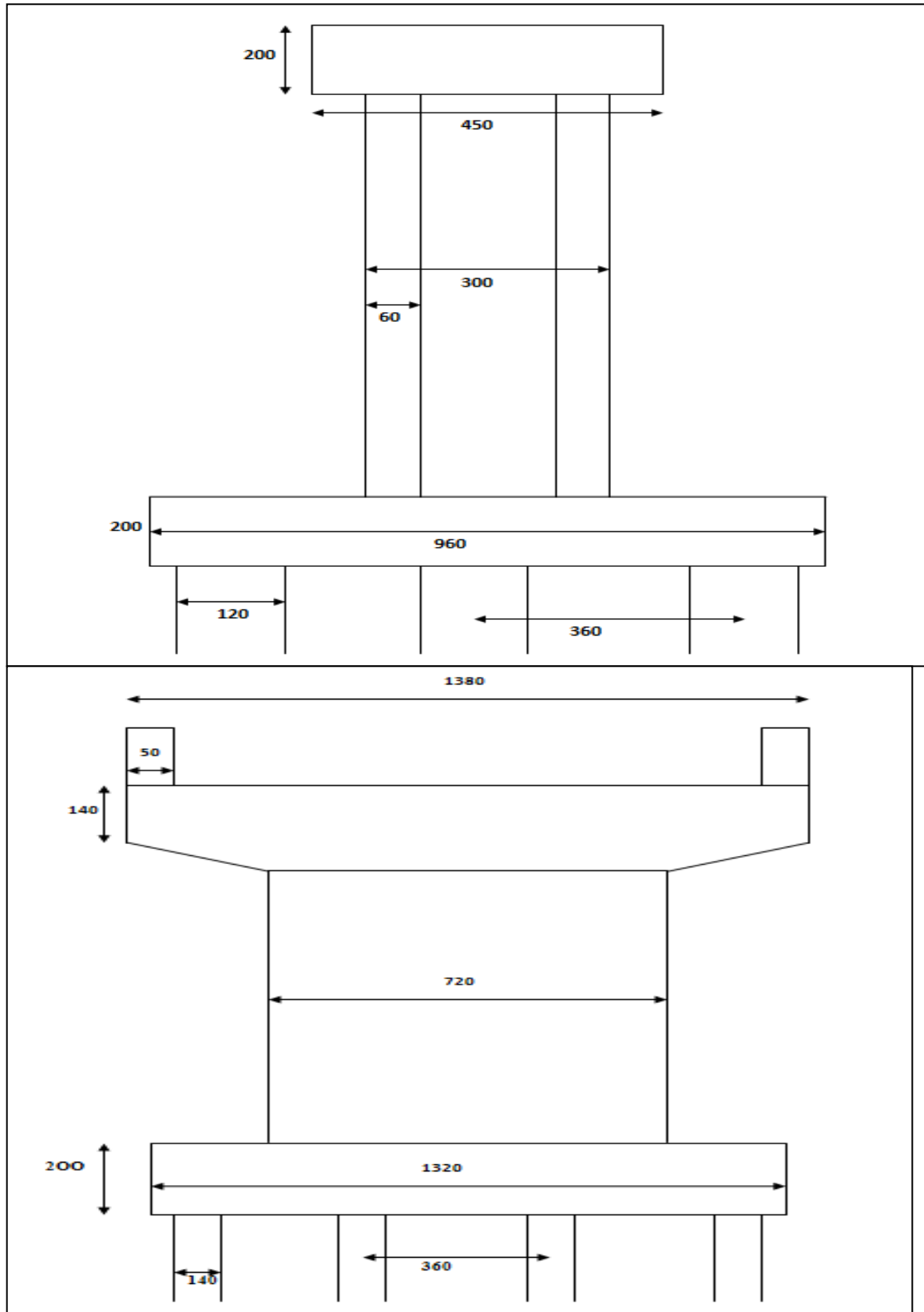


Figure.10.3 détail de la pile



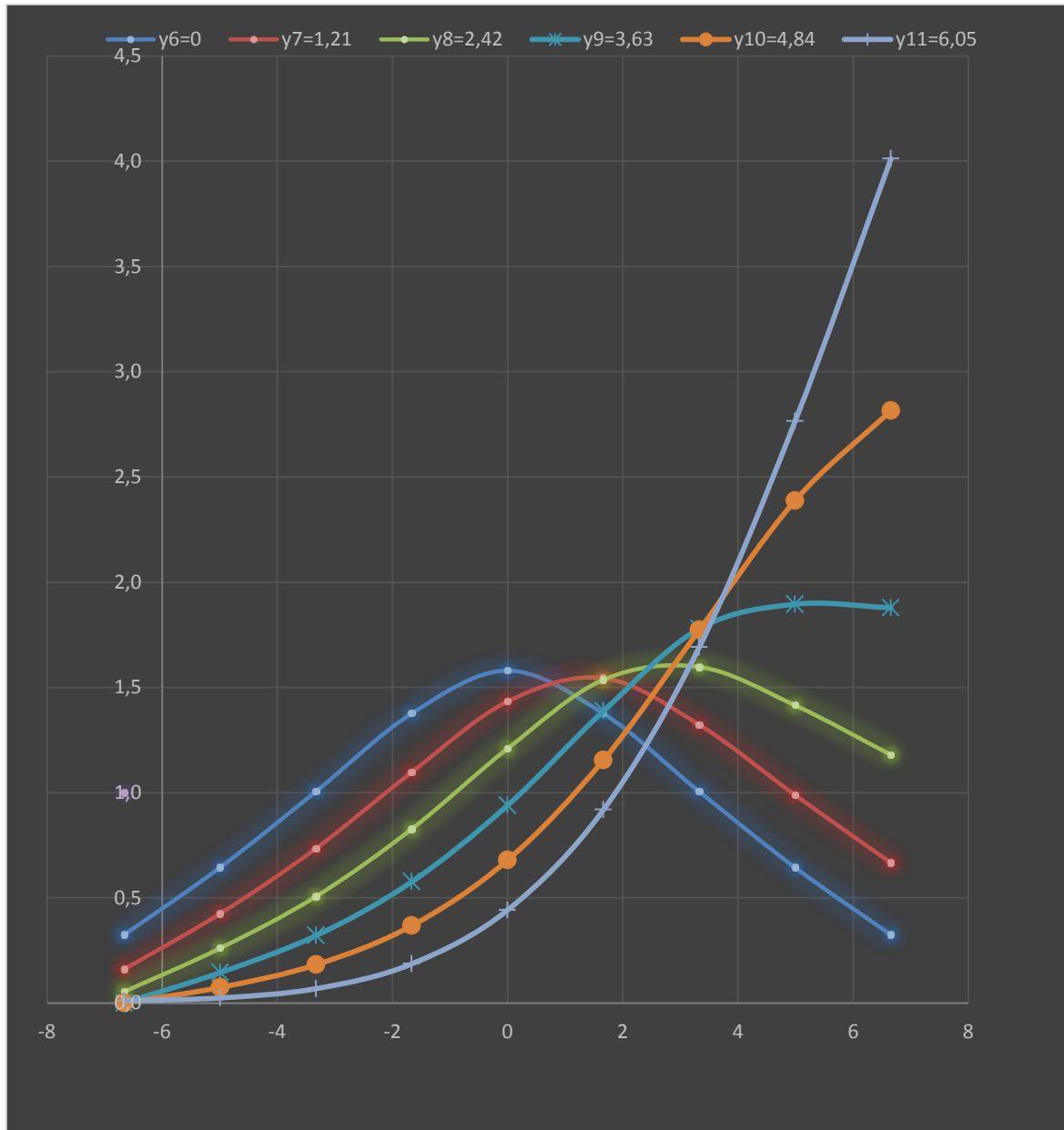
Conclusion

Conclusion :

Dans ce mémoire nous avons fait la conception et l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint par pré tension. Le choix de type d'ouvrage a été basé essentiellement sur des critères esthétiques et d'exécution entre les trios variantes proposées à savoir : pont mixte, pont précontraint et pont en béton armé. Les différents autres types de pont ont été écartés préalablement vue aux contraintes rencontrés et l'impossibilité de réalisation et d'implantation. Le pré dimensionnement des éléments du tablier a été basé sur le document (S.E.T.R.A).

