

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
Réf :/2024



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع :/2024

Mémoire de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité: Voies et Ouvrages d'Art "V.O.A"

THEME

**Étude du tablier de rive du pont de M'CHOUNECHE à 3
voies avec poutres en béton précontraint en post-tension**

Etudiantes :

**BELLAHMER Ahlem
BENDAHMANE Fatima**

Encadreur :

Pr. HOUHOU Mohamed Nabil

PROMOTION : Juin 2024

REMERCIEMENT

Toute ma gratitude, grâce et remerciement à ALLAH le tout puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur le professeur Houhou Nabil pour son aide et son accompagnement

Nous remercions le professeur Belounar lamine et le professeur Remadna Mohamed Saddek pour leur aide durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Nous remercions aussi les membres de jury qui ont pris la peine de lire et d'examiner notre travail.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil et hydraulique pour la formation qu'ils ont assurée durant ces cinq années universitaires.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'études.

الاهداء

بسم الله الرحمن

(وَأَخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنْ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

من قالَ أنا لها، نالها أنا لها وإن أبيت، رُغمًا عنها أتيت بها، لم تكن الرحلة قصيرة ولا الطريق سهلاً، لكنني فعلته، الحمد لله الذي يسر البدايات وأكمل النهايات وبلغنا الغايات

اهدي هذا النجاح لنفسي اولا ثم الى كل من سعى معي لاتمام هذه المسيرة
بكل حب اهدي ثمرة نجاحي و تخرجي الى ملاكي الطاهر، و قوتي بعد الله ،داعمتي
الاولى و الابدية "امي"
الى النور الذي انار دربي و الى من دعمني بلا حدود، الى من احمل اسمه بكل
فخر " ابي"

الى من شد الله بهم عضدي فكانوا خير معين اخوتي " ليندة ،محمد و مايسة "
الى مصدر قوتي من مد يده دون كلل و لا ملل وقت ضعفي "خالي مخلوف "
ادامك الله ضلعا ثابتا لي .

الى الشموع التي تنير لي الطريق و ساقوني بالحب و رسموا لي
المستقبل بخطوط من الثقة و الحب " اخوالي "
الى كل من ساندني بحب عند ضعفي " عائلتي "

الى صديقات المواقف لا السنين شريكات الدرب الطويل
" فيروز، فريال، هدى، ابتسام و فطيمة "

احلام بلحمر



إهداء

الحمد لله حبا و شكرا و امتنانا , ما كنت لأفعل هذا لولا فضل الله فالحمد لله على البدء والختام
ها أنا اليوم أهدي نجاحي إلى كل من سعى معي لإتمام هذه المسيرة , إلى من كلل العرق جبينه ومن علمني أن النجاح لا
يأتي إلا بالصبر والإصرار إلى من أحمل اسمه بكل افتخار إلى أعظم و أعز رجل في الكون أبي الغالي "السعيد بن
دحمان"

إلى تلك الانسانة العظيمة (أمي) تمنيت أن تقر عينها برؤيتي في يوم كهذا إلى التي توسدها التراب قبل أن تتحقق
أمنيته إلى أمي رحمها الله اهدي تخرجي و نجاحي إليها نجاحي تنقصها وجودك , تمنيت كثيرا أن تشاركيني أفراحي
التي لم تكمل بدونك ولكن لدى يقين بأنك الان فخورة بابنتك

إلى الأيادي الطاهرة التي أزلت من طريقي أشواك الفشل إلى من ساندني بكل حب عند ضعفي إلى من رسمولي
المستقبل بخطوط من الثقة والحب إلى من شددت عضدي بهم فكانوا أنابيع ارتوي منها إلى خيرة أيامي وصفوتها إلى
قرة عيني "إخواني وأخواتي الغالين" أمي الثانية "عائشة" , توأم روجي "إبتسام" , سندي "عقبة" أمراني الصغار
"إدريس" "أدم" "إباد"

إلى عزي وإعزازي "زوجي" إلى من انتظر هذه اللحظات ليفتخر بي , إحلوت الحياة بقربك و ابتسمت لي الأيام يا أجمل
إنسان وأجمل عطايا الرب

إلى من أرادوا بنا الكسر فجعلهم الله جسرا لنعبر به للأفضل

صديقاتي

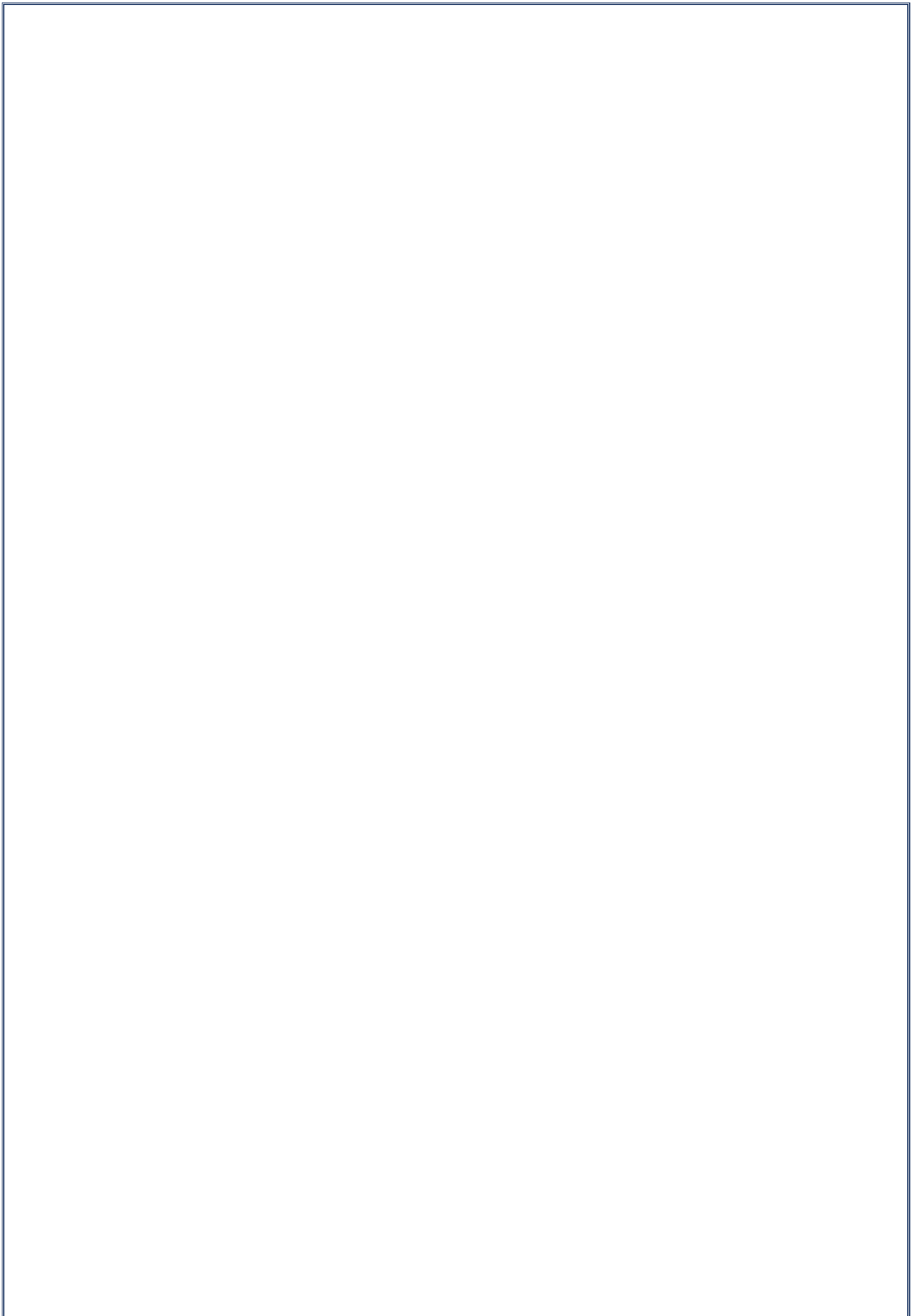
شكرا من القلب قد لا تكفي للتعبير عما بداخلي من شعور تجاه محبتكم غمرتوني بالحب والحنان حتى انه فاض من
عيناى

شكرا لكم على ما قدمتموه لي من أحاسيس نابغة من قلوبكم

فالحمد لله على ما وهبني وان يجعلني مباركا وان يعنني أينما كنت فمن قال أنا لها نالها وأنا لها وأن أبت رغما عنها
أتيت بها فالحمد لله شكرا وحبا و امتنانا على البدء والختام .

(وَآخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

فطيمة بن دحمان



Résumé :

Ce travail a pour objectif d'étudier un pont à poutre en béton précontraint par post-tension.

On doit souligner ici, que cette étude a été proposée par l'entreprise algérienne d'étude de l'infrastructure (SEROS EST).

L'ouvrage est constitué deux travées de rive de 25.70m de 9 poutres espacées de 1,50m en béton précontraint avec hourdis d'une épaisseur de 25 cm.

Pour l'étude de ce dernier, il a été modélisé par le logiciel AUTOCAD

Nous avons procédé au dimensionnement de cet ouvrage enfin d'obtenir un pont, capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique, environnemental...).

Le résultat obtenu dans ce travail montre que la variante d'un pont à poutre en béton précontrainte est beaucoup plus avantageuse en termes d'économie et de délai et d'esthétique.

Mots clés : Pont, conception, poutre, béton précontrainte, hourdis, tablier

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة جسر خرساني بعارضة خرسانية مسبقة الاجهاد

وتجدر الإشارة إلى أن هذه الدراسة اقترحتها الشركة الجزائرية لتصميم البنية التحتية س.ر.و.س.ت

يتكون الهيكل من امتدادين جانبيين بطول 25.70 متر و 9 روافد متباعدة بمسافة 1.50 متر من الخرسانة سابقة الإجهاد و بلاطة بسبك 25 سم

لدراسة هذا الأخير، تم نمذجته باستخدام برنامج اوتوكاد.

شرعنا في تحديد أبعاد هذا الهيكل من أجل الحصول على جسر قادر على تلبية أكبر قدر ممكن من الشروط المفروضة (الاقتصادية والتقنية والبيئية وغيرها)

تُظهر النتائج التي تم الحصول عليها في هذا العمل أن البديل من الجسر ذو العارضة الخرسانية سابقة الإجهاد أكثر فائدة من حيث الاقتصاد والوقت والجماليات

الكلمات المفتاحية: جسر، تصميم، عارضة، خرسانة سابقة الإجهاد، بلاطة، سطح الجسر.

Sommaire

Introduction générale	1
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE	
I. Présentation du projet	2
II. Reconnaissance du site	3
1.1 Recueil des données naturelles	3
CHAPITRE II : CONCEPTION DE L'OUVRAGE	
Choix de type de l'ouvrage	6
1) Les ponts dalles en béton armé	6
2) Les ponts à poutres en béton armé	6
Les ponts en béton précontraint	6
3) Les ponts à poutre en béton précontraint	6
4) Les ponts dalles en béton précontraint	6
Avantages	7
Inconvénients	7
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES MATERIEAUX	
I. Caractéristiques des matériaux	8
I.1 Le béton	8
I.2 L'acier	9
I.2.1 Aciers passifs	9
I.2.2 Aciers actifs	10
CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUE DE LA POUTRE	
1. Pré dimensionnement de la poutre	12
2. Détermination des caractéristiques de la poutre	14
CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES, SURCHARGES ET EFFORTS LONGITUDINALES	
1.Introduction :	21

2.Calcul des charges	21
3.Calcul des surcharges	23
4.Calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes	31
5. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges	32
CHAPITRE VI :REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS	
Introduction	49
LA METHODE DE GUYON-MASSONNET	52
Détermination des paramètres de calcul	54
1. Paramètre d'souplesse entretoises (caractérise la de l'entretoisement)	54
2. Répartition transversale des moments fléchissant	56
3. Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	60
4. Combinaisons des charges pour le B.A.E.L	60
CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT	
Procédés de la précontrainte	62
1. Calcul de la précontrainte	62
2. Mise en œuvre des câbles et ancrages	62
3. Programme de mise en tension des câbles	62
4. Montage de la précontrainte	63
5. Injection des câbles	63
6. Les caractéristiques du câble et béton	64
7. Dimensionnement de la précontrainte	64
8. Vérification des contraintes normales (section médiane)	68
9. Position des câbles	69
10. Calcul des pertes	70
1. Pertes instantanées	71

2. Pertes différées	73
CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA CULEE	
Introduction	76
1. Vérification de la stabilité de la culée	77
2. Corbeau	88
3. Mur garde grève	90
4. Mur en retour	92
5. Mur frontal	94
CONCLUSION GENERALE	
CONCLUSION GENERALE	96
Références bibliographiques	

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE :

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

-ponceau ou dalot : pont de petites dimensions (quelques mètres) .

- viaduc : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre .

-passerelle : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions.

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises. La création sans cesse accrue de formes originales apporte de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure ainsi qu'à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose de la part de l'ingénieur une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer. Cette démarche permet de limiter au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution tout en intégrant une préoccupation esthétique forte.

Un pont en béton précontraint construit à M'chouneche traversant l'oued labiad a été emporté par les eaux diluviennes de cette crue transformant le village de M'chouneche en une région enclavée.

Lors de ce travail d'étude nous allons nous intéresser à l'analyse d'un nouveau pont qui remplacera l'ancien tout en prêtant attention lors de cette nouvelle construction à l'amélioration des défauts signalés sur le pont précédent, à savoir sa longueur et sa hauteur.

Notre projet consiste à étudier un pont à poutre droite en 3 travées isostatiques en béton précontraint par post-tension sur une semelle superficielle.

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I. Présentation du projet :

Le projet consiste à concevoir et à étudier un pont en béton précontraint à poutre préfabriquées sous chaussée.

Cet ouvrage d'art est implanté au-dessus de Oued Labiad à MECHOUNECHE, Wilaya de BISKRA.

Cet ouvrage remplacera le pont ravagé par les crues d'Oued provoquées par les pluies torrentielles .

Notre ouvrage est constitué d'un pont à trois travées identiques isostatiques, les deux travées de rive de 25.7m de longueur et l'intermédiaire de 33.4 m et 14 m de largeur, une largeur roulable de 10.5 m et de deux trottoirs de 1.75m chacun.

La superstructure est constituée d'un tablier formé de 9 poutres de 25,7m de longueur et de 1,3m de hauteur, préfabriquées et mises en précontraint par post-tension et dont l'entraxe est de 1,5m, solidarisées par des entretoises à l'about, et un hourdis en béton armé de 25cm d'épaisseur coulé sur place

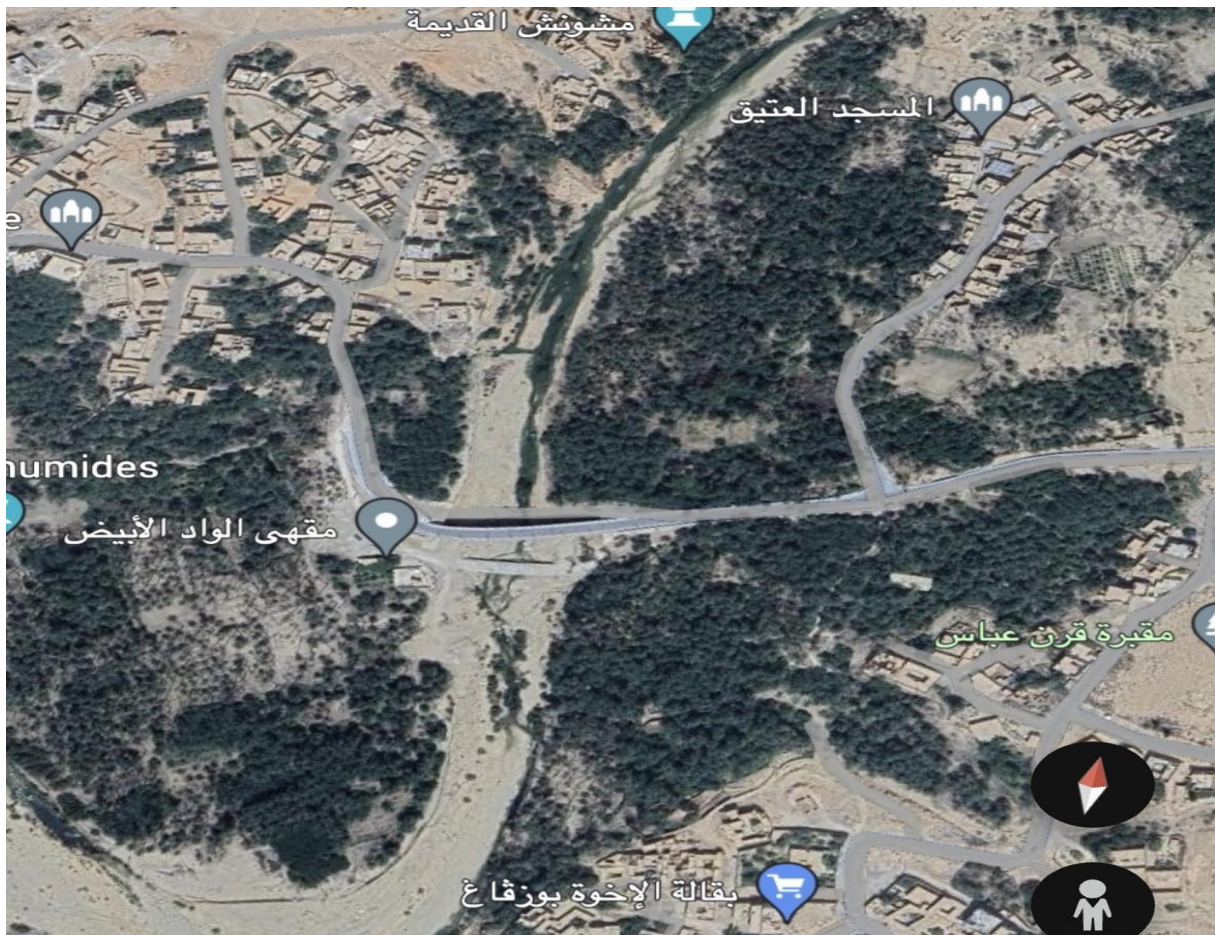


Fig.I.1. Vue en plan de l'ouvrage sur Google Earth

II. Reconnaissance du site :

L'ingénieur concepteur chargé de l'étude est disposé de connaître l'ensemble des données du franchissant pour s'engager dans des bonnes conditions.

1.1 Recueil des données naturelles :

La visite du site par l'ingénieur joue un rôle crucial dans la création du projet. Les éléments clés à collecter sont les suivants :

a) La topographie :

Dans le cas d'un franchissement d'un cours d'eau, l'étude d'hydrologie nous permet de déterminer le niveau des hautes eaux connues.

D'après le rapport hydrologique établi par le bureau étude DELTA CONSULT :

Alors le NHEC qui est égale à 3.58m, Débit maximum égale 794.512 m³/s

b) Données climatiques :

a. La température :

Il est évident que les variations de température sont prises en considération lors du calcul des structures, ce qui a un impact sur la dimension du joint de chaussée et des appareils d'appui. L'œuvre a été perçue comme se trouvant dans une zone à température variable.

b. La neige :

Le calcul des ponts ne prend pas en compte les effets de la neige, mais ils peuvent survenir dans certains cas spécifiques (ouvrage en cours de construction). Le site où se trouve notre ouvrage est très proche du littoral, donc il n'y a pas de neige.

c. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge, R.C.P.R article 3.2.1 :

2,00 KN/m² pour les ouvrages en service

1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction

d. Données sismologiques :

Le règlement parasismique algérien R.P.O.A 2008 a établi des règles en fonction de la magnitude et de l'intensité de l'impact sismique dans la région concernée. Afin de prendre en considération la probabilité d'un séisme dans une région d'étude, (Wilaya de Boumerdès) le 21 mai 2003, on a divisé le pays en cinq (05) zones sismiques.

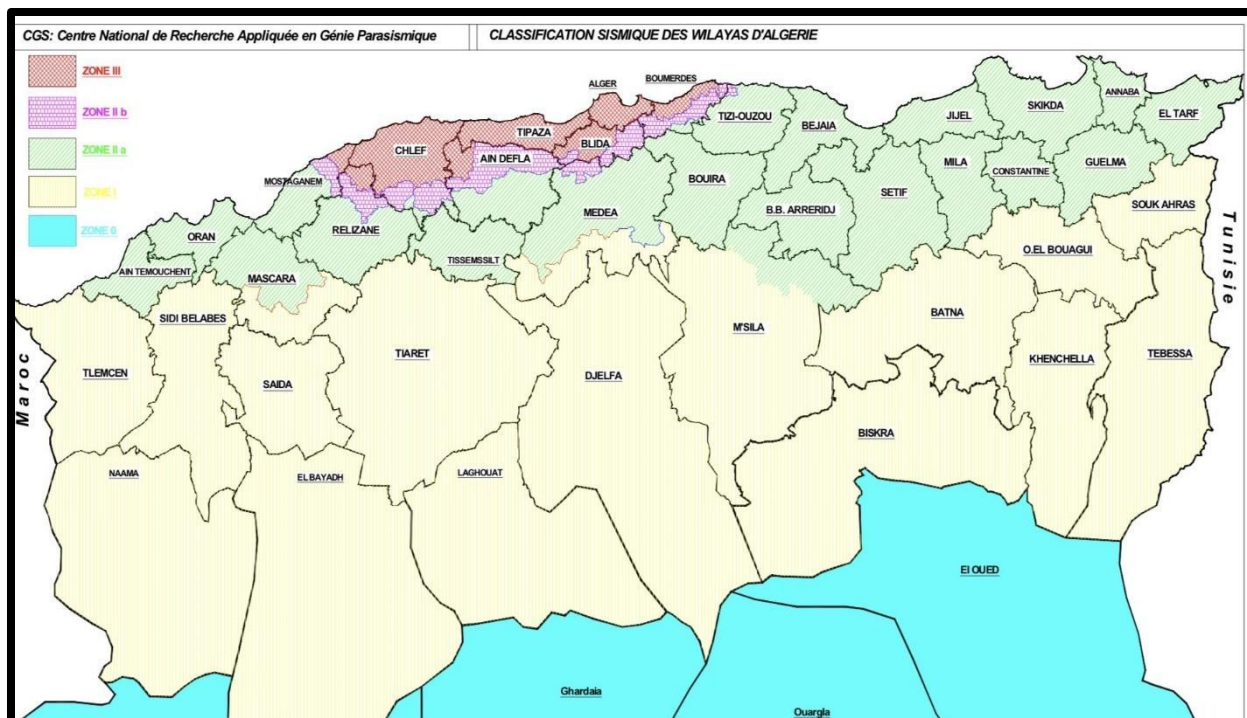


Fig.I.2. Carte de zonage sismique du territoire national

c) Données fonctionnelles :

Qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés. Il faut donc connaître aussi bien que possible toutes ces conditions avant de commencer l'avant-projet.