L'étude du tablier a été faite par la méthode numérique (SAP 2000), le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée, qui est la poutre de rive dans notre ouvrage. Toute les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La dalle a été ferrillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal).

Nous avons opté pour l'infrastructure une pile constituée d'un chevêtre et un voile, et d'une culée remblayer constituée d'un mur frontal, d'un mur garde grève, de mur en retour et d'une dalle de transition reposant sur un corbeau d'appui. Le pré dimensionnement de ses éléments ont été fait selon les documents S.E.T.R.A. La conception et le choix du type d'ouvrage sont des points essentiels dans notre étude, mai le point le plus important pour nous, est le dimensionnement et l'étude des différents éléments constituant notre ouvrage.

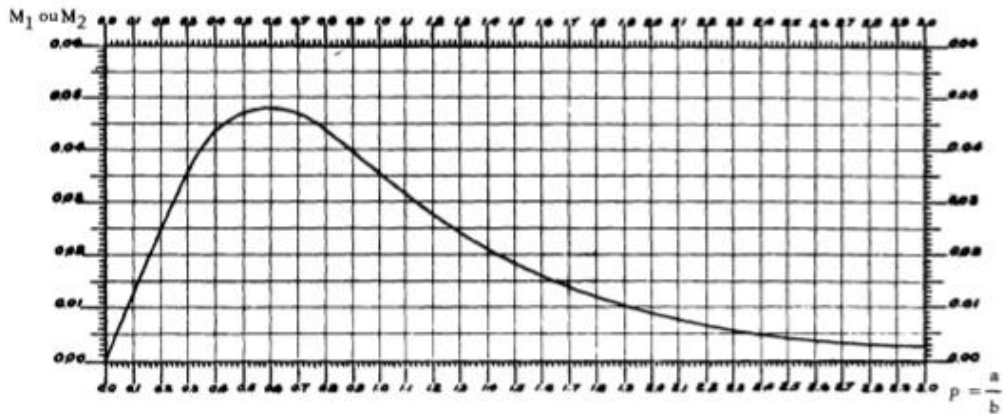
Les valeurs de K_α pour la position active des poutres par mètre

Les abaques de PIGEAUD n°61 :

- 76 -

ABAQUE N° - 61 -

MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE
 $P = 1$ UNIFORMEMENT REPARTIE



L'abaque ci-dessus (Pigeaud) donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ ($a < b$)
et la fonction M_2 obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{1}{\rho} = \frac{b}{a}$