En général, les principaux éléments à considérer sont : le tracé en plan, le profil en long de la chaussée, et le profil en travers.

▪ **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 caractéristique. La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur 84.8m passant en alignement sur l'oued.

▪ **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 en compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles

▪ **Profil en travers :**

Dès l'étude d'avant-projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs et la largeur de roulement, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé.

Le tablier a une largeur de 14m, portant une chaussée en toit de trois voies de 3.5m, avec un divers de 2.5%, deux trottoirs de 1.75m de largeur chacun.



Fig.I.3. Profil en travers

CHAPITRE II :
CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Choix de type de l'ouvrage :

Le but est de trouver le type d'ouvrage le plus rentable qui répond le mieux possible à toutes les exigences imposées.

Il est essentiel de comprendre à la fois toutes les contraintes à respecter et leur ensemble. tous les genres d'œuvres qui peuvent être considérés. En comparant ces deux ensembles, il est possible de sélectionner la solution ou les solutions qui semblent être les meilleures et qui seront ensuite étudiées.

Plus détaillées, il s'agit d'une opération de synthèse qui implique de multiples paramètres et qui repose principalement sur le jugement et l'expérience de l'ingénieur.

Pour le choix du type d'ouvrage on prend en considération les éléments principaux suivant :

- L'obstacle à franchir.
- La voie : pont (route, rails.....etc.).
- Les matériaux principaux 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.

Plusieurs propositions sont envisagées alors on procédera par élimination des ouvrages qui ne répondent pas aux conditions imposées,

1) Les ponts dalles en béton armé : Les ponts en dalles en béton armé sont préférables pour les portés de 15 à 20 m, on ne peut pas réaliser cette méthode pour les raisons suivantes :

- Consomme plus de béton et d'acier, pour une portée supérieure à (20m)

- On ne peut pas implanter deux appuis intermédiaires (ça gênera la voie inférieure). S'adapte mieux pour les ponts biais.

2) Les ponts à poutres en béton armé : Pour ce type, le tablier est constitué de poutres longitudinales, de longueurs peut aller jusqu'au 20m, on ne peut pas considérer ce choix à cause de la longueur qui est de 50m (longueur supérieure à celle qui est permise dans ce type), et aussi la complication des coffrages.

Les ponts en béton précontraint :

On distingue deux catégories de ponts en béton précontraint :

3) Les ponts à poutre en béton précontraint : Cette gamme utilisée pour le franchissement des portées intermédiaires de l'ordre de (25 m) Leurs portées les plus économiques se situe entre 30 et 35m

4) Les ponts dalles en béton précontraint : Ce type n'est pas applicable dans notre cas, parce qu'il est préférable d'utiliser ce type ou la longueur de travée et de 15 à 23m environ qui est la portée économique.

Par rapport aux ponts à poutres, les ponts dalles à travées indépendants ne sont à envisager que dans le cas des ouvertures modérées et lorsqu'un grand élancement est indispensable.

Avantages :

- Une meilleure utilisation de la matière puisqu'il n'y a pas de béton inutile.
 - Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers de BA.
 - L'effort de précontraint agissent en sens inverse des charges extérieures limites les déformées. - La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
 - La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.
- éviter en principe les fissurations .
- Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.

5) Ponts mixte : Constitué des poutres longitudinale, espacée de 3à4m, qui sont solidarises entre elles par des entretoises sur appuis et en travées

Avantages :

- grandes portées jusqu'à 80m
- réalisation facile en usine des poutres à âmes pleines
- exécution rapide et mise en place facile
- moins d'échafaudage.
- légèreté de l'ensemble
- économiser aux ponts métalliques.

Inconvénients

- risque de corrosion.
- nécessite un entretien rigoureux et coûteux.
- main d'œuvre très qualifiée

Dans notre ouvrage nous avons choisi un pont à poutre en béton précontraint par Post-tension

**CHAPITRE III :
CARACTERISTIQUE DES
MATERIEAUX**

I. Caractéristiques des matériaux :

I.1 Le béton :

Dans les matériaux plus utilisés dans le domaine des BTP on trouve 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. Et, grâce à sa grande maniabilité et la facilité de mise en œuvre, il nous offre la possibilité d'avoir des formes diversifiées. Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf que l'on utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges et surcharges.

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers.

Pour le béton, le dosage du ciment sera de 400 kg/m³.

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

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} , elle est choisie a priori tenu compte des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

➤ La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$F_{c28} = \begin{cases} \begin{cases} 35 \text{ MPA} \\ 25 \text{ MPA} \end{cases} \dots \dots \text{si } j \geq 28j \\ f_{c28} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \dots \dots \text{si } j \geq 28j \end{cases}$$

Avec :

$$F_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} & \text{pour le béton de la superstructure} \\ 37 \text{ MPA} & \text{pour le béton d'appui et la fondation} \end{cases}$$

➤ La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPa} \\ 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Contrainte de calcul à l'ELU :

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

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situation accidentales} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} \begin{cases} 14.16 \text{ MPA en situation durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \\ 18.47 \text{ MPA en situation accidentales pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \end{cases} \\ \begin{cases} 19.83 \text{ MPA en situation durables ou transition pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \\ 25.86 \text{ MPA en situation accidentales pour } f_{c28} = 35 \text{ MPA} \end{cases} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de calcul pour l'ELS :**

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2.

Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur.

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU)

✓ Module de déformation longitudinale du béton E :

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

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

Module de déformation différée (longue durée):

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$$

1.2 L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages de 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 afin de limiter la fissuration, et de répondre aux exigences normatives qui correspondent au ferrailage minimal d'une section de béton.

I.2.1 Aciers passifs :

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

➤ **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 sa limite élastique égale à 400 MPa. Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s ,
Tel que :

$\gamma_s = 1 \Rightarrow$ situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$ situations durables ou transitoires.

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

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

➤ **Contrainte limite de traction :**

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3f_e}; 110(nf_{tj})^{\frac{1}{2}} \right)$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2f_e}; 90(nf_{tj})^{\frac{1}{2}} \right)$

Avec : $n = 1$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ Aciers à haute adhérence.

I.2.2 Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs 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 :

$$P_o = (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg}).$$

f_{prg} : La limite de rupture garantie de l'aciers de précontrainte = 1860 MPa

f_{peg} : La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1650 MPa

Ses limites sont garanties par ALGA.

➤ **La limite élastique :**

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0.1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture

➤ **Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinal **EP** des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000$ MPa pour les barres.

$E_p = 190\,000$ MPa pour les torons.

CHAPITRE IV :
CARACTERISTIQUE DE LA
POUTRE

1. Pré dimensionnement de la poutre :

Une poutre est une Pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton arme, en béton précontraint servant de support un plancher avec les charges d'exploitations. C'est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième

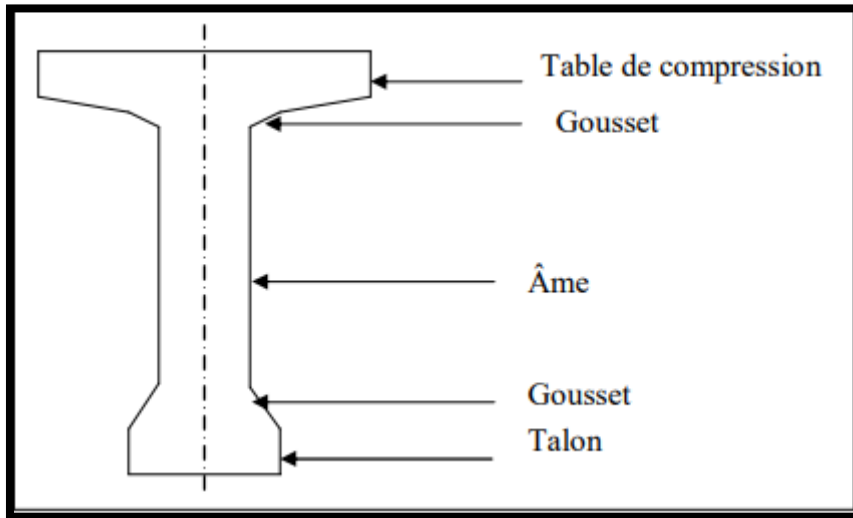


Figure.IV.1 : Coupe transversale d'une poutre

a) Hauteur de la poutre (h_t) :

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{15}$$

On a: $L=25,70$ m

$$1,285 \leq h_t \leq 1,713$$

On prend: $h_t = 1,3$ m

b) Entraxe entre deux poutre (d) :

$$1,5 \leq d \leq 2,5$$

On prend : $d=1,5$

c) Nombre de poutre (N) :

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

La : entraxe entre les deux poutres d'extrémité (12m)

Donc :

$$N = \frac{12}{1,5} + 1 = 9 \text{ poutres}$$

d) Largeur de la table de compression (h_t) :

Selon SETRA : $0,6 h_t \leq b$

Alors $0,78 \leq b$

On prend : $b=1\text{m}$

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

$$10\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

On prend : $e=11\text{cm}$

f) Epaisseur de l'âme en travée (b_0) :

$$15\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$$

On prend : $b_0 = 18\text{cm}$

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

$$40\text{cm} \leq b_0 \leq 50\text{cm}$$

On prend : $b_0 = 44\text{cm}$

h) Largeur du talon (L_t):

-la largeur de talon d'après le guide de SETRA : $0 \leq L_t \leq 60\text{cm}$

On prend : $L_t = 44\text{cm}$

i) Epaisseur du talon (e_t) :

$$10\text{cm} \leq e_t \leq 20\text{cm}$$

On prend : $e_t = 18\text{cm}$

j) Gousset :

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

▪ **Gousset de la table de compression :**

- En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 12^\circ \implies e_0 = 6\text{cm} \\ \alpha = 45^\circ \implies e_0 = 10\text{cm} \end{array} \right.$$

- A l'intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 45^\circ \implies e_0 = 6\text{cm} \\ \alpha = 79,05^\circ \implies e_0 = 10\text{cm} \end{array} \right.$$

- A l'appui :

$$\alpha = 12^\circ \implies e_0 = 6\text{cm}$$

▪ **Gousset du talon :**

- En travée :
 $\alpha = 57^\circ$ $e_0 = 20\text{cm}$

▪ **Largeur de gousset de la table de compression :**

- En travée :
 $e_0 = 31\text{cm}$
 $e_0 = 10\text{cm}$

k) Epaisseur de l'hourdis :

$$H_h \geq 0,15\text{m}$$

On prend : $H_h = 0,25\text{m}$

2. Détermination des caractéristiques de la poutre :

NOTATION :

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

(I/Δ) : Moment d'inertie par rapport (Δ) .

$$I/\Delta = I_0 + B \cdot Z^2$$

S/Δ : Moment statique par rapport (Δ)

$$S/\Delta = B \cdot Z$$

I_0 : Moment d'inertie par rapport le centre de gravité.

-pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

-pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$

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

$$V = h - V'$$

$$I_G = I_\Delta - S/\Delta \cdot V'$$

B : Section de la poutre

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

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

$$\rho = \frac{I_G}{B V V'}$$

i^2 = rayon de gyration.

$$i^2 = I_G / B$$

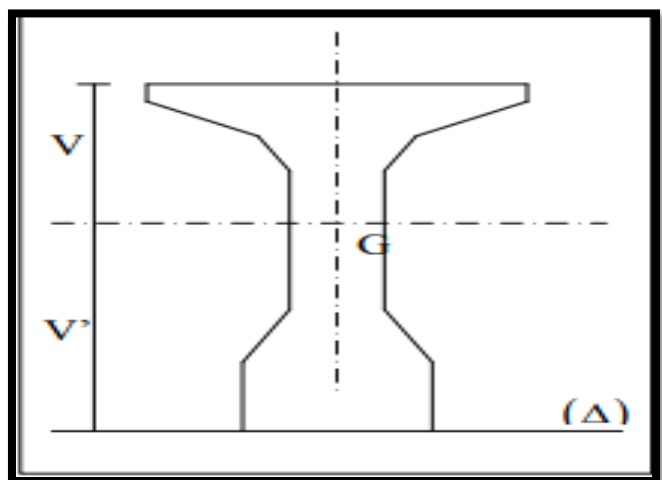
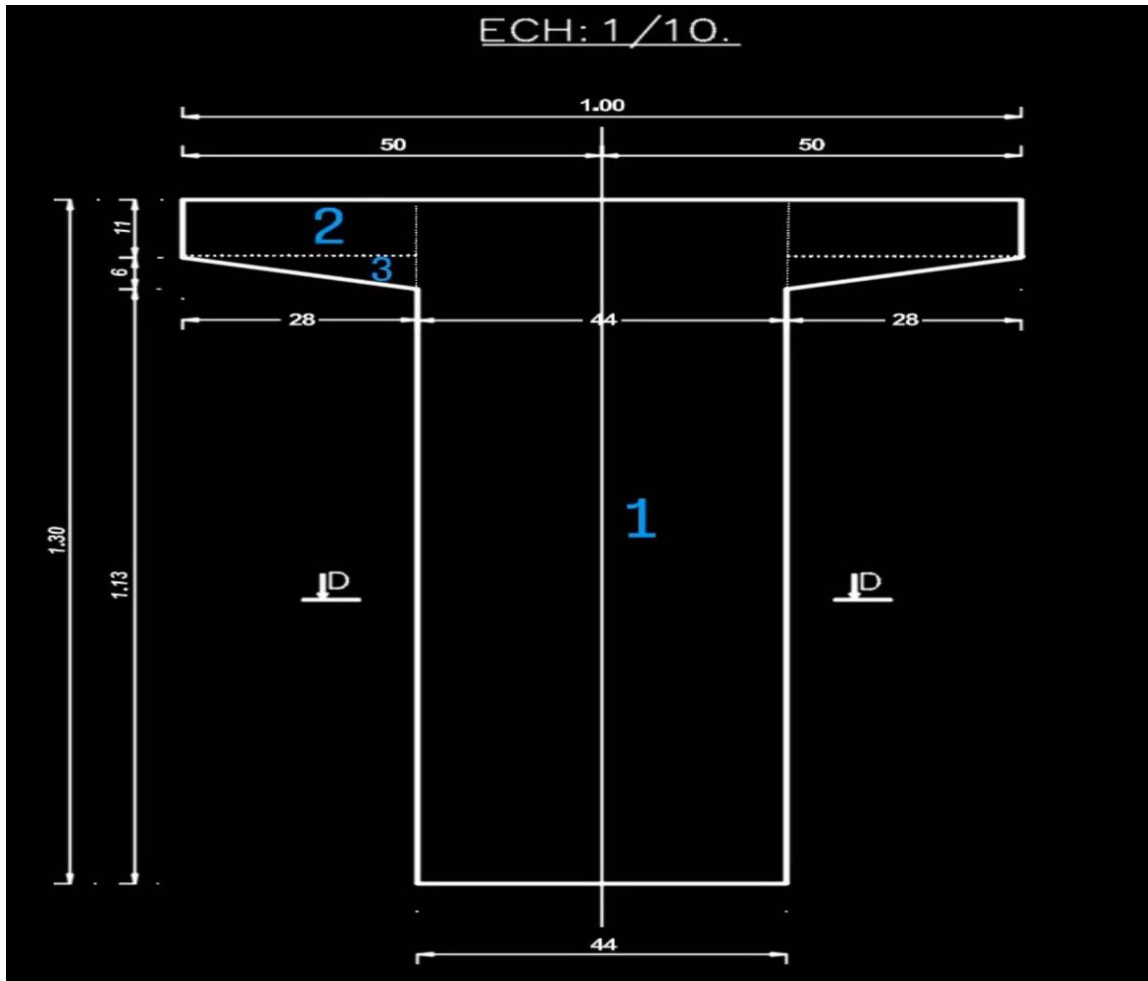


Figure IV.2 Position de l'axe

❖ **Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :**

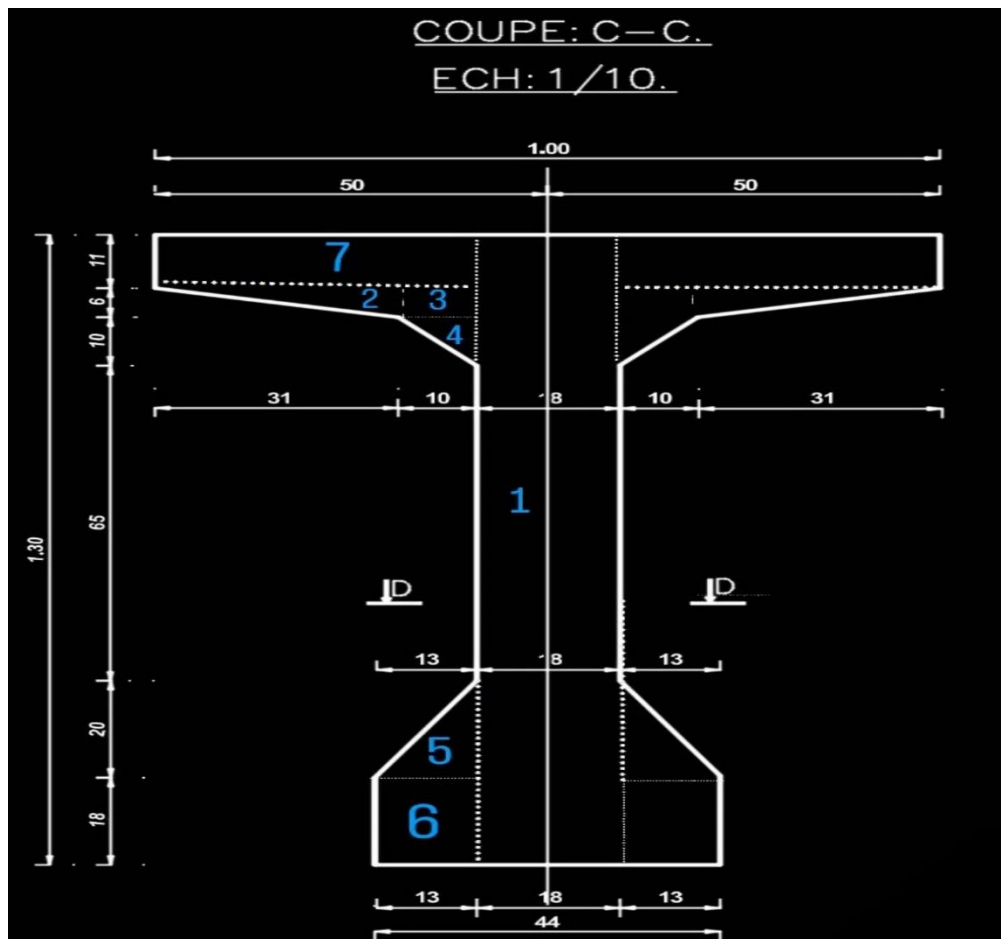
- Poutre sans hourdis :
 - Section d'about :



Désignation	Dimension(cm)		B=b.h(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
	b	h					
1x1	44	130	5720	65	371800	8055666,667	32222666,67
2x2	28	11	308	124,5	38346	3105,666667	4777182,667
3x2	28	6	168	117	19656	168	2299920
B brute			6196				
B nette			5886,2				
S/Δ brute					429802		
S/Δ nette					408311,9		
I/Δ brute							39299769,33
I/Δ nette							37334780,87

$I_G(\text{cm}^4)$	V'	V	$i^2(\text{cm}^2)$	ρ
9485411,812	69,36765655	60,63234345	1530,892804	0,363984931

➤ Section à mi travée :

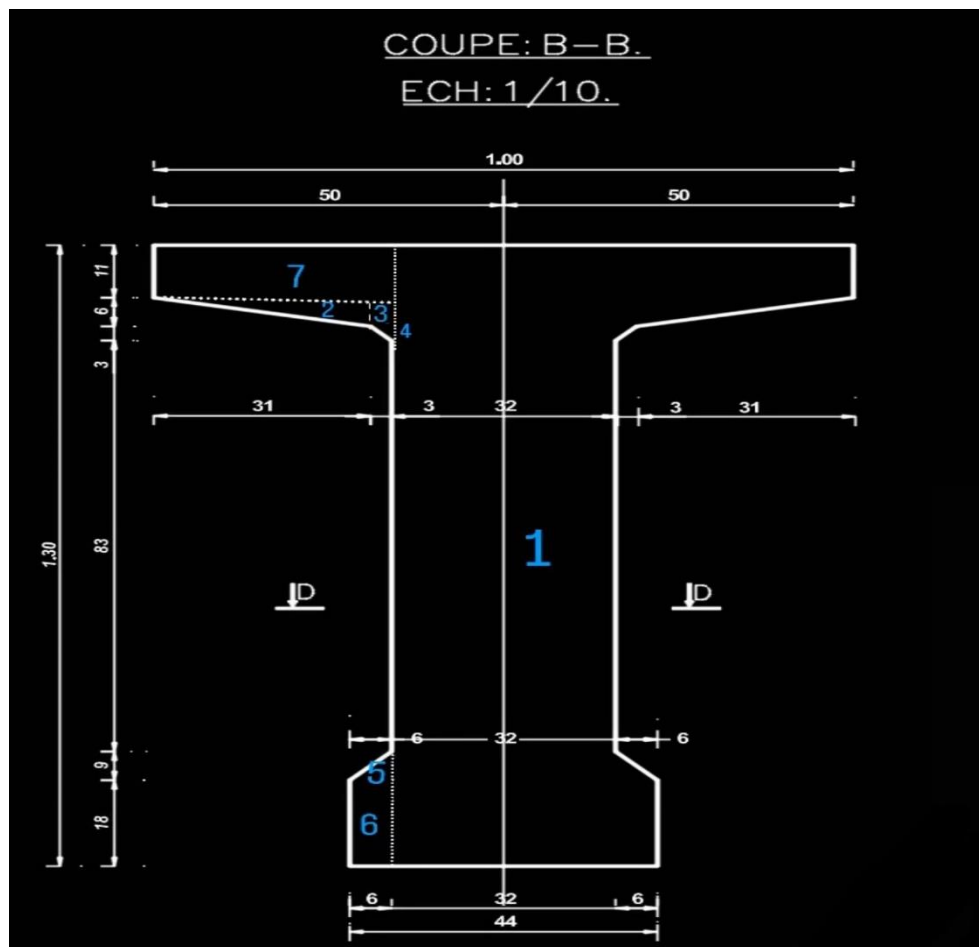


Désignation	Dimension(cm)		$B=b.h(\text{cm}^2)$	$Z(\text{cm})$	$S/\Delta=B.Z(\text{cm}^3)$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I/\Delta(\text{cm}^4)$
	b	h					
1x1	18	130	2340	65	152100	3295500	13182000
2x2	31	6	186	117	21762	186	2546340
3x2	10	6	60	116	6960	180	807540
4x2	10	10	100	109,67	10967	277,7777778	1203028,668
5x2	13	20	260	24,67	6414,2	2888,888889	161127,2029
6x2	13	18	234	9	2106	6318	25272
7x2	41	11	451	124,5	56149,5	4547,583333	6995160,333

B brute			3631				
B nette			3449,45				
S/Δ brute					256458,7		
S/Δ nette					243635,765		
I/Δ brute							24920468,2
I/Δ nette							23674444,79

$I_G(\text{cm}^4)$	V'	V	$i^2(\text{cm}^2)$	$\rho(\%)$
6806707,586	70,630322	59,36968	1874,609635	0,44704883

➤ Section médiane :



Désignation	Dimension(cm)		B=b.h(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
	b	h					
1x1	32	130	4160	65	270400	5858666,667	23434666,67
2x2	31	6	186	117	21762	186	2546340
3x2	10	6	60	116	6960	180	807540
4x2	10	3	30	112	3360	7,5	376327,5
5x2	6	9	54	21	1134	121,5	23935,5
6x2	6	18	108	9	972	2916	11664
7x2	41	11	451	124,5	56149,5	4547,583333	6995160,333
B brute			5049				
B nette			4796,55				
S/Δ brute					360737,5		
S/Δ nette					342700,625		
I/Δ brute							34195634
I/Δ nette							32485852,3

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
8421907,736	71,447316	58,55268	1668,034806	0,398724

▪ **Poutre avec hourdis :**

➤ **Section d'about :**

Désignation	Dimension(cm)		B=b.h(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
	b	h					
Poutre			6196		429802		32222666,7
Hourdis	150	25	3750	142,5	534375	195312,5	76343750
B brute			9946				
B nette			9448,7				
S/Δ brute					964177		
S/Δ nette					915968,15		
I/Δ brute							108566416,7
I/Δ nette							103138095,9

$I_G(\text{cm}^4)$	V'	V	$i^2(\text{cm}^2)$	$\rho(\%)$
15097958,29	96,941182	58,05882	1517,992991	0,26970765

➤ **Section à mi travée :**

Désignation	Dimension(cm)		$B=b.h(\text{cm}^2)$	$Z(\text{cm})$	$S/\Delta=B.Z(\text{cm}^3)$	$I_0(\text{cm}^4)$	$I/\Delta(\text{cm}^4)$
	b	h					
Poutre			3631		256458,7		24920468,2
Hourdis	150	25	3750	142,5	534375	195312,5	76343750
B brute			7381				
B nette			7011,95				
S/Δ brute					790833,7		
S/Δ nette					751292,015		
I/Δ brute							101264218,2
I/Δ nette							96201007,29

$I_G(\text{cm}^4)$	V'	V	$i^2(\text{cm}^2)$	$\rho(\%)$
16530721,24	107,14452	47,85548	2239,631654	0,43679228

➤ **Section médiane :**

Désignation	Dimension(cm)		B=b.h(cm ²)	Z(cm)	S/Δ=B.Z(cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I/Δ(cm ⁴)
	b	h					
Poutre			5049		270400		23434666,7
Hourdis	150	25	3750	142,5	534375	195312,5	76343750
B brute			8799				
B nette			8359,05				
S/Δ brute					804775		
S/Δ nette					764536,25		
I/Δ brute							99778416,7
I/Δ nette							94789495,87

I _G (cm ⁴)	V'	V	i ² (cm ²)	ρ(%)
26172006,81	91,462098	63,5379	2974,429686	0,51183464

CHAPITRE V :
CALCUL DES CHARGES,
SURCHARGES ET EFFORTS
LONGITUDINALES

1.Introduction :

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

Les actions permanentes comprennent :

- **Les poids des éléments porteurs** : (poutres et dalle)
- **Les poids des éléments non porteurs** : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières revêtement).

2.Calcul des charges :

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

- **Les éléments porteurs** : ces charges concernent le tablier seul (CP : charges permanentes).
- **Les éléments non porteurs** : le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (CCP : compléments des charges permanentes).

2.1. Calcul de charges permanentes (CP) :

- **Poutres** :

La longueur de poutre est 25,70 (D'après le plan)

Donc on a divisé la longueur sur deux $L=12.85\text{m}$ pour faciliter le calcul de P.

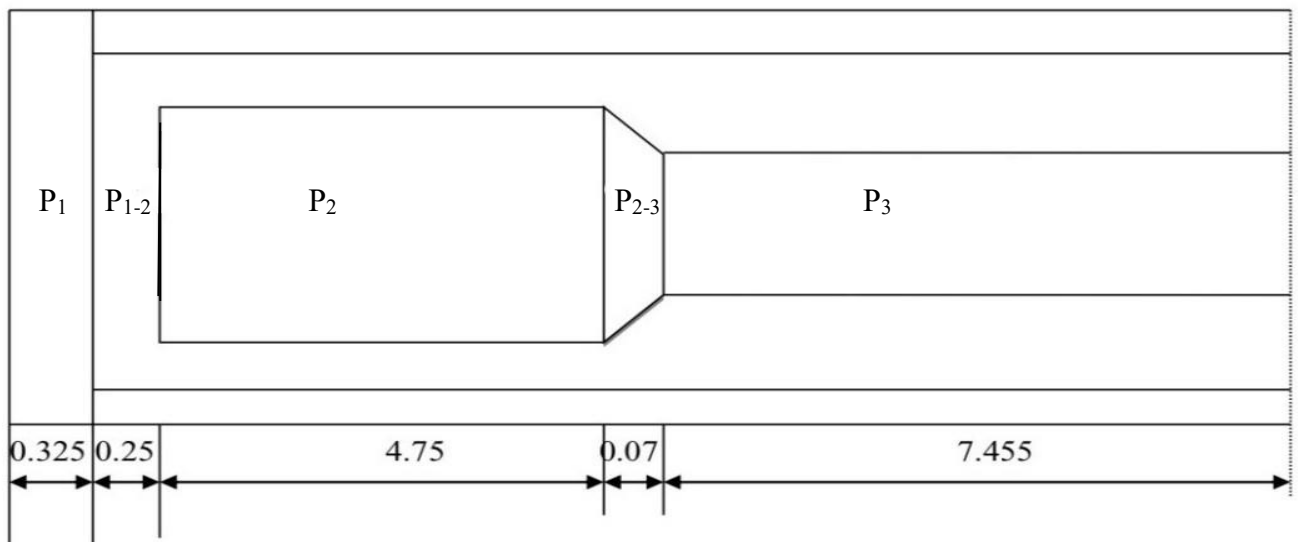


Fig.V.1 Dimensions de poutre (D'après le plan)

$$P_t = (P_1 + P_2 + P_3 + P_{1-2} + P_{2-3}) \times 2$$

$$P = \gamma \times L_i \times S_i$$

γ : poids volumique

Li : la longueur de section

Si : la surface

$$\text{Section d'about : } S_1=0,6196\text{m}^2$$

$$\text{Section médiane : } S_2=0,5049\text{m}^2$$

$$\text{Section à mi travée : } S_3=0,3631\text{m}^2$$

Donc :

$$P_1 = 2,5 \times 0,325 \times 0,6196 = 0,503\text{t}$$

$$P_2 = 2,5 \times 4,75 \times 0,5049 = 5,996\text{t}$$

$$P_3 = 2,5 \times 7,455 \times 0,3631 = 6,767\text{t}$$

$$P_{1-2} = \gamma \times l \times \frac{S_1+S_2}{2} = 2,5 \times 0,25 \times \left(\frac{0,6196+0,5049}{2} \right) = 0,351\text{t}$$

$$P_{2-3} = \gamma \times l \times \frac{S_2+S_3}{2} = 2,5 \times 0,07 \times \left(\frac{0,5049+0,3631}{2} \right) = 0,076\text{t}$$

Pour la totalité de la poutre :

$$P_t = 2 \times (0,503 + 5,996 + 6,767 + 0,351 + 0,076) = 27,386\text{t}.$$

Et en mètre linéaire : $P(\text{t/ml}) = 27,386/25,7 = 1,066\text{t/ml}$.

Poids totale de toutes les poutres est : $1,066 \times 9 = 9,594\text{t/ml}$.

- **Dalle :**

$$P_D = e \times \gamma \times L$$

$$P_D = 0,25 \times 2,5 \times 14 = 8,75\text{t/ml}.$$

Donc on a la charge permanente CP :

$$CP = P_D + P_P = 8,75 + 9,594 = 18,344\text{t/ml}.$$

2.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

- **Revêtement et étanchéité :**

Poids du revêtement + chapes d'étanchéité

$$P = (0,06 + 0,02) \times 2,2 \times 14 = 1,408\text{t/ml}.$$

- **Trottoir et corniche :**

- **Corniche :**

$$S_1 = \frac{3 \times 17,5}{2} = 26,25\text{cm}^2$$

$$S_2 = 23 \times 17,5 = 402,5\text{cm}^2$$

$$S_3 = 147,5\text{cm}^2$$

$$S_4 = 295 \text{ cm}^2$$

$$G_c = \gamma_b \times L \times S = 2,5 \times 1 \times \left[\frac{17,5 \times 3}{2} + \frac{59 \times 5}{2} + (23 \times 17,5) + (5 \times 59) \right] \times 10^{-4} = 0,218 \text{ t/ml}$$

➤ **Trottoir :**

$$G_s = \gamma_b \times L \times S = 2,5 \times 1 \times 0,2 \times 1,75 = 0,875 \text{ t/ml}$$

$$G_{s+c} = (0,218 + 0,875) \times 2 = 2,186 \text{ t/ml}$$

• **Glissière de sécurité :**

$$0,06 \text{ t/ml} \times 2 = 0,12 \text{ t/ml}$$

• **Garde-corps :**

$$0,1 \text{ t/ml} \times 2 = 0,2 \text{ t/ml}$$

Donc le poids total :

$$\text{CCP} = 0,2 + 0,12 + 2,186 + 1,408 = 3,914 \text{ t/ml}$$

Poids propre total du tablier :

$$\text{CP} + \text{CPP} = 18,344 + 3,914 = 22,258 \text{ t/ml}$$

$$G = (\text{CP} + \text{CPP}) \times L = 22,258 \times 25,7$$

$$G = 572,031 \text{ t}$$

3. Calcul des surcharges :

On va calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées caractéristiques du pont :

- Classe du pont :

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

Tab.V.1 Classe du pont

- La largeur roulable L_r de notre pont est égale à 10,5 m donc le pont est de 1ère classe car : $L_r > 7 \text{ m}$.
- Nombre de voie : $N = \frac{L_c}{3} = \frac{10,5}{3} = 3,5$ donc $N = 3$ voies
- La largeur de voie : $L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{10,5}{3} = 3,5 \text{ m}$

On distingue :

- ✚ La surcharge de type A(L).
- ✚ Système B : (B_c, B_t, B_r).
- ✚ La surcharge militaire $M_c 120$.

- ✚ Le convoi exceptionnel D240.
- ✚ Les surcharges sur trottoirs.
- ✚ La surcharge dus au vent et au séisme.

a) Système de charges A(L) :

Le système A se compose d'une charge uniformément dans la l'intensité dépend de la Longueur L chargée est donne par la formule suivante :

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

Avec:

$$A(L)=230+\frac{36000}{L+12}=230+\frac{36000}{25,30+12}= 1195,147\text{kg/m}^2$$

$$A(L)=1,195\text{t/m}^2$$

a₁: coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Classe du Pont	Nombre de voies chargées				
	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5 voies
1	1.00	1.00	0.9	0.95	0.7
2	1.00	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

Tab.V.2 Coefficient de dégressivité transversal de la charge

Donc a₁ = 0,9

Ensuite, la charge A(L) est multipliée par le coefficient a₂ qui est donné par :

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

V : est la largeur de la voie : V=3,5

V₀ : ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Classe du pont	V ₀
1ère	3,5m
2ème	3,0m
3ème	2,75m

Tab.V.3 Tableau de V₀ :

$$\text{Donc : } a_2=\frac{3,5}{3,5}=1$$

$$A_L=0,9 \times 1 \times 1,195 =1,076\text{t}$$

Les valeurs de surcharge A (L) est dans le tableau suivants :

Nombre de voies	a ₁	a ₂	A(L) × a ₁ × a ₂	Largeur de voie	A(L) (t/ml)
1	1	1	1,195	3,5	4,1825
2	1	1	1,195	7	8,365
3	0,9	1	1,0755	10,5	11,29275

Tab.V.4 Valeur de surcharge A(L)

b) Système de charges B :

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

Le système B_c se compose de camions types

Le système B_r se compose d'une roue isolée

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

❖ **Système B_c :**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

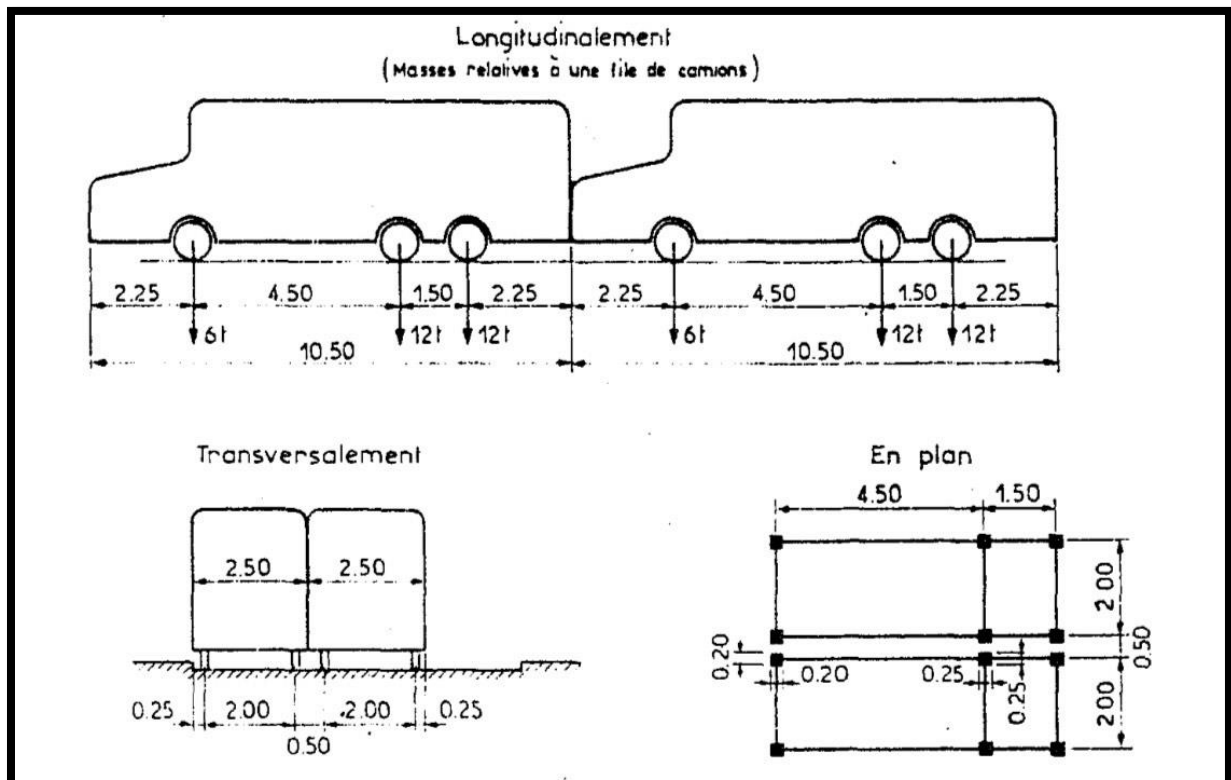


Fig.V.2 Système B_c

-En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Classe du Pont	Nombre de files considérés				
	1 voie	2 voies	3 voies	4 voies	≥ 5 voies
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1.00	1.00	-	-	-
3	1.00	0.80	-	-	-

Tab.V.5 Tableau donnant le coefficient bc

Les charges du système Bc sont frappées par un coefficient de majorations dynamiques δ :

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

L : portée du pont = 25,30m

G : charge permanente = 572,031t

S: Surcharge B maximale multiplié au préalable par bc .

$$S_{Bc} = S \times bc$$

➤ Pour une voie chargée :

$$bc=1.2 \quad \longrightarrow \quad S=60 \times 1,2=72t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{572.031}{72}} = 1,084$$

➤ Pour deux voies chargées :

$$bc=1.1 \quad \longrightarrow \quad S=120 \times 1,1=132t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{572.031}{132}} = 1,099$$

➤ Pour trois voies chargées :

$$bc=0.95 \quad \longrightarrow \quad S=180 \times 0,95=171t$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{572.031}{171}} = 1,108$$

N de voies chargée	b _c	charge par essieu (t)		
1	1,2	E . AV	6×1,2×1,084	7,8048
		E . AR	12×1,2×1,084	15,6096
2	1,1	E . AV	6×1,1×1,099	7,2534
		E . AR	12×1,1×1,099	14,5068
3	0,95	E . AV	6×0,95×1,108	6,3156
		E . AR	12×0,95×1,108	12,6312

Tab.V.6 Valeur du surcharge Bc

❖ **Système Bt :**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

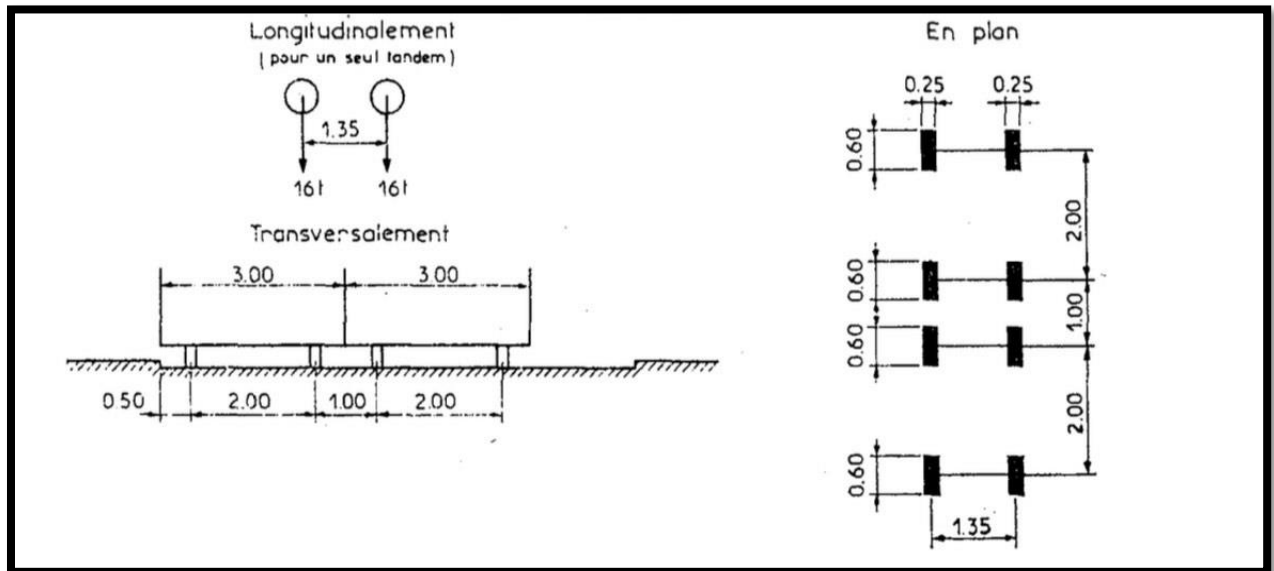


Fig.V.3 Système Bt

-En 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	1ère	2ème
bt	1.00	0.90

Tab.V.7 Coefficient bt

-Le pont est de la 1^{ère} classe donc bt=1

-La masse total =32t

-Et par un coefficient de majorations dynamiques δ :