On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

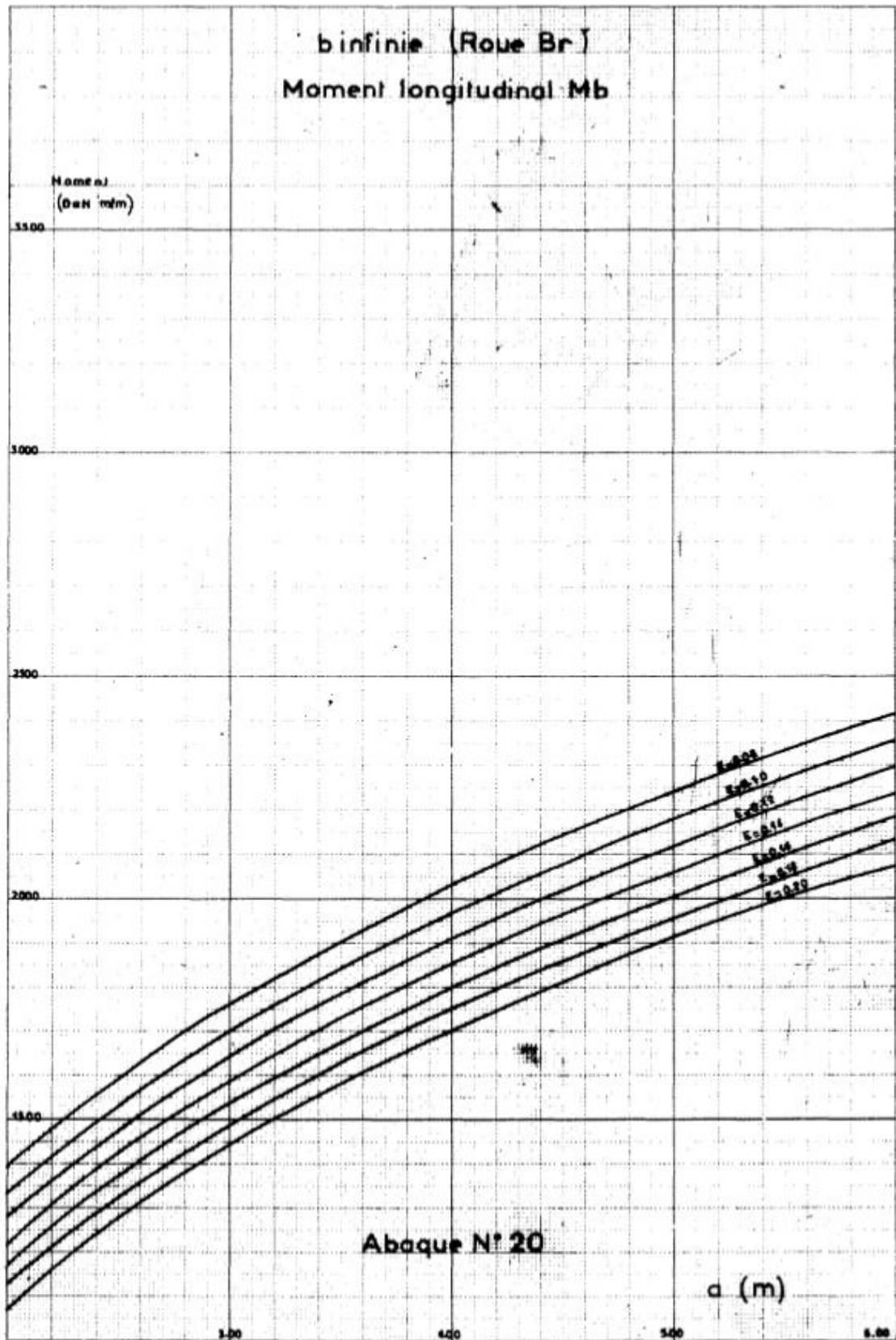
$$M_a = M_1 + \nu M_2 \quad (\text{à multiplier par la charge totale } P)$$

$$M_b = M_2 + \nu M_1$$

ν : coefficient de Poisson égal à 0,15 pour le béton
0,30 pour l'acier

Les abaques de THENZO N°20

- 35 -



BIBLIOGRAPHIE

DOCUMENTS :

- CALCULE DE HOURDIS DE PONT BULLETIN REDIGE PAR (M.THENZO MAI 1972)
- COUR D'OUVRAGES D'ARTS : (DIMENSIONNEMENT) PAR M.BEN OUEZDOU. (TUNIS. OCTOBRE 2009)
- DOCUMENTS SETRA. (GUIDE DE CONCEPTION PRAD)
- FASCICULE 62 - TITRE I
- FASCICULE 61 TITRE II
- LE BAEL 91 REVISE 99.
- LE BPEL.
- PROJET ET CONSTRUCTION DES PONT (JEAN-ARMAND GALGARO aout 1999)
- REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN DES OUVRAGES D' ARTS (RPOA)

COURS:

- COURS DE BETON PRECONTRAIINT « MED.KHEIDER BISKRA »
- COURS ET TD PONTS (UNIVERSITE MED KHEIDAR BISKRA).
- OUVRAGES D'ART : ENTP

THESES :

- THESES DE FIN D'ETUDE (ENSTP).
- THESES DE FIN D'ETUDE (UNIVERSITE MED KHEIDAR BISKRA).
- THESES DE FIN D'ETUDE (UNIVERSITE DE SETIF)

LOGICIELS :

- MICROSOFT OFFICE 2007.
- SAP2000 V14.