➤ Pour une voie chargée :

$$S = s \times bt = 32 \times 1 \times 1 = 32t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{572.031}{32}} = 1,074$$

➤ Pour deux voies chargées :

$$S = 32 \times 1 \times 2 = 64t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{572.031}{64}} = 1,082$$

➤ Pour trois voies chargées :

$$S = 32 \times 1 \times 3 = 96t$$

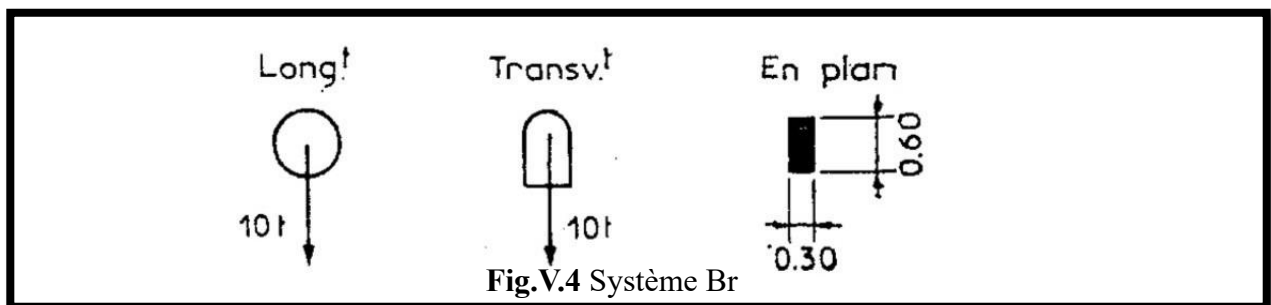
$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 25.30} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{572.031}{96}} = 1,09$$

Désignation	s	bt	δ_c	Essieu (16t)
1 tandem	32	1.00	1,074	17,184
2 tandem	64	1.00	1,082	34,624
3 tandem	96	1.00	1,09	69,76

Tab.V.8 Valeur du surcharge Bt

❖ Système Br :

Le système Br se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 × 0,3m, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable



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

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

$$L = 25,30m$$

$$G = 572,031t$$

$$S = 10t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25.30} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{572.031}{10}} = 1,069$$

Désignation	S	δ_c	Roue (10t)
Br	10	1,069	10 x 1,069 = 10,69

Tab.V.9 Valeur de surcharge Br

c) Système militaire Mc120 :

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

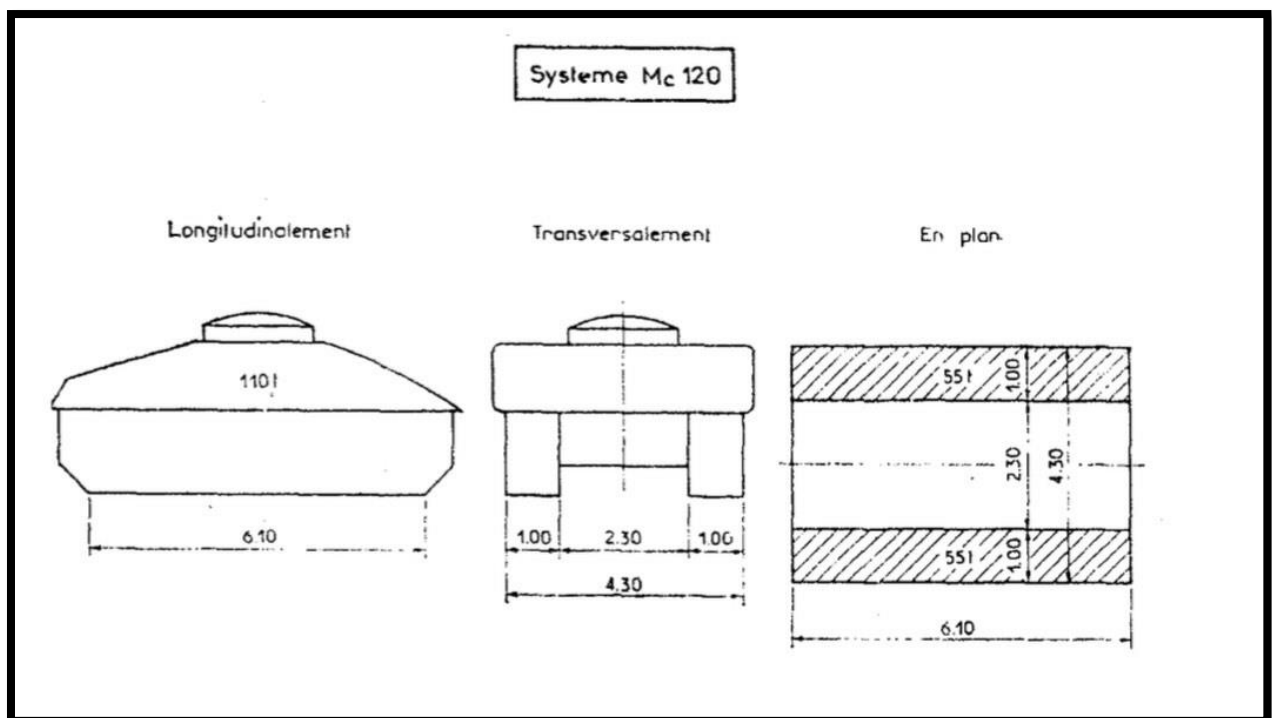


Fig.V.5 Système Mc120

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

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

$$L = 25,30\text{m}$$

$$G = 572,031\text{t}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 25,30} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{572,031}{110}} = 1,094$$

$$Q = 110 \times 1,094 = 120,34\text{t}$$

$$Q_{/ml} = \frac{120,34}{6,1} = 19,728 \text{ t/ml}$$

d) Convoi D₂₄₀ :

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique

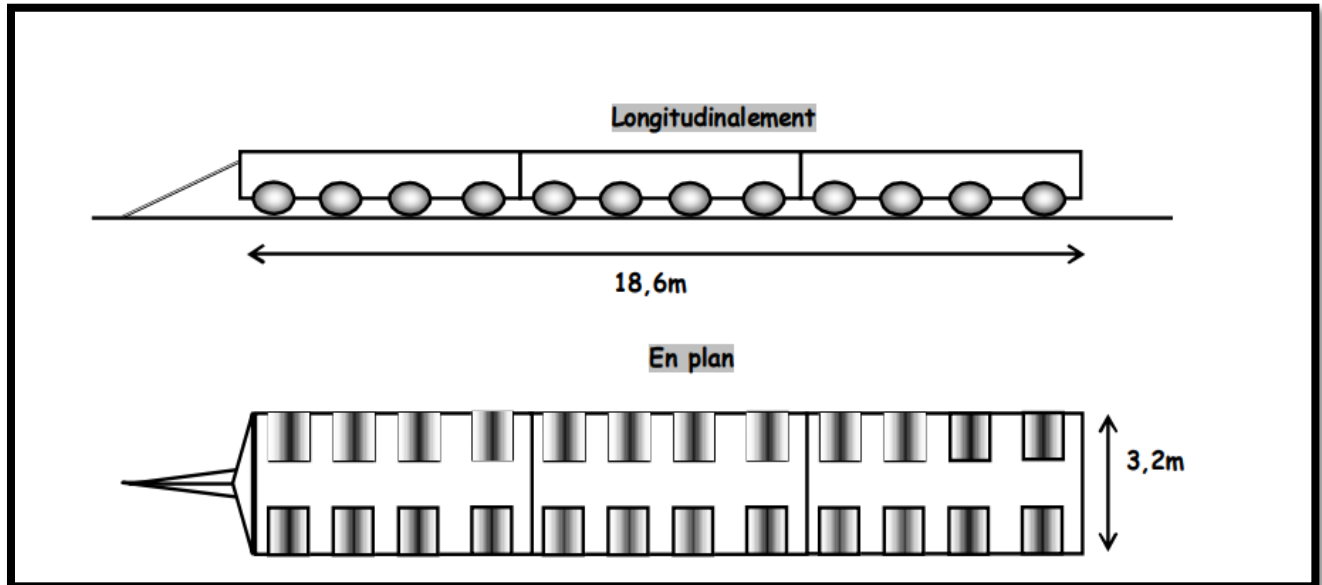


Fig.V.6 Convoi D₂₄₀

$$Q = 240 \text{ t}$$

$$Q_{/ml} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

e) Surcharge sur trottoirs :

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

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément.

-un trottoir chargé : $P = 0,15 \times 1,75 = 0,263 \text{ t/ml}$

-deux trottoirs chargés : $P = 2 \times 0,15 \times 1,75 = 0,526 \text{ t/ml}$

f) Forces de freinage :

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F_f = F \times A(L), \text{ avec } F = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \text{ et } S = L_r \times L \text{ (la surface chargée m}^2\text{)}.$$

	A (L) (t)	S (m ²)	F	F _r (t)
1 voie	4,1825× 25,30=105,817	3,5 ×25,30=88,55	0,049	5,19
2 voies	8,365×25,30=211,635	7 ×25,30=177,1	0,048	10,16
3 voies	11,293×25,30=285,713	10,5×25,30=265,65	0,048	13,714

Tab.V.10 Effort de freinage

4. Calcul des éléments de réductions dus aux charges permanentes :

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

4.1. Poutre seule :

$$q=1,066 \text{ t/ m}$$

$$R_A=R_B=\frac{q}{2} \times L = \frac{1,066}{2} \times 25,70 = 13,698t$$

$$M(x)= R_A \cdot x - q \cdot x^2 / 2$$

$$T(x) = R_A - q \cdot x$$

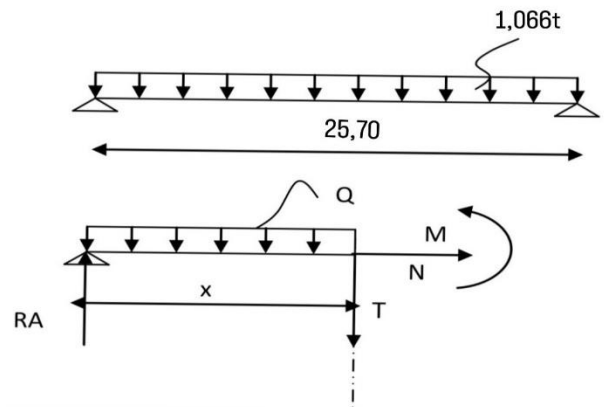


Fig.V.7 Schéma statique de la poutre

Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	R _A (t)
0.00L	0	0	13,698	13,698
0.25L	6,425	66,007	6,849	
0.50L	12,85	88,009	0	

Tab.V.11 Poutre seul

4.2. Dalle:

$$q=2,5 \times 1,5 \times 0,25=0,938t/ml$$

Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	R _A (t)
0.00L	0	0	12,053	12,053
0.25L	6,425	58,08	6,026	
0.50L	12,85	77,439	0	

Tab.V.12. Dalle

4.3. La superstructure :

Q=3,914 t/ml

q= 3,914/9=0.435 t/ml

Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	R _A (t)
0.00L	0	0	5,59	5,59
0.25L	6,425	26,937	2,795	
0.50L	12,85	35,917	0	

Tab.V.13 Superstructure

4.4. Tableau récapitulatif des M,T :

Désignation	Section(X)	X	M (t.m)	T (t)	R _A (t)
Poutre en général	0.00L	0	0	31,341	31,341
	0.25L	6,425	151,024	15,67	
	0.50L	12,85	201,365	0	

Tab.V.14 Tableau récapitulatif des M,T

5. Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

5.1. Moment fléchissant :

5.1.1 Moment fléchissant à x=0,5L :

➤ **Surcharge A (L) et trottoir :**

- **Surcharge A(L) :**

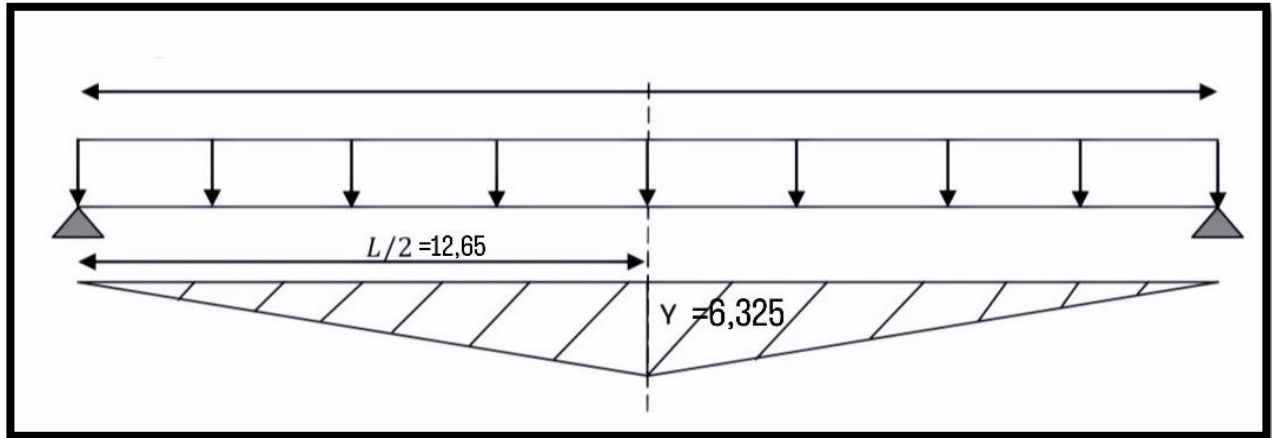


Fig. .V.8 Ligne d'influence A(L)

$$Y = 12.65 \left(1 - \frac{12.65}{25.30} \right) = 6.325$$

$$S = \sum S_i = 2 \times \left(\frac{12.65 \times 6.325}{2} \right) = 80.01 \text{ m}^2$$

$$M = A(L) \times S$$

-pour une voie chargée :

$$M = 4.1825 \times 80.01 = 334.64 \text{ t.m}$$

-pour deux voies chargées :

$$M = 8.365 \times 80.01 = 669.28 \text{ t.m}$$

-pour trois voies chargées :

$$M = 11.293 \times 80.01 = 903.53 \text{ t.m}$$

• **Trottoir :**

$$M = q \times S$$

-un trottoir :

$$M = 0.263 \times 80.01 = 21.04 \text{ t.m}$$

-deux trottoirs :

$$M = 0.526 \times 80.01 = 42.09 \text{ t.m}$$

➤ **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."

- **Système Bc :**

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

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

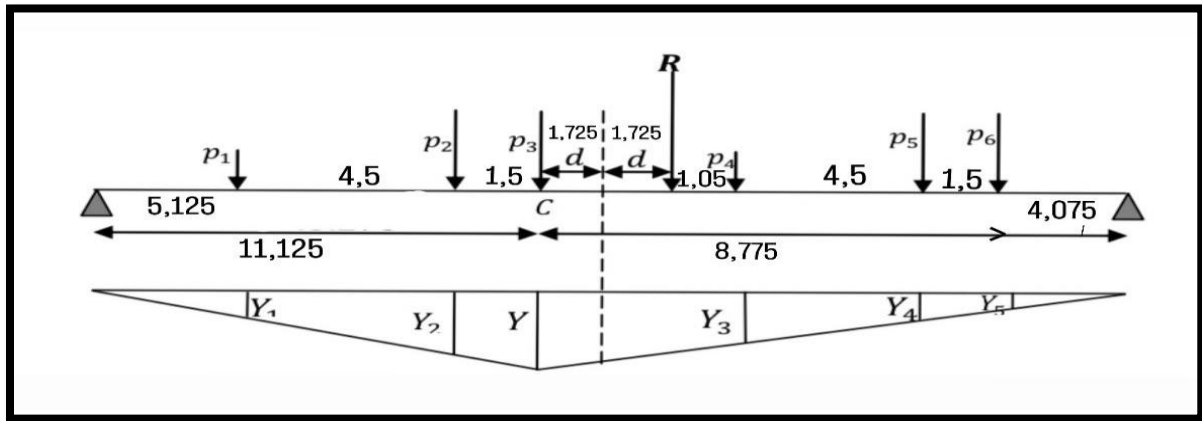


Fig.V.9 ligne d'influence pour le premier cas du Bc

$$d_r = \frac{\sum F_i d_i}{\sum F_i} = \frac{(12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5)}{60} = 9.45m$$

$$a = 9.45 - 6 = 3.45m$$

-On utilise l'équation de déformée pour calculer les coordonnées :

$$Y = x \left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

$$Y = 11.125 \left(1 - \frac{11.125}{25.30}\right) = 6.309m$$

Y1	Y2	Y	Y3	Y4	Y5
2,906	5,458	6,309	4,361	2,413	1,764

Tab.V.15. Valeurs de Yi cas 1 de Bc à $X=0.5L$

$$M = \sum (p_i \times Y_i) = 234.93 \text{ t.m}$$

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

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

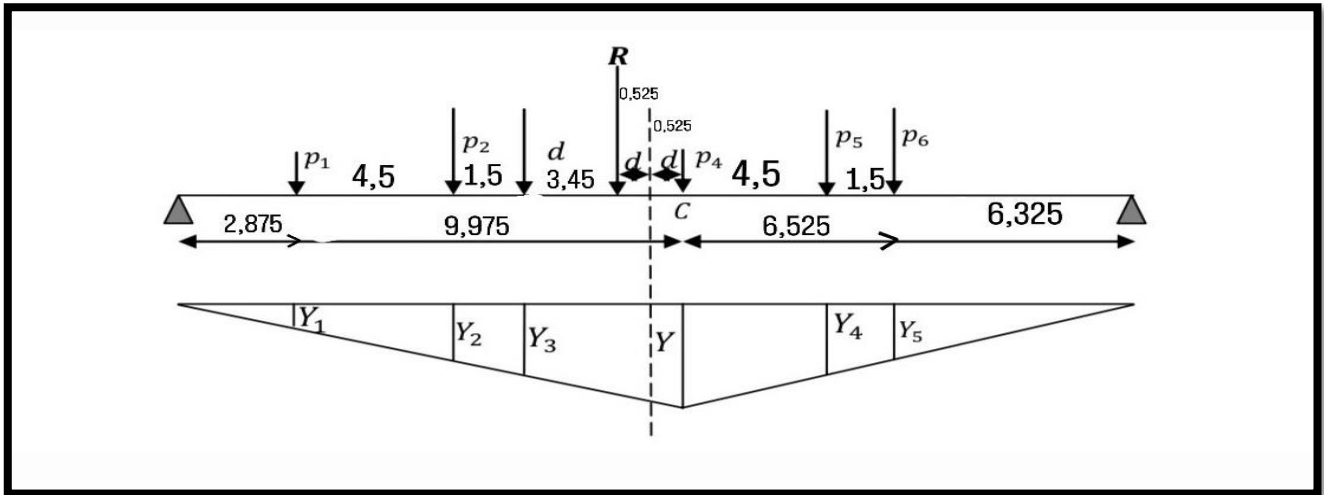


Fig.V.10 ligne d'influence pour le 2^{ème} cas du BC

$$d_r = \frac{\sum F_i d_i}{\sum F_i} = \frac{(12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5)}{60} = 7.05 \text{ m}$$

$$a = 7.05 - 6 = 1.05 \text{ m}$$

-On utilise l'équation de déformée pour calculer les coordonnées :

$$Y = x \left(1 - \frac{x}{L}\right) \implies Y = 12.325 \times \left(1 - \frac{12.325}{25.30}\right) = 6.414 \text{ m}$$

Y1	Y2	Y3	Y	Y4	Y5
1,379	3,537	4,256	6,414	4,072	3,292

Tab.V.16 Valeurs de Yi cas 2 de Bc à X=0.5L

$$M = \sum(p_i \times Y_i) = 228.642 \text{ t.m}$$

-Alors le cas le plus défavorable est le cas N°1.

$$\text{Donc on a : } M = \sum(p_i \times Y_i) \times \delta c \times bc$$

-un convoi :

$$M = 234.93 \times 1.2 \times 1.084 = 305.597 \text{ t.m}$$

-deux convois:

$$M = 234.93 \times 1.1 \times 1.099 \times 2 = 568.014 \text{ t.m}$$

-trois convois:

$$M = 234.93 \times 0.95 \times 1.108 \times 3 = 741.862 \text{ t.m}$$

- **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 quelle position (à droite ou à gauche l'axe de la poutre) sans influencer sur le résultat.

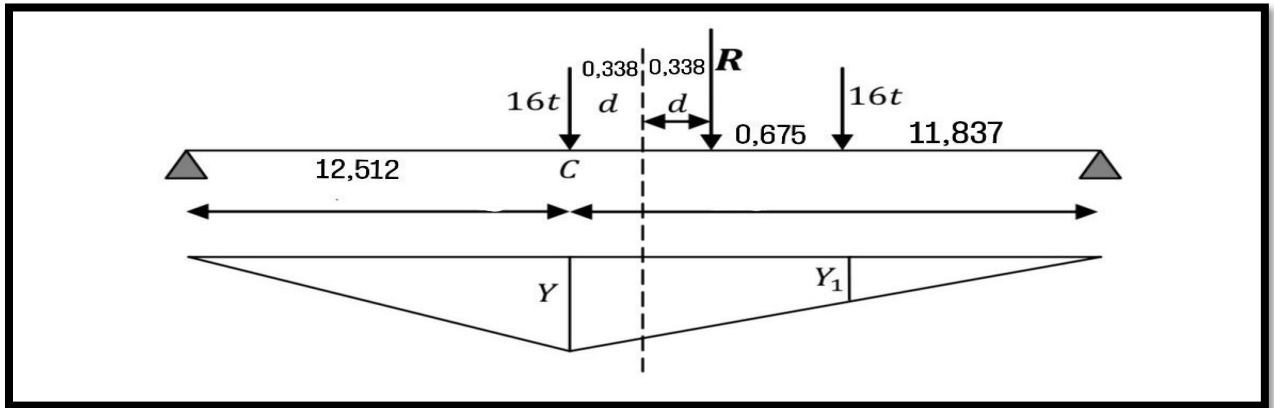


Figure.V.11 Ligne d'influence pour Bt

$$Y = x \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 12.512 \times \left(1 - \frac{12.512}{25.30}\right) = 6.42 \text{ m} \implies Y_1 = 5.76 \text{ m}$$

Donc : $M = 16(Y + Y_1) \times \delta c \times bt$

-un tandem :

$$M = 16 \times (6.42 + 5.76) \times 1 \times 1.074 = 209.301 \text{ t.m}$$

-deux tandems :

$$M = 16 \times (6.42 + 5.76) \times 1 \times 1.082 \times 2 = 421.72 \text{ t.m}$$

-trois tandems :

$$M = 16 \times (6.42 + 5.76) \times 1 \times 1.09 \times 3 = 637.26 \text{ t.m}$$

➤ **Système Mc120 :**

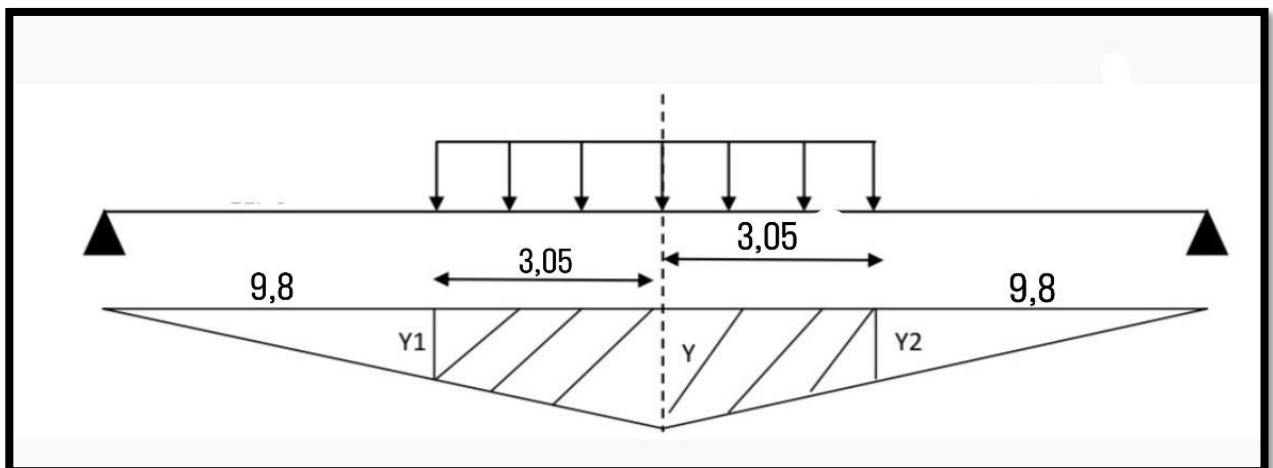


Figure.V.12 Ligne d'influence pour Mc120

$$X=12.85 \text{ m}$$

$$Y=6.425\text{m}$$

$$Y_1=Y_2=4.9 \text{ m}$$

$$S=2 \times \left(\frac{6.425+4.9}{2} \right) \times 3.05 = 34.54 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S \times \delta c = 19.728 \times 34.54 \times 1.094 = 745.457 \text{ t.m}$$

➤ **Charge exceptionnelle D240 :**

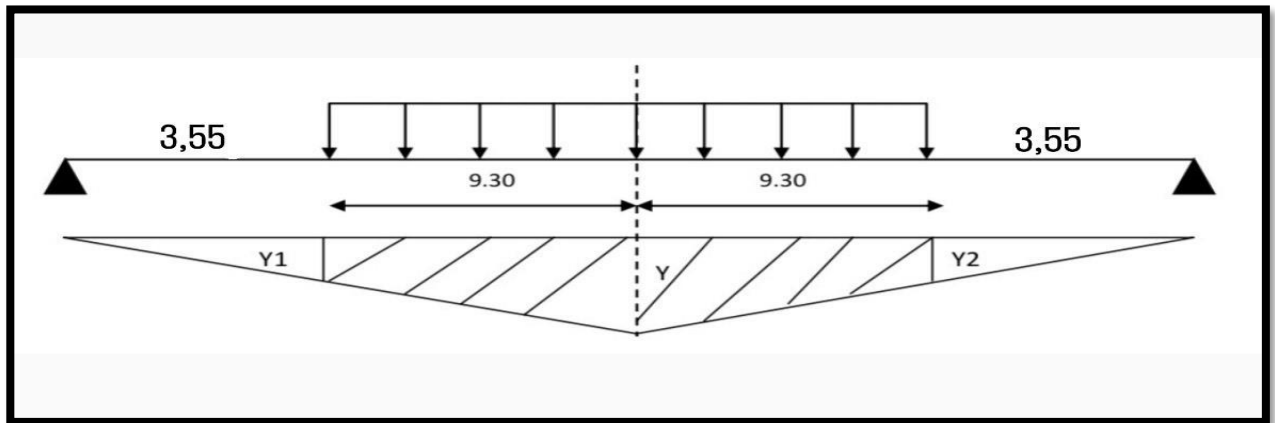


Figure.V.13 Ligne d'influence pour D240

$$X=12.85\text{m}$$

$$Y=6.425\text{m}$$

$$Y_1=Y_2=1.775 \text{ m}$$

$$S=2 \times \left(\frac{6.425+1.775}{2} \right) \times 9.3 = 76.26 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S = 12.903 \times 76.26 = 983.98\text{t.m}$$

5.1.2. Moment fléchissant à $x=0.25L$:

➤ **Surcharge A(L) et trottoir :**

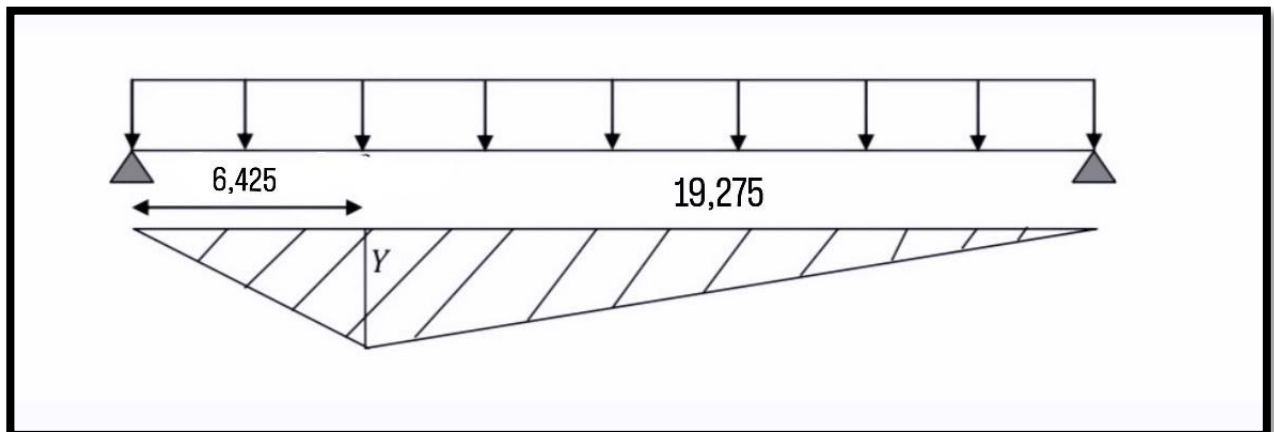


Figure.V.14 Ligne d'influence pour A(L) à $x=0.25L$

$$X=6.425m$$

$$Y=4.819m$$

$$S=(6.425 \times \frac{4.819}{2}) + (19.275 \times \frac{4.819}{2}) = 61.92 \text{ m}^2$$

- **Surcharge A(L) :**

$$M=A(L) \times S$$

-une voie chargée :

$$M=4.183 \times 61.92 = 259.01 \text{ t.m}$$

-deux voies chargées :

$$M=8.365 \times 61.92 = 517.961 \text{ t.m}$$

-trois voies chargées :

$$M=11.293 \times 61.92 = 699.263 \text{ t.m}$$

- **Trottoir :**

$$M=q \times S$$

-un trottoir :

$$M=0.263 \times 61.92 = 16.285 \text{ t.m}$$

-deux trottoirs :

$$M=0.526 \times 61.92 = 32.57 \text{ t.m}$$

➤ **Système B :**

- **Système Bc :**

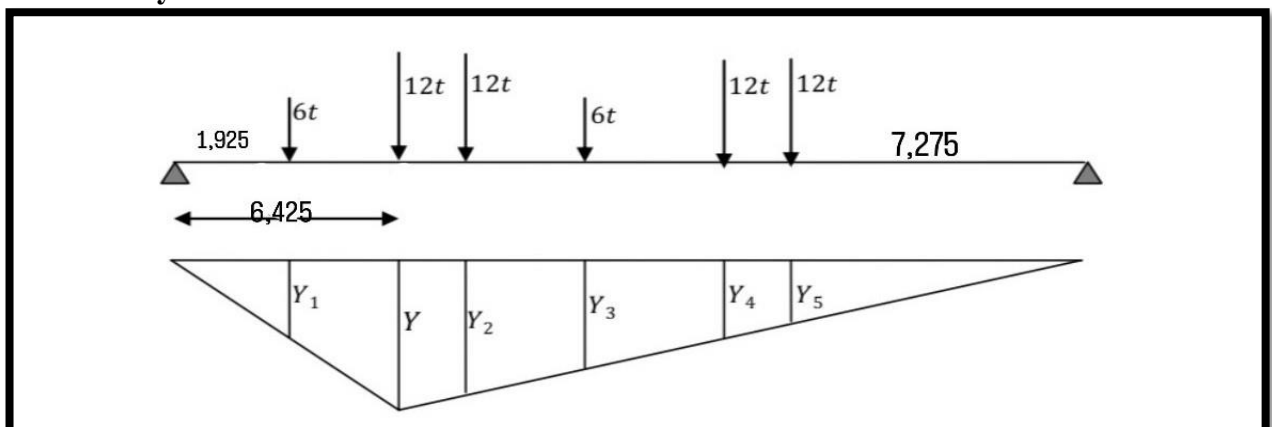


Figure.V.15 Ligne d'influence pour Bc à $x=0.25L$

$$Y = x(1 - x/L) = 6.425(1 - \frac{6.425}{25.30}) = 4.819m$$

Y1	Y	Y2	Y3	Y4	Y5
1,444	4,819	4,444	3,319	2,194	1,819

Tab.V.17 Valeurs de Yi de Bc à X=0.25L

$$M = \sum(p_i \times Y_i) = 228.642 \text{ t.m}$$

Donc on a : $M = \sum(p_i \times Y_i) \times \delta c \times bc$

-un convoi :

$$M = 187.89 \times 1.2 \times 1.084 = 244.407 \text{ t.m}$$

-deux convois :

$$M = 187.89 \times 1.1 \times 1.099 \times 2 = 454.280 \text{ t.m}$$

-trois convois :

$$M = 187.89 \times 0.95 \times 1.108 \times 3 = 593.319 \text{ t.m}$$

- **Systeme Bt:**

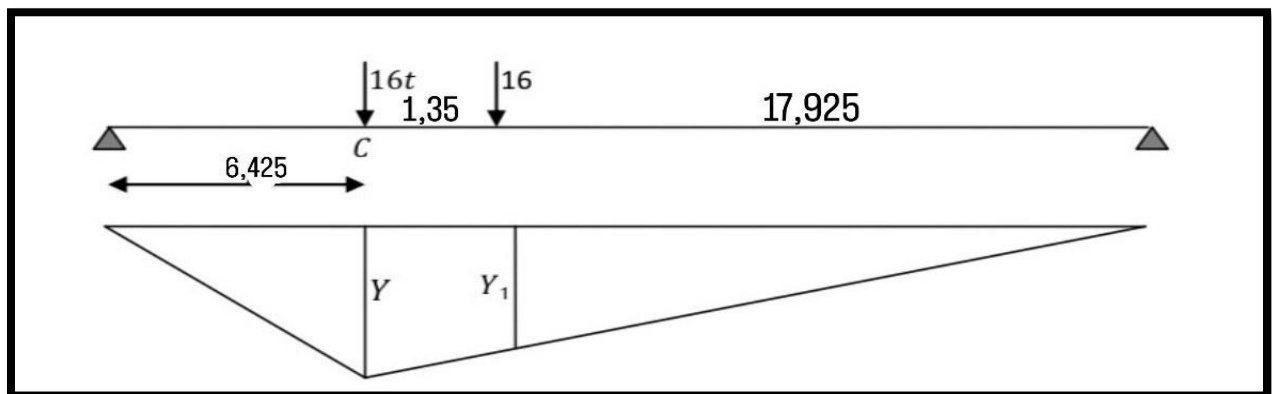


Figure.V.16 Ligne d'influence pour Bt à x=0.25L

$$Y = x \left(1 - \frac{x}{L}\right) = 6.425 \times \left(1 - \frac{6.425}{25.30}\right) = 4.819 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 4.481 \text{ m}$$

Donc : $M = 16(Y + Y_1) \times \delta c \times bt$

-un tandem :

$$M = 16 \times (4.819 + 4.481) \times 1 \times 1.074 = 159.811 \text{ t.m}$$

-deux tandems :

$$M = 16 \times (4.819 + 4.481) \times 1 \times 1.082 \times 2 = 322.003 \text{ t.m}$$

-trois tandems :

$$M=16 \times (4.819+4.481) \times 1 \times 1.09 \times 3=486.576t.m$$

➤ **Système Mc120 :**

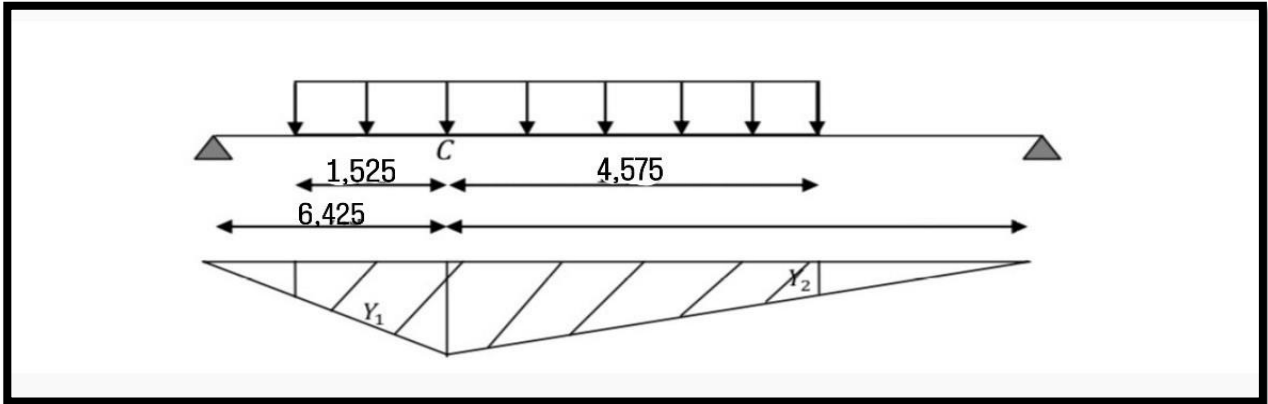


Figure.V.17 Ligne d'influence pour Mc120 à $x=0.25L$

$$Y=4.819m$$

$$Y_1=Y_2=3.675 m$$

$$S= ((3.675+4.819) \times \frac{1.525}{2}) + ((3.675+4.819) \times \frac{4.575}{2}) = 25.907 m^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S \times \delta c = 19.728 \times 25.907 \times 1.094 = 559.136t.m$$

➤ **Système D240:**

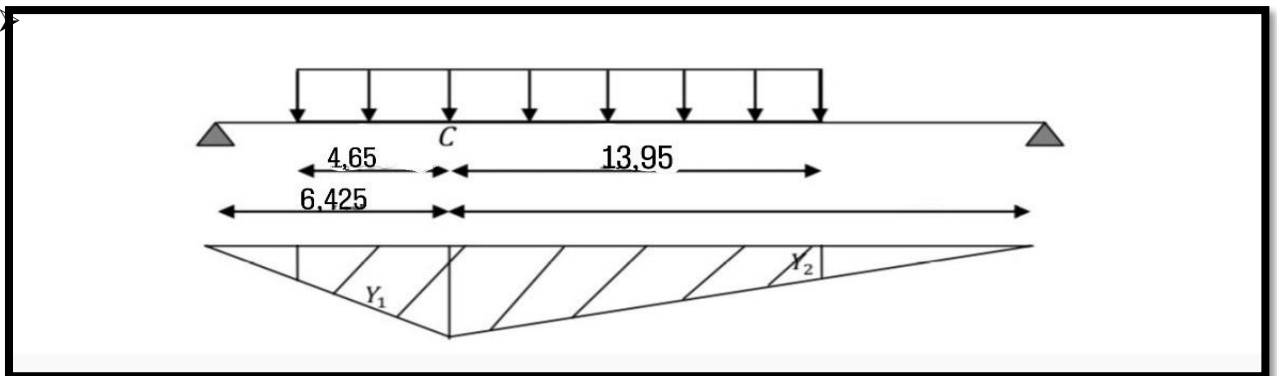


Figure.V.18 Ligne d'influence pour D240 à $x=0.25L$

$$X=6.425m$$

$$Y=4.819m$$

$$Y_1=Y_2=1.331 m$$

$$S= ((1.331+4.819) \times \frac{4.65}{2}) + ((1.331+4.819) \times \frac{13.95}{2}) = 57.195 m^2$$

$$\text{Donc : } M = q \times S = 12.903 \times 57.195 = 737.987$$

5.1.3 Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

Désignation		pour $x=0,5L$		pour $x=0,25L$	
		Mmax (t,m)	M0=M/9 (t,m)	Mmax (t,m)	M0=M/9 (t,m)
Surcharges A(L)	1 voie chargée	334,641	37,182	259,01	28,779
	2 voies chargées	669,28	74,364	517,961	57,551
	3 voies chargées	903,53	100,392	699,263	77,696
Trottoirs	1 trottoir	21,04	2,338	16,285	1,809
	2 trottoirs	42,09	4,677	32,57	3,619
Système Bc	1 convoi	305,597	33,955	244,407	27,156
	2 convois	568,014	63,113	454,28	50,476
	3 convois	741,862	82,429	593,319	65,924
Système Bt	1 tandem	209,301	23,256	159,811	17,757
	2 tandems	421,72	46,858	322,003	35,778
	3 tandems	637,26	70,807	486,576	54,064
Convoi Mc120		745,457	82,862	559,136	62,126
Convoi D240		983,98	109,331	737,987	81,999

Tab.V.18.tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

5.2 Efforts tranchants :

5.2.1 Efforts tranchants à $X=0L$:

➤ Surcharge A (L) et trottoir :

- Surcharge A(L) :

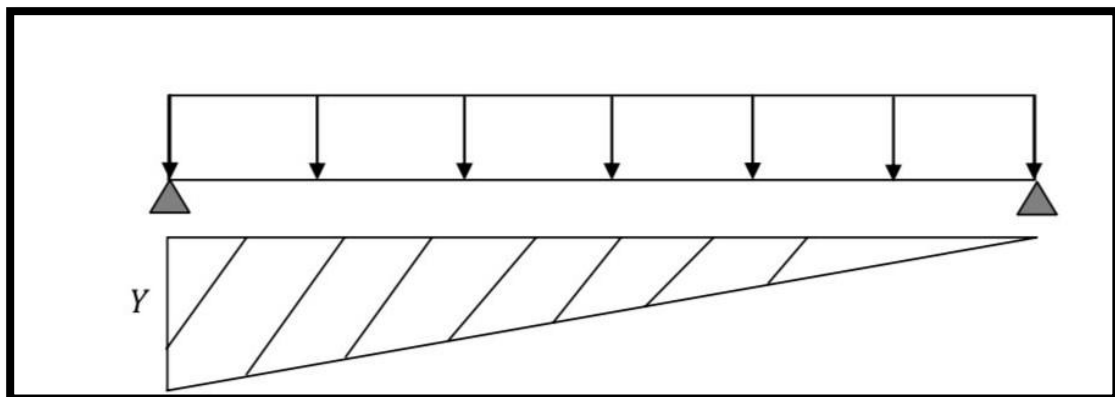


Figure.V.19 Ligne d'influence pour A(L)à $x=0L$

$$Y = \frac{x}{L} = 1$$

$$S = \sum S_i = \left(\frac{1 \times 25.30}{2} \right) = 12.85 \text{ m}^2$$

$$T_{\max} = q \times S$$

-pour une voie chargée :

$$T = 4.1825 \times 12.85 = 53.745 \text{ t}$$

-pour deux voies chargées :

$$T = 8.365 \times 12.85 = 107.49 \text{ t}$$

-pour trois voies chargées :

$$T = 11.293 \times 12.85 = 145.115 \text{ t}$$

- **Trottoir :**

$$T = q \times S$$

-un trottoir :

$$T = 0.263 \times 12.85 = 3.380 \text{ t}$$

-deux trottoirs :

$$T = 0.526 \times 12.85 = 6.759 \text{ t}$$

- **Système B :**

- **Surcharge Bc :**

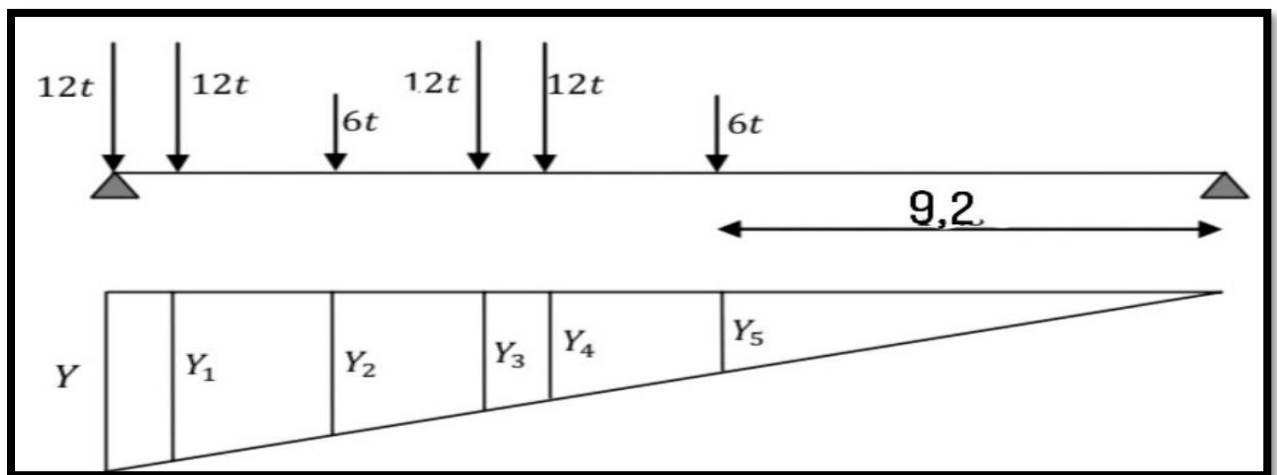


Figure.V.20 Ligne d'influence pour Bc à $x=0L$

$Y = X/L = 1$ donc :

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
1	0,942	0,767	0,591	0,533	0,358

Tab.V.19 Valeurs de Yi de Bc à X=0L

$$T = \sum(p_i \times Y_i) = 43.54t$$

Donc on a : $T = \sum (p_i \times Y_i) \times \delta c \times bc$

-un convoi :

$$T = 187.89 \times 1.2 \times 1.084 = 56.64t$$

-deux convois :

$$T = 187.89 \times 1.1 \times 1.099 \times 2 = 105.27t$$

-trois convois :

$$T = 187.89 \times 0.95 \times 1.108 \times 3 = 137.49t$$

• **Surcharge Bt :**

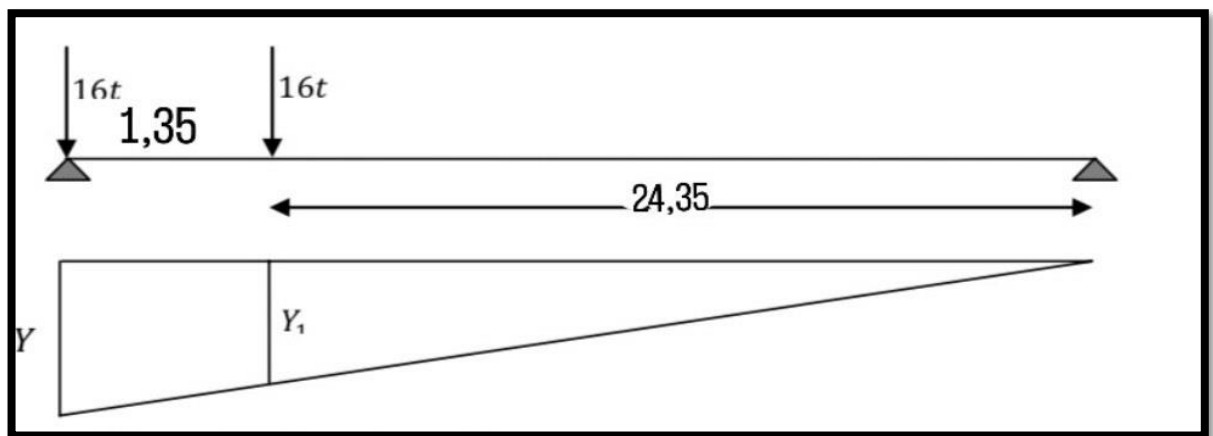


Figure.V.21 Ligne d'influence pour Bt à x=0L

$$Y = \frac{x}{L} = 1 \implies Y_1 = 0.947$$

$$T_{max} = (16 \times 1 + 16 \times 0.947) = 31.152 t$$

-un tandem :

$$T = (31.152 \times 1 \times 1.074) = 33.457 t$$

-deux tandems :

$$T = (31.152 \times 1 \times 1.082 \times 2) = 67.413t$$

-trois tandems :

$$T = (31.152 \times 1 \times 1.09 \times 3) = 101.867t$$

➤ **Système Mc120 :**

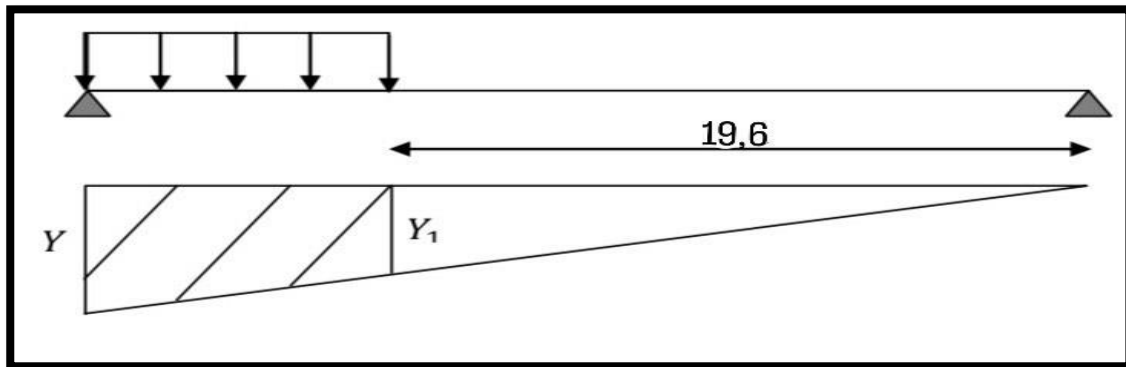


Figure.V.22 Ligne d'influence pour Mc120 à $x=0L$

$$Y = \frac{x}{L} = 1 \implies Y_1 = 0.763$$

$$T_{\max} = \sum (q_i \times S_i) = 19.728 \times \left(\frac{1+0.763}{2} \right) \times 6.1 = 106.08t$$

➤ **Système D240 :**

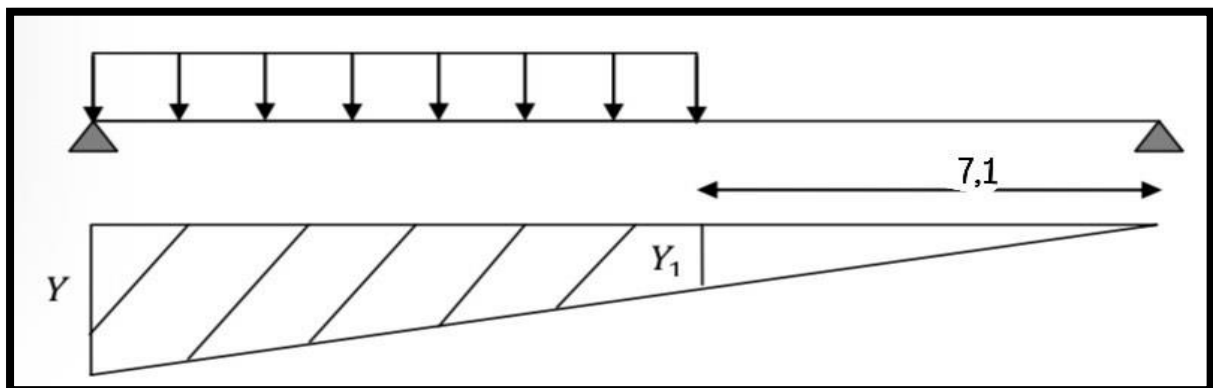


Figure.V.23 Ligne d'influence pour D240 à $X=0L$

$$Y = \frac{x}{L} = 1 \implies Y_1 = 0.276$$

$$T_{\max} = \sum (q_i \times S_i) = 12.903 \times \left(\frac{1+0.276}{2} \right) \times 18.6 = 153.118t$$

5.2.2 Efforts tranchants à $X=0.25L$:

➤ **Surcharge A(L) et Trottoir :**

- **Surcharge A(L) :**

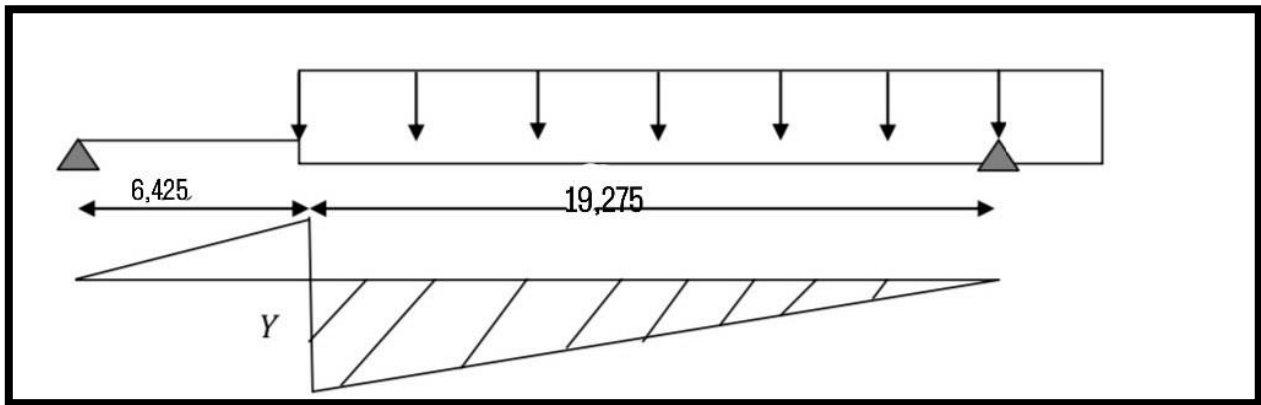


Figure.V.24 Ligne d'influence pour A(L) à X=0.25L

$$Y = \frac{x}{L} = \frac{19.275}{25.7} = 0.75$$

$$S = \sum Si = \left(0.75 \times \frac{19.275}{2}\right) = 7.228 \text{ m}^2$$

$$T_{\max} = q \times S$$

-pour une voie chargée :

$$T = 4.1825 \times 7.228 = 30.231 \text{ t}$$

-pour deux voies chargées :

$$T = 8.365 \times 7.228 = 60.462 \text{ t}$$

-pour trois voies chargées :

$$T = 11.293 \times 7.228 = 81.626 \text{ t}$$

- **Trottoir :**

$$T = q \times S$$

-un trottoir :

$$T = 0.263 \times 7.228 = 1.901 \text{ t}$$

-deux trottoirs :

$$T = 0.526 \times 7.228 = 3.802 \text{ t}$$

➤ **Système B :**

• **Surcharge Bc :**

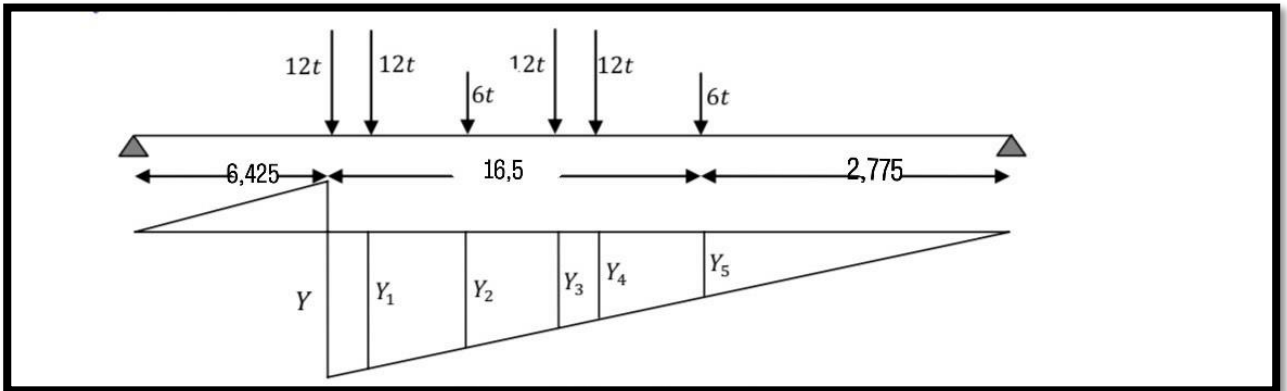


Figure.V.25 Ligne d'influence pour Bc à $X=0.25L$

$$Y = \frac{x - 19.275}{L - 25.30} = 0.75$$

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
0,75	0,692	0,517	0,341	0,283	0,108

Tab.V.20 Valeurs de Y_i de Bc à $X=0.25L$

$$T = \sum (p_i \times Y_i) = 28.542t$$

-un convoi :

$$T = 187.89 \times 1.2 \times 1.084 = 37.127t$$

-deux convois :

$$T = 187.89 \times 1.1 \times 1.099 \times 2 = 69.009t$$

-trois convois :

$$T = 187.89 \times 0.95 \times 1.108 \times 3 = 90.130t$$

• **Surcharge Bt:**

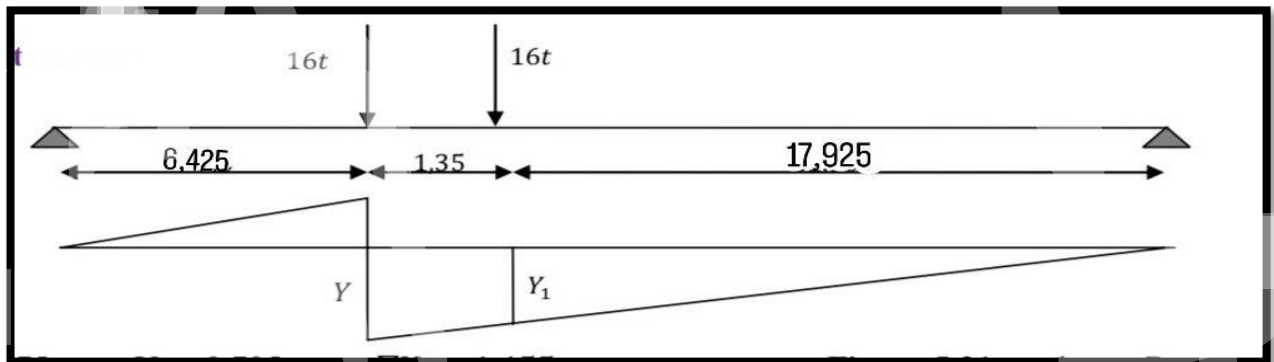


Figure.V.26 Ligne d'influence pour Bt à $X=0.25L$

$$Y = \frac{X}{L} = 0.75 \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 0.697$$

$$T_{\max} = (16 \times 0.75 + 16 \times 0.697) = 23.152 \text{ t}$$

-un tandem :

$$T = (23.152 \times 1 \times 1.074) = 24.865 \text{ t}$$

-deux tandems :

$$T = (23.152 \times 1 \times 1.082 \times 2) = 50.101 \text{ t}$$

-trois tandems :

$$T = (23.152 \times 1 \times 1.09 \times 3) = 75.707 \text{ t}$$

➤ **Système Mc120 :**

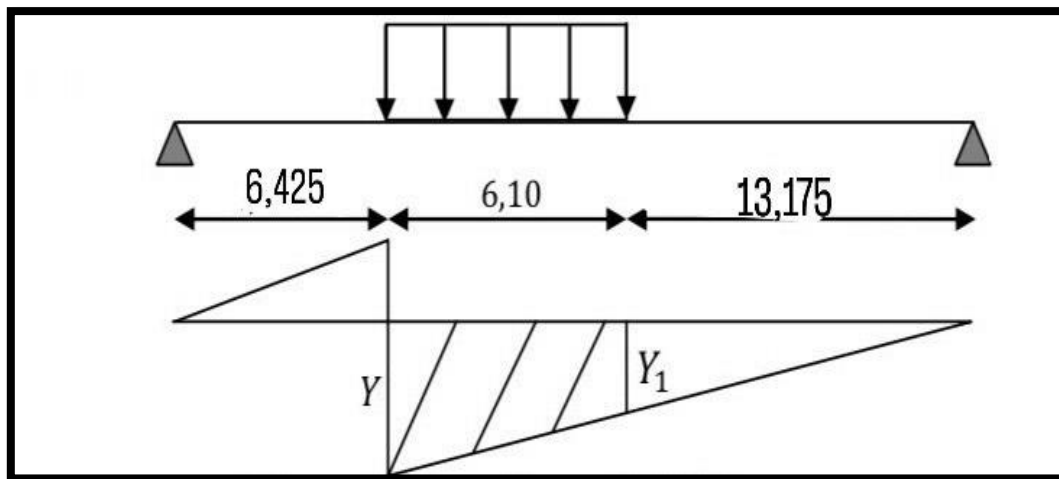


Figure.V.27 Ligne d'influence pour Mc120 à $X=0.25L$

$$Y = \frac{X}{L} = 0.75 \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 0.513$$

$$T_{\max} = \sum (q_i \times S_i) = 19.728 \times \left(\frac{0.75 + 0.513}{2} \right) \times 6.1 = 75.995 \text{ t}$$

➤ **Système D240 :**

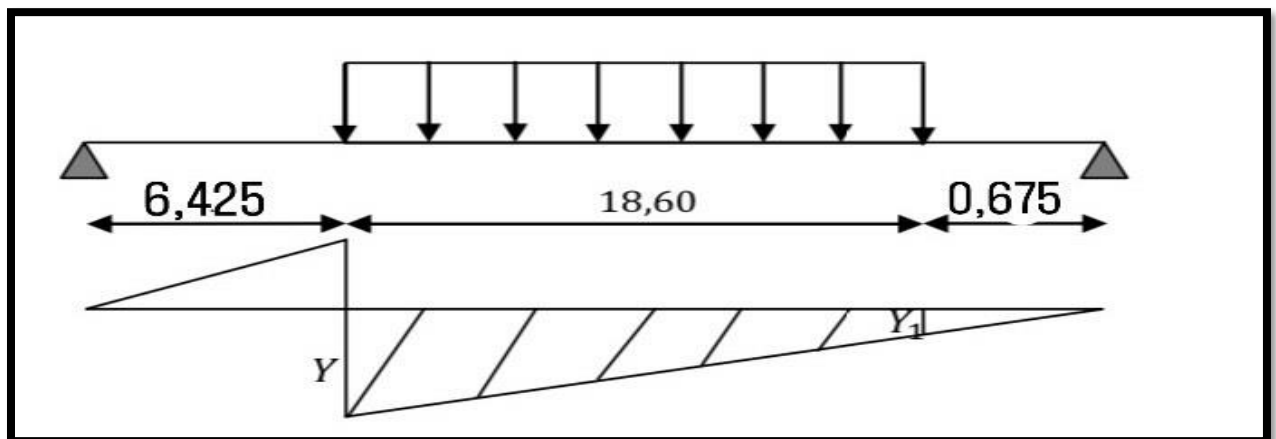


Figure.V.28 Ligne d'influence pour D240 à $X=0.25L$

$$Y = \frac{x}{L} = 0.75 \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 0.026$$

$$T_{\max} = \sum (q_i \times S_i) = 12.903 \times \left(\frac{0.75 + 0.026}{2} \right) \times 18.6 = 93.118 \text{ t}$$

5.2.3 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges :

Désignation		pour $x=0L$		pour $x=0.25L$	
		Tmax (t)	T0=T/9 (t)	Tmax (t)	T0=T/9 (t)
Surcharges A(L)	1 voie chargée	53,745	5,972	30,231	3,359
	2 voies chargées	107,49	11,943	60,462	6,718
	3 voies chargées	145,115	16,124	81,626	9,07
Trottoirs	1 trottoir	3,38	0,376	1,901	0,211
	2 trottoirs	6,759	0,751	3,802	0,422
Système Bc	1 convoi	56,64	6,293	37,127	4,125
	2 convois	105,27	11,697	69,009	7,668
	3 convois	137,49	15,277	90,13	10,014
Système Bt	1 tandem	33,457	3,717	24,865	2,763
	2 tandems	67,413	7,49	50,101	5,567
	3 tandems	101,867	11,319	75,707	8,412
Convoi Mc120		106,08	11,787	75,995	8,444
Convoi D240		153,118	17,013	93,118	10,346

Tab.V.21 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges

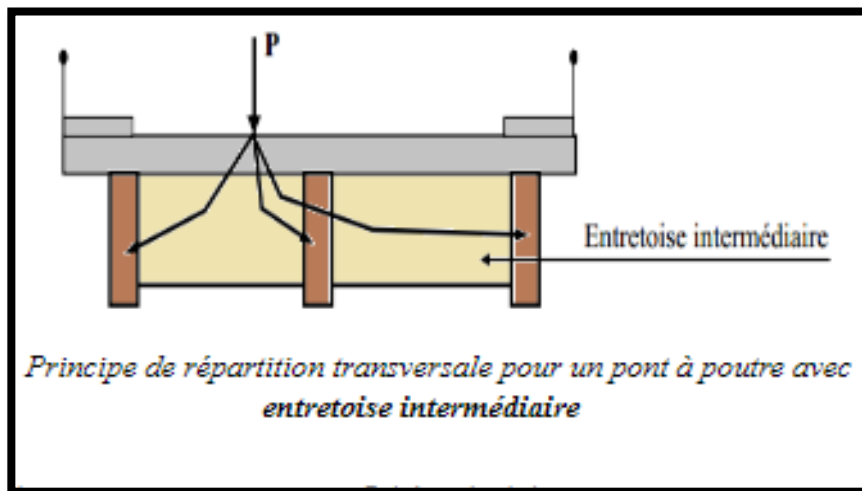
CHAPITRE VI :
REPARTITION TRANSVERSALE
DES EFFORTS

Introduction :

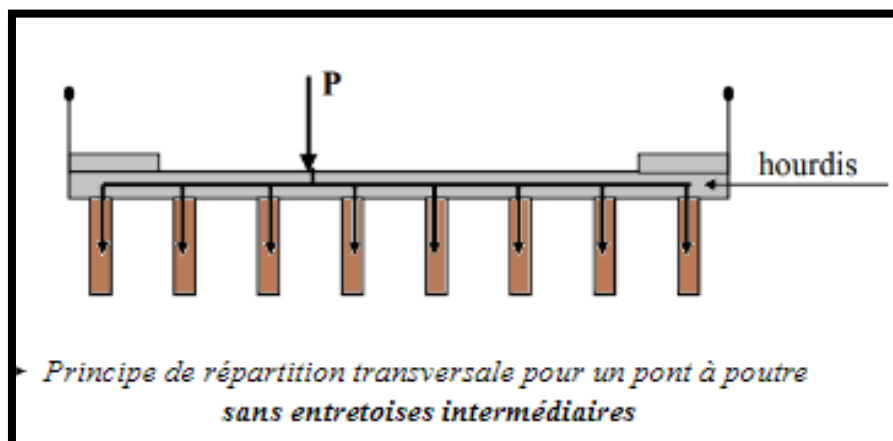
Le rôle principal des entretoises est de répartir les efforts entre les poutres principales, Dans l'absence des entretoises, c'est le hourdis qui joue le rôle d'entretoisement, Pour déterminer les efforts dans une poutre, on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges et ceci à travers un coefficient correctif appelé Coefficient de Répartition Transversale CRT

Les tabliers des ponts à poutres sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calcul ont été proposées, Les méthodes de calcul sont classées en deux familles, selon que la section transversale peut être considérée comme étant indéformable ou déformable

Section rigide indéformable :



Section souple déformable :



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

$$r = \frac{n a^4}{2 I} \sqrt{\frac{I_p}{IE}}$$

Avec : n : nombre des poutres.

a : distance d'entraxe des poutres.

L : portée des poutres.

I_P : Moment d'inertie d'une poutre.

I_E : Moment d'inertie d'une entretoise.

Si : ($r < 0,3$)

- **Méthode de J.Courbon** : Cette méthode suppose que les déformations des entretoises sont négligeables 9vis-à-vis des déformations des poutres, c.à.d. les entretoises présentent une rigidité infinie

Si : ($r \geq 0.30$)

- **Méthode de Guyon-Massonnet** : Lorsque la rigidité torsionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable

Application à Notre Projet :

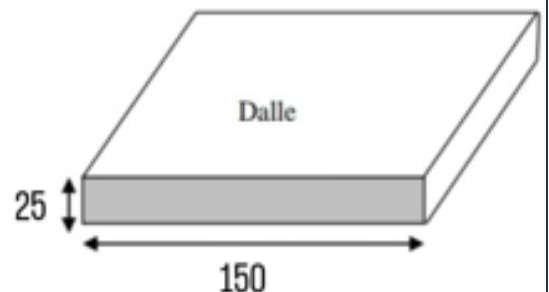
$n = 9$, $a = 1.5$, $l = 25.30$

Remarque :

1- notre projet ne comporte pas d'entretoises, pour cela, le hourdis jouera le rôle des entretoises.

Moment d'inertie d'une entretoise (I_E)

$$I_E = (d.h^3)/12 \quad , \quad I_E = (150 \times 25^3)/12 = 195312,5 \text{ cm}^4$$



2- la poutre préfabriquée présente des sections variables, donc on doit calculer son inertie moyenne équivalente :

$$I_P = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

Avec:

I_0 : Moment d'inertie à la section d'about, avec hourdis.

I_m : Moment d'inertie à la section médiane, avec hourdis.

Pour une poutre intermédiaire :

$$I_0=15097958,3\text{cm}^4$$

$$I_m=16530721,2\text{cm}^4$$

$$I_p=16314125,22\text{cm}^4 = 0,16314\text{m}^2$$

$$r = \frac{9}{2} \times \frac{1,5}{25,30} \times \sqrt[4]{\frac{16314125,22}{195312,5}} = 0,81$$

$r > 0,3$, donc on utilise la méthode de **G-MASSONET**.

LA METHODE DE GUYON-MASSONNET :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections Dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

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

Cette méthode considère que la charge appliquée $p(x)$ est sous forme sinusoïdale telle que :

$$P(x) = P1. \text{Sin} \left(\frac{\pi x}{L} \right)$$

p : est la valeur constante du chargement.

L : portée du pont.

Sous l'effet de cette charge d'excentricité « e », qui agit sur une parallèle à l'axe du pont, ce dernier prend une déformée de forme :

$$W(x, y) = W0. \text{Sin} \left(\frac{\pi x}{L} \right).$$

Cette dernière devient cylindrique de forme :

$$W0(x, y) = W0. \text{Sin} \left(\frac{\pi x}{L} \right)$$

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

$$e = \left\{ \pm b ; \pm \frac{3.b}{4} ; \pm \frac{b}{2} ; \pm \frac{b}{4} ; \pm 0 \right\} \text{ pour les neuf sections de la largeur de dalle}$$

$$y = \left\{ \pm b ; \pm \frac{3.b}{4} ; \pm \frac{b}{2} ; \pm \frac{b}{4} ; \pm 0 \right\} \text{ Il suffit de prendre la symétrie (ex. de : 0 à b).}$$

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

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

-leur rigidité à la flexion $BP = E. IP$

-leur rigidité à la torsion $CP = G. KP$

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

-leur rigidité à la flexion $BE = E. IE$

-leur rigidité à la torsion $CE = G. KE$

E : Module de Young

G : Module de torsion. Avec $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

ν : Coefficient de Poisson

I_P : Moment d'inertie de flexion des poutres.

K_P : Moment d'inertie de torsion des poutres.

I_E : Moment d'inertie de flexion des entretoises.

K_E : Moment d'inertie de torsion des entretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\begin{aligned} \text{Rigidité de flexion :} & \left\{ \begin{array}{l} \rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E I_P}{b_1} \\ \rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E I_E}{L_1} \end{array} \right. \\ \text{Rigidité de torsion :} & \left\{ \begin{array}{l} \gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{G K_P}{b_1} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G K_E}{L_1} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Le comportement du pont est complètement défini par 2 paramètres principaux :

- ❖ Paramètre de torsion : $\alpha = \gamma_P + \gamma_E / \sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}$
- ❖ Paramètre d'entretoisement $\theta = b/L \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$

Dans le cas de pont à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre,

On tracera les lignes d'influences des différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

➤ **Détermination des paramètres de calcul :**

La largeur active est (2b). Le pont est constitué de 9 poutres (n=9) espacées de b₀ 1,5m (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera

$$2b=n.b_0=9 \times 1,5=13,5 \text{ donc : } b=6,75.$$

Calcule les paramètres α et θ :

1. Paramètre d'ouverture entretoises (caractérise la de l'entretoisement) :

$$\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$b=6,75 \quad \rho_p = \frac{E.I_p}{b_1}$$

$$L=25,30\text{m} \quad \rho_E = \frac{E.I_e}{L_1}$$

Calcul de I_p : les poutres de notre projet sont à inertie variable.

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

I₀ = Moment d'inertie à la section d'about, avec hourdis

I_m : Moment d'inertie à la section médiane, avec hourdis

$$I_0 = 15097958,3$$

$$I_m = 16530721,2 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 16314125,22 \text{ cm}^4 = 0,1631412522 \text{ m}^4$$

✓ Rigidité flexionnelle de la poutre :

$$\rho_p = \frac{E.I_p}{b_1} = \frac{E \cdot 0,1631412522}{1,5} = 0,1088E$$

✓ Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$I_E = I_d = (b \times h^3) / 12 = 195312,5 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \frac{E.I_e}{L_1} = \frac{195312,5 \times 10^{-8}}{1,5} \times E = 1,30 \times 10^{-3} E$$

$$\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$\theta = \frac{6,75}{25,3} \times \sqrt{\frac{0,1088E}{E \cdot 1,30 \times 10^{-3}}} = 0,807$$

2. Calcul du paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{2 \rho_p \cdot \rho_E}}$$

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

$\gamma E = \gamma_D = C_D / L_1$ rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur .

Avec :

$$C_p = G \times \left[\sum k_i a_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{6} \right]$$

a : plus grande dimension

h : plus petite dimension

$\frac{b}{a}$	1	1.2	1.5	1.75	2	2.25	2.5	3	4	4 ≤
K	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.240	0.249	0.263	0.281	0.333

Tab VI.1 Coefficient K, en fonction de b/a

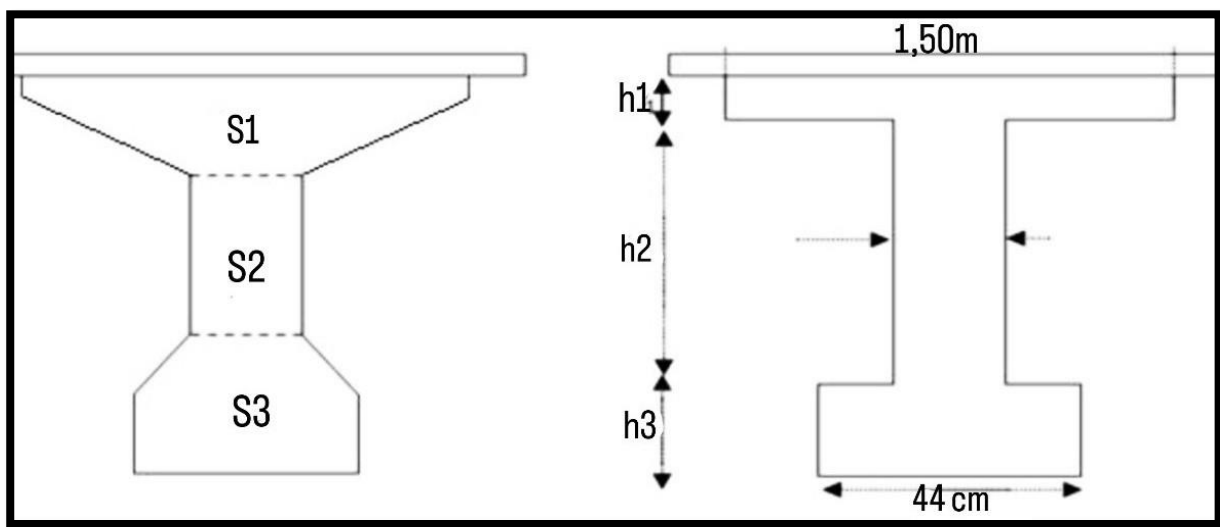


Fig.VI.1 Poutre équivalent

$$S1 = 2186 \text{ cm}^2 = 100 \times h1 \implies h1 = 21.86 \text{ cm}$$

$$S3 = 1672 \text{ cm}^2 = 44 \times h3 \implies h3 = 38 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h2 = 130 - (h1 + h3) = 70.14 \text{ cm}$$

Section 1:

$$\frac{a}{b} = \frac{1}{0.2186} = 4.575 \implies k = 0.333$$

Section 3:

$$\frac{a}{b} = \frac{44}{38} = 1.158 \implies k = 0.154$$

Section 2:

$$\frac{a}{b} = \frac{70.14}{18} = 3.897 \implies k = 0.272$$

$$C_p = \left\{ (0.333 \times 1 \times 0.2186^3 + 0.154 \times 0.44 \times 0.38^3 + 0.272 \times 0.18^3 \times 0.7014 + \frac{1.5 \times 0.25^3}{6}) \times G \right\}$$

$$C_p = 0.01222 G$$

$$C_D = C_E = \frac{1}{6} \times a \times b^3 \times G = 0.166 \times 1.5 \times 0.25^3 \times G = 3.906 \times 10^{-3} G$$

$$\gamma_E = \frac{C_p}{b_1} = \frac{0.01222G}{1.5} = 8.147 \times 10^{-3} G$$

$$\gamma_E = \gamma_D = C_D / L_1 = 3.906 \times 10^{-3} G / 1.5 = 2.604 \times 10^{-3} G$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+0.2)} = \frac{E}{2.4}$$

$$\gamma_p = 8.147 \times 10^{-3} \frac{E}{2.4} = 3.395 \times 10^{-3} E$$

$$\gamma_E = \gamma_D = 2.604 \times 10^{-3} \frac{E}{2.4} = 1.085 \times 10^{-3} E$$

Donc on a :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$$

$$\alpha = 0.38$$

2. Répartition transversale des moments fléchissant :

- Pour α quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par Massonnet :

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

- Pour plus de précision, Sattler a proposé les relations suivantes :

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05} \quad 0 \leq \theta \leq 0.1$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha(1 - e^{\theta_0}) \quad 0.1 \leq \theta \leq 1 \quad \text{avec} \quad \theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663}$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \quad \theta > 1$$

- K_0 et K_1 sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y (voire l'annexe).

$$K_0 = K_0(\theta, e, y) \quad K_1 = K_1(\theta, e, y)$$

$$\theta : \quad \left| \begin{array}{l} \text{varie de 0 à 1 de 0,05 en 0,05} \\ \text{Varie de 1 à 2 de 0,10 en 0,10} \end{array} \right.$$

$$e = -b, \frac{-3b}{4}, \frac{-b}{2}, \frac{-b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b.$$

$$y = 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b. \quad \text{Pour } y < 0 \text{ les valeurs sont symétriques.}$$

-Lorsque la valeur de θ ne figure pas sur les tables de Guyon-Massonnet, les valeurs de K_0 Et K_1 doivent subir une interpolation (voire l'annexe).

$$\text{Si } \theta_0 \leq \theta \leq \theta_1, k(\theta) = k(\theta_0) + \left(\frac{\theta - \theta_0}{\theta_1 - \theta_0} \right) (k(\theta_1) - k(\theta_0))$$

- Les valeurs de K_0 :

- $\theta=0,80$

Théta=0.80		$\alpha=0 \Rightarrow K_0$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2595	0,401	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,401	-0,2595
b/4	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
b/2	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	1,6383	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,353	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,401	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,353	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154

Tab.VI.2 Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta=0,80$

- $\theta=0.85$

Théta=0.85		$\alpha=0 \Rightarrow K_0$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,3753	0,3351	1,0539	1,7161	2,0493	1,7161	1,0539	0,3351	-0,3753
b/4	-0,5289	-0,029	0,5074	1,1126	1,7161	2,0259	1,6839	1,0113	0,2705
b/2	-0,4412	-0,1858	0,1081	0,5074	1,0539	1,6839	2,1214	2,0271	1,7181
3b/4	-0,2663	-0,2409	-0,1858	-0,029	0,3351	1,0113	2,0271	3,1979	4,1963
b	-0,0733	-0,2663	-0,4412	-0,5289	-0,3753	0,2705	1,7181	4,1963	7,5588

Tab.VI.3 Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta=0,85$

- $\theta = 0.807$

Théta=0.807		$\alpha=0 \Rightarrow K_0$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,275712	0,391774	1,058716	1,657362	1,95083	1,657362	1,058716	0,391774	-0,27571
b/4	-0,495274	0,006518	0,53492	1,1083	1,65736	1,934052	1,644684	1,061266	0,413002
b/2	-0,467602	-0,184596	0,131062	0,53492	1,05872	1,644684	2,062232	2,034152	1,825342
3b/4	-0,340862	-0,27745	-0,184596	0,006518	0,39177	1,061266	2,034152	3,14974	4,130252
b	-0,190346	-0,340862	-0,467602	-0,49527	-0,2757	0,413002	1,825342	4,130252	7,177476

Tab.VI.4 Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta=0,807$

- $\theta = 0.80$

Théta=0.80		$\alpha=1 \Rightarrow K_1$							
y \ e	-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/2	0,2516	0,3389	0,472	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

Tab.VI.5 Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta=0,80$

- $\theta = 0.85$

Théta=0.85		$\alpha=1 \Rightarrow K_1$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,442	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/2	0,217	0,3009	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,6897	1,6753	1,566
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	0,217	0,3524	0,5852	0,9678	1,566	2,4385	3,5623

Tab.VI.6 Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta=0,85$

- $\theta = 0.807$

Théta=0.807		$\alpha=1 \Rightarrow K_1$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,620202	0,769516	0,979094	1,234944	1,39221	1,234944	0,979094	0,769516	0,620202
b/4	0,386714	0,503496	0,67707	0,930306	1,23494	1,44508	1,34666	1,153734	0,992998
b/2	0,246756	0,33358	0,466722	0,67707	0,97909	1,34666	1,638788	1,643308	1,559808
3b/4	0,165496	0,231054	0,33358	0,503496	0,76952	1,153734	1,643308	2,113892	2,365314
b	0,114508	0,165496	0,246756	0,386714	0,6202	0,992998	1,559808	2,365314	3,383076

Tab.VI.7 Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta=0,807$

- Les valeurs de K_α :

On applique la formule de Suttler :

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) * \alpha^\beta \quad \text{avec : } \beta = 1 - e^{(0,065 - \theta)/0,663}$$

Théta=0.807		$\alpha=0,38 \Rightarrow K_1$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,2765652	0,6246293	1,0096338	1,396967	1,60647	1,396967	1,009634	0,6246293	0,276565
b/4	0,0484187	0,3128751	0,6225469	0,998577	1,39697	1,63263	1,46097	1,118267	0,770535
b/2	-0,027243	0,1348284	0,3379763	0,622547	1,00963	1,46097	1,801204	1,7932201	1,661656
3b/4	-0,028723	0,0360122	0,1348284	0,312875	0,62463	1,118267	1,79322	2,5112019	3,042274
b	-0,002422	-0,028723	-0,0272432	0,048419	0,27657	0,770535	1,661656	3,0422736	4,838456

Tab.VI.8 Tableau donnant Les valeurs de K_α

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Y	-7	-5,25	-3,5	-1,75	0	1,75	3,5	5,25	7
0	0,276171024	0,624463072	1,009668848	1,397152512	1,606717616	1,397152512	1,009668848	0,624463072	0,276171024
1,5	0,048030608	0,312656448	0,6224844	0,998655696	1,397152512	1,632845248	1,461101216	1,118226288	0,770279536
3	-0,027557472	0,134600416	0,33782856	0,6224844	1,009668848	1,461101216	1,801390496	1,793392096	1,661773056
4,5	-0,028945472	0,035788464	0,134600416	0,312656448	0,624463072	1,118226288	1,793392096	2,511657632	3,043050192
6	-0,002555936	-0,028945472	-0,027557472	0,048030608	0,276171024	0,770279536	1,661773056	3,043050192	4,8401256

Tab.VI.9 Tableau donnant les valeurs de K_α pour la position des poutres

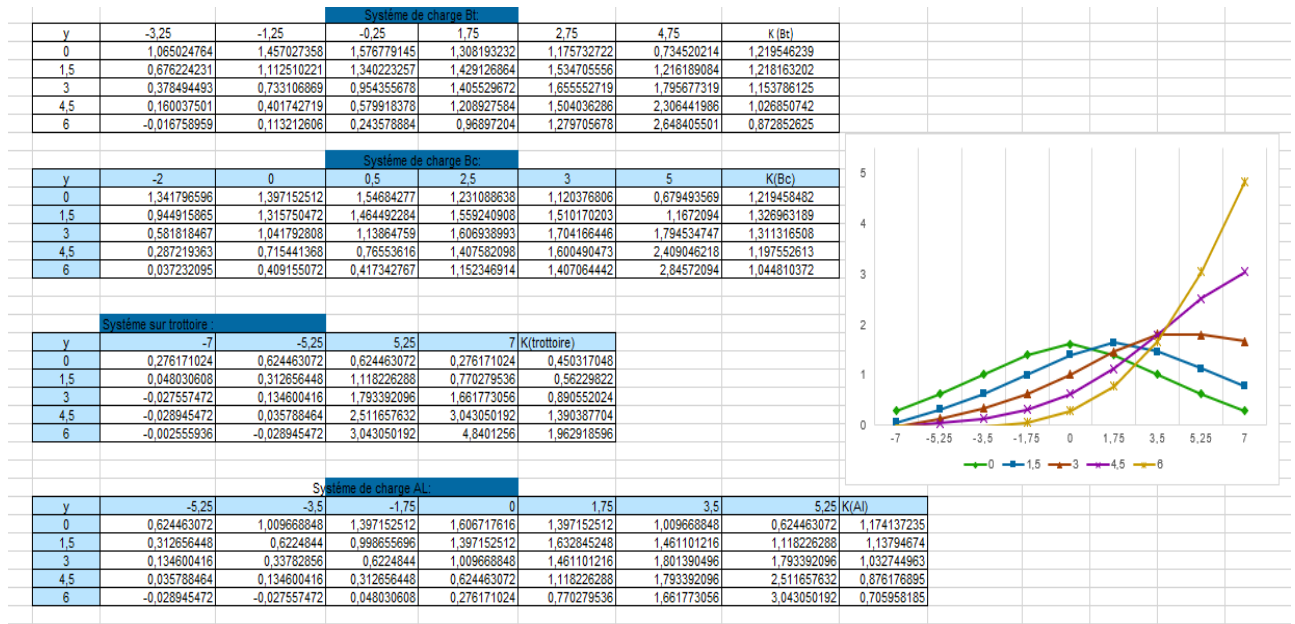


Fig.VI.2 Résultats de Excel

Les formules de calcul $\bar{K}_{\alpha m}$:

$$\text{Trottoir} \quad \bar{K} = \frac{1}{4} \left[k\alpha(-b) + k\alpha\left(\frac{-3b}{4}\right) + k\alpha(b) + k\alpha\left(\frac{3b}{4}\right) \right]$$

$$\text{A(L)} \quad \bar{K} = \frac{1}{6} \left[\frac{k\alpha\left(\frac{-3b}{4}\right) + k\alpha\left(\frac{3b}{4}\right)}{2} + k\alpha\left(\frac{-b}{2}\right) + k\alpha\left(\frac{b}{2}\right) + k\alpha\left(\frac{-b}{4}\right) + k\alpha\left(\frac{b}{4}\right) + k\alpha(0) \right]$$

$$\text{Bc} \quad \bar{K} = \frac{1}{6} \left[K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6 \right]$$

$$\text{Bt} \quad \bar{K} = \frac{1}{6} \left[K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6 \right]$$

$$\text{Mc120} \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \left(\frac{K_1 + K_2}{2} \times 1 + \frac{K_3 + K_4}{2} \times 1 \right)$$

$$\text{D240} \quad \bar{K} = \frac{1}{3,2} \left[\left(\frac{K_1 + K_2}{2} \times 1,6 \right) + \left(\frac{K_2 + K_3}{2} \times 1,6 \right) \right]$$

3. Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

Moments à X=0.5L		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8		Poutre 9		
Cas de charges	M0	K am	M réel	K am	M réel	K am	M réel	K am	M réel	Kam	M réel	
2 trottoirs		4,677	0,450	2,106	0,562	2,630	0,891	4,165	1,390	6,503	1,963	9,180
A(L)	1 voie	37,182	1,1741	43,655	1,1379	42,309	1,033	38,398	0,8762	32,579	0,706	26,250
	2 voies	74,364	1,1741	87,311	1,1379	84,619	1,033	76,796	0,8762	65,158	0,706	52,501
	3 voies	100,392	1,1741	117,870	1,1379	114,236	1,033	103,675	0,8762	87,963	0,706	70,877
Bc	1 voie	33,955	1,2195	41,408	1,327	45,058	1,311	44,525	1,1976	40,665	1,045	35,476
	2 voies	63,113	1,2195	76,966	1,327	83,751	1,311	82,760	1,198	75,584	1,045	65,940
	3 voies	82,429	1,2195	100,522	1,327	109,383	1,311	108,089	1,198	98,717	1,045	86,122
Bt	1tandem	23,256	1,2195	28,361	1,218	28,330	1,154	26,833	1,027	23,882	0,873	20,300
	2tandems	46,858	1,2195	57,143	1,218	57,082	1,154	54,065	1,027	48,118	0,873	40,902
	3 tandems	70,807	1,2195	86,349	1,218	86,257	1,154	81,697	1,027	72,712	0,873	61,807
Mc120		82,829	1,0833	89,729	1,392	115,298	1,571	130,133	1,652	136,817	1,730	143,319
D240		109,331	1,5109	165,188	1,360	148,679	1,024	111,999	0,666	72,825	0,337	36,845

Tab.VI.10 Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

4. Combinaisons des charges pour le B.A.E.L :

✚ Combinaisons des moments à L'ELU :

ELU	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9
1.35G+1.6(AL+TRT)	467.267	462.291	447.850	426..451	403.397
1.35G+1.6(BC+TRT)	439.510	454.526	454.912	443.658	427.789
1.35G+1.6(BT+TRT)	416.834	417.524	412.685	402.050	388.885
1.35(G+MC120)	396.440	430.958	450.985	460.008	468.786
1.35(G+D240)	498.309	476.022	426.504	373.619	325.046

Tab.VI.11 Les combinaisons à l'ELU

 **Combinaisons des moments à L'ELS :**

E L U	Poutre 5	Poutre 6	Poutre 7	Poutre 8	Poutre 9
G+1.2(AL+TRT)	347.901	344.169	333.338	317.289	299.998
G+1.2(BC+TRT)	327.084	338.346	338.635	330.194	318.292
G+1.2(BT+TRT)	310.076	310.594	306.964	298.988	289.114
(G+MC120)	293.659	319.228	334.063	340.747	347.249
(G+D240)	369.118	352.609	315.929	276.755	240.775

Tab.VI.12 Les combinaisons à l'ELS

La poutre la plus sollicitée étant la poutre N°5

$$M_{\max}=1.35(G+D240) = 498.309 \text{ t.m}$$

CHAPITRE VII :
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Procédés de la précontrainte :

La technique employée pour mettre en tension les câbles est appelée "post-tension ". Après le coulage et le durcissement du béton, on met en tension les câbles déjà enfilés dans des gaines en utilisant un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension souhaitée est atteinte, le câble tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier afin de prévenir la corrosion et d'assurer une adhérence entre le câble et le béton.

1. Calcul de la précontrainte :

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

- **Phase de mise en tension :**

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension, complété par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

- **Variation dans le temps de la tension dans le câble :**

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

2. Mise en œuvre des câbles et ancrages :

Le coffrage est fixé aux cloches d'ancrage et aux trompettes avec le frettage grâce à deux vis de la plaque d'about préfabriquée. L'utilisation de ces plaques d'ancrage permet de diffuser la précontrainte. Les éléments sont fabriqués à partir d'un béton de première qualité.

Il est essentiel que la zone d'ancrage des câbles de précontrainte soit conçue de manière spécifique afin de garantir une transmission sécurisée des forces de précontrainte à l'ouvrage, tout en facilitant les mises en tension.

Les informations et recommandations applicables pour chaque type d'ancrage sont contenues dans les fiches sur les ancrages et les dispositions constructives, telles que la distance minimale admissible entre les axes des ancrages et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

3. Programme de mise en tension des câbles :

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

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et

des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de 0,9 f_{c28} MPA.

4. Montage de la précontrainte :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose des gaines.
- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des torons sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

Un vérin hydraulique est utilisé pour tendre les torons, qui est actionné par une pompe. Le vérin repose sur une "plaque d'about". On tendra les torons jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour surveiller la force de tension générée, on mesurera l'allongement du câble.

Après avoir effectué la précontrainte, il est nécessaire d'injecter le coulis de ciment à l'intérieur de la gaine afin de garantir l'adhérence entre l'acier et le béton, ainsi que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est réalisée à l'aide de coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette), après avoir effectué le cachetage final.

5. Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

▪ La recette d'un coulis de ciment :

25 kg de ciment + 6 kg de sable 0/2 mm (tamisé) + 12 litre d'eau + Plastifiant (750g intra plat de Sika). Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Lever la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.
- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

6. Les caractéristiques du câble et béton :

- Les torons utilisés T15 super TBR
- Résistance ultime f_{prg} : 1770 MPa
- Limite élastique f_{peg} : 1573 MPa
- Module d'élasticité E_p : 1900000 MPa
- Section droite d'un toron AP : 1800 mm²
- Diamètre de gaine pour 12T15 : $\phi_g = 82 \text{ mm}$

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

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

7. Dimensionnement de la précontrainte :

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée avec un moment de 369.12 t.m

Caractéristiques géométriques de la section médiane :

	Poutre seul	poutre + hourdis
$S_{\Delta \text{nette}}$	342700,625	764536,25
B_{nette}	4796,55	8359,05
V	58,5526837	63,5379
V'	71,4473163	91,462098
$IG(\text{cm}^4)$	8421907,74	26172007
i_2	1668,03481	2974,429686
ρ	0,398724	0,511834643

Tab.VII.1. Caractéristiques géométriques de la section médiane

a. Tension à l'origine :

$$\sigma_{p0} = \min(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = \min(0.8 \times 1770 ; 0.9 \times 1573) = \min(1416 ; 1415.7)$$

$$\sigma_{p0} = 1415.7 \text{ MPa}$$

b. Effort à l'origine :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times A_p = 1415.7 \times 1800 \times 10^{-6} = 2.548 \text{ MN}$$

c. Calcul de P :

$$M_{\min} = M_{\text{poutre}} + M_{\text{tablier (dalle + superstructure)}} = 201.37 \text{ t.m} = 2.0137 \text{ MN.m}$$

$$M_{\max} = M_G + D240 = 369.118 \text{ t.m} = 3.69118 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 3.69118 - 2.0137 = 1.6775 \text{ MN.m}$$

On a:

$$P_1 = \sigma_m B + \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P_2 = \frac{\sigma_m \frac{I}{v'} + M_{\max}}{c + v' - d'}$$

Les équations qui déterminent la précontrainte minimums ainsi établis, il ne reste que les contraintes de traction admissibles σ_{ti} et σ_{ts} qui sont conventionnelles et dépendent de la classe de la précontrainte et de la combinaison considérée, elles sont limitées par $(-ftj)$ dans la zone d'enrobage et $-1.5 ftj$ hors de cette zone D'où $\sigma_{ti} = -2.7 \text{ MN}$ et $\sigma_{ts} = -4.05 \text{ MN}$

D'après béton précontrainte aux états limites ROBERT CHAUSSIN

d_0 : enrobage d'acier précontraint

Avec d et d' : distances minimales entre le barycentre des câbles réels et les fibres extrêmes, Supérieure et inférieure

e_0 : excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre des câbles

$$d' = 1.5\phi = 1.5 \times 8.2 = 12.3 \text{ cm}$$

d'où :

$$P_1 = P_1 = \sigma_m B + \frac{\Delta M}{\rho h}$$

$$P_1 = (-2.7) \times 0.8359 + \frac{1.6775}{0.5118 \times 1.55} = -0.1423 \text{ MN}$$

$$P_2 = \frac{\sigma_m \frac{I}{v'} + M_{\max}}{c + v' - d'}$$

Avec:

$$c = \rho v$$

$$P_2 = \frac{(-2.7) \times \frac{0.2617}{0.9146} + 3.6912}{0.325 + 0.9146 - 0.123} = 2.6139 \text{ MN}$$

$$P_1 < P_2 \text{ donc:}$$

Notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique p_1 n'est plus suffisant. Donc on fait le dimensionnement sur la section sur critique avec un balancement total de la charge permanente.

d. Calcul nombre des câbles :

La précontrainte doit reprendre 100% du charges permanentes.

$$P_{\min} = \sup (P_1, P_2) = 2.6139 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } e_0 = v' + d = -91.462 - 12.3 = -79.162 \text{ cm} = -0.79162 \text{ m}$$

-Précontrainte nominale :

$$P_0 = \min (0.8f_{prg} \times A_p ; 0.9f_{peg} \times A_p)$$

$$P_0 = \min (0.8 \times 1770 \times 1800 \times 10^{-6} ; 0.9 \times 1573 \times 1800 \times 10^{-6}) = 2.45 \text{ MN}$$

$$\text{On à : } P_0 \geq \frac{\text{Sup}(P_1; P_2)}{0.68} \quad \rightarrow \quad P_0 = 3.344 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P_0}{p_0} = \frac{3.344}{2.45} = 1.51 \quad \rightarrow \quad n = 2 \text{ câbles de } 12T15$$

Calcul de la caractéristique géométrique nette :

$$B_n = B_b - nB_\emptyset$$

$$S_n = S_b - S_\emptyset$$

$$S_\emptyset = B_\emptyset \times Y_i$$

$$I_\emptyset = S_\emptyset \times Y_i$$

\emptyset : diamètre de la gaine

$$B_\emptyset = \frac{\pi \times \emptyset^2}{4}$$

-Tableau récapitulatif (section médiane)

	B(cm²)	Y(cm)	S_Δ(cm³)	I_Δ(cm⁴)
Section B	5049		360737,5	34195634
Section g	105,52	12,55	1324,276	16619,66
Section n	4943,48		359413,224	34179014,34

Tab.VII.2. Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seul)

$$V' = S_\Delta / B = 72.7$$

$$I_G = I_\Delta - BV'^2 = 17948135.89 \text{ cm}^4$$

$$V = hV' = 57.3$$

$$i^2 = I_G / B_n = 3630.668 \text{ cm}^2 \rightarrow i = 60.25$$

$$\rho = 0.8716$$

	B(cm₂)	Y(cm)	S_Δ (cm³)	I_Δ (cm⁴)
Section B	8799		804775	99778416,7
Section g	105,52	12,55	1324,276	16619,6638
Section n	8693,48		803450,724	99761797,04

Tab.VII.3. Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre +hourdis)

$$V' = S_{\Delta}/B = 92.42$$

$$I_G = I_{\Delta} - BV'^2 = 25506816.66 \text{ cm}^4$$

$$V = hV' = 62.58$$

$$i^2 = I_G/Bn = 2934.02 \text{ cm}^2 \rightarrow i = 54.167$$

$$\rho = 0.5073$$

-Tableau récapitulatif (section d'about)

	B(cm₂)	Y(cm)	S_Δ (cm³)	I_Δ (cm⁴)
Section B	6196		429802	39299769,3
Section g	105,52	71,47	7541,51	538991,72
Section n	6090,48		422260,49	38760777,58

Tab.VII.4. Caractéristiques nettes de la section d'about (poutre seul)

$$V' = S_{\Delta}/B = 69.33$$

$$I_G = I_{\Delta} - BV'^2 = 9485978.588 \text{ cm}^4$$

$$V = hV' = 60.67$$

$$i^2 = I_G/Bn = 1557.509 \text{ cm}^2 \rightarrow i = 39.465$$

	B(cm₂)	Y(cm)	S_Δ(cm³)	I_Δ (cm⁴)
--	--------------------------	--------------	--------------------------------------	---------------------------------------

$$\rho = 0.3703$$

Section B	9946		964177	108566417
Section g	105,52	71,47	7540,8	538940,976
Section n	9840,48		956636,2	108027486

Tab.VII.5. Caractéristiques nettes de la section d'about (poutre +hourdis)

$$V' = S_{\Delta}/B = 97.21 \quad I_G = I_{\Delta} - BV'^2 = 15037064.56 \text{ cm}^4$$

$$V = hV' = 57.79 \quad i^2 = I_G/Bn = 1528.08 \text{ cm}^2 \rightarrow i = 39.09$$

$$\rho = 0.272$$

8. Vérification des contraintes normales (section médiane) :

$$P_0 = n \times P = 2 \times 2.54 = 5.08 \text{ MN}$$

-En construction :

$$\left[\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right] P_1/B + (P_1 e_p + M_m) \times v/I \geq \sigma_t$$

$$\left[\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right] P_1/B - (P_1 e_p + M_m) \times v'/I \leq \sigma_c$$

$$P_1 = 1.02 \times P_0 - 0.8 \times \Delta p_i \times P_0 = 0.94 P_0$$

$$P_1 = 0.94 \times 5.08 = 4.775 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0.98 \times P_0 - 1.2 \times \Delta p_i \times P_0 = 0.86 P_0$$

$$P_2 = 0.86 \times 5.08 = 4.369 \text{ MN}$$

-Verification:

$$\left[\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right] \frac{4.775}{0.8359} + (4.775 \times (-0.7916) + 2.0137) \times \frac{0.6354}{0.2617} = 1.424 \text{ MN} > \sigma_t = -4.05 \text{ MN} \quad (\text{C.V})$$

$$\left[\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right] \frac{4.775}{0.8359} - (4.775 \times (-0.7916) + 2.0137) \times \frac{0.914621}{0.2617} = 11.885 \text{ MN} < \sigma_c = 21 \text{ MN} \quad (\text{C.V})$$

-En exploitation à long terme :

$$\left[\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right] P_2/B + (P_2 e_p + M_M) \times v/I \leq \sigma_c$$

$$\left[\begin{array}{c} \uparrow \\ \downarrow \end{array} \right] P_2/B - (P_2 e_p + M_M) \times v'/I \geq \sigma_t$$

$$P_1 = 1.02 \times P_0 - 0.8 \times \Delta p_s \times P_0 = 0.82 P_0$$

$$P_1 = 0.82 \times 5.08 = 4.166 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0.98 \times P_0 - 1.2 \times \Delta p_s \times P_0 = 0.68 P_0$$

$$P_2 = 0.68 \times 5.08 = 3.454 \text{ MN}$$

-Verification:

$$\frac{3.454}{0.8359} + (3.454 \times (-0.7916) + 3.6912) \times \frac{0.6354}{0.2617} = 6.4556 \text{ MN} < \sigma_c = 21 \text{ MN} \quad (\text{C.V})$$

$$\frac{3.454}{0.8359} + (3.454 \times (-0.7916) + 3.6912) \times \frac{0.914621}{0.2617} = 0.7875 \text{ MN} > \sigma_t = -4.05 \text{ MN} \quad (\text{C.V})$$

9. Position des câbles :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x) = P_0 = \text{constante}$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible
- Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole de deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = A X^2 + B X + C.$$

$$Y'' = 2 A X + B.$$

$$Y'''' = 2 A. f$$

$$A = 4 f / L^2 f$$

$$B = 4 f / L$$

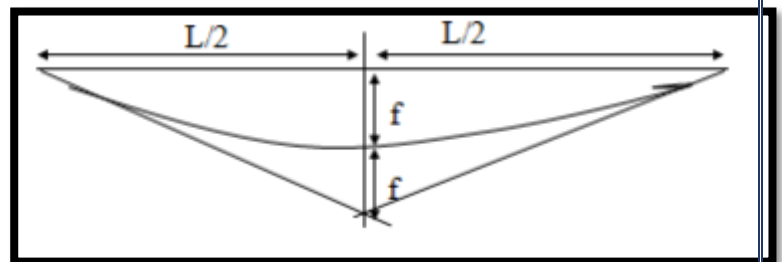


Fig.1. Disposition du câble

$$A_1 = 0.47036 \text{ m}$$

On fixe: $B = 0.50 \text{ m}$.

$$Y_g = (A_1 + 0.5 + A_1) / 2 = 0.72036 \text{ m}.$$

$$A_2 = 1.3 - (0.5 + 0.47036) = 0.32964 \text{ m}.$$

-Pour câble n°1 :

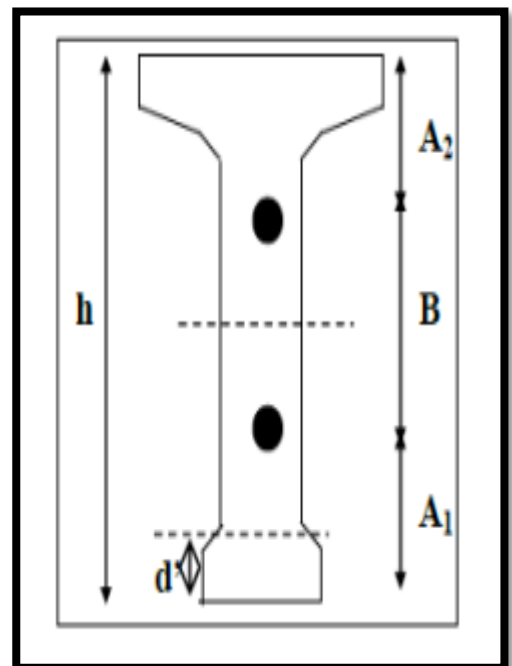
$$\text{on a : } y = a_1 x^2 + b_1$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow y_1 = b_1 = 0.47036 \text{ m}$$

$$\text{Pour } x=1/2 \rightarrow y_1 = 0.10 = a (12.85)^2 + 0.47036$$

$$a = -0.00242$$

$$\text{D'où : } y = -0.00242x^2 + 0.47036$$



-Pour câble n°2 :

Fig.2.Section d'about

on à : $y = a_2 x^2 + b_2$

Pour $x=0 \rightarrow y_2=b_2=0.9589$ m

Pour $x=1/2 \rightarrow y_2=0.10 = a (12.85)^2+0.9589$

$a = -0.004717$

D'où : $y = -0.004717x^2 + 0.9589$

Si on prend la dérivation de cette équation par rapport x on trouve : $dy/dx = 2ax = tg\alpha$

-Tableau récapitulatif de y_i et α_i en fonction de X :

Cable	Position	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
1	$Y_i(m)$	0,4704	0,445	0,37	0,246	0,071
	α_1 (rd)	0	0,016	0,031	0,047	0,062
2	$Y_i(m)$	0,9589	0,91	0,764	0,521	0,18
	α_2 (rd)	0	0,03	0,061	0,091	0,121

Tab.VII.6 tableau récapitulatif de y_i et α_i en fonction de X

10. Calcul des pertes :

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exerce par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donnée d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

-Les pertes instantanées :

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

- Les pertes différées :

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

1. Pertes instantanées :

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

$$\sigma_{pfrot} = \sigma_{p0} \times e^{-(f.\alpha+\varphi.x)} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_{pfrot} = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f.\alpha+\varphi.x)})$$

σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine = 1415.7 MPa

F : coefficient de frottement fils sur gaine = 0.16 rd⁻¹

φ : Coefficient de frottement en ligne droite = 0.002 m⁻¹

X : longueur du câble.

α : L'angle de relevage du câble en radians

X(m)	0	L/4	L/2
σ_{pf}	1415,7	187,376	1359,618
$\Delta\sigma_{pf}$	0	28,324	56,086

Tab.VII.7 Pertes dues au frottement

b) Pertes dues au recul d'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage.

Si : $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si : $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité.

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}}$$

Avec : g : intensité de recule d'encrage 6 mm

E_p : module d'élasticité de l'acier

de précontrainte = $1,9 \times 10^5$ MPa

L : longueur du câble.

$$d = \sqrt{\frac{0.006 \times 1900000 \times 6.425}{28.324}} = 16.08 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_{rec} = 2\sigma_{p0}(f \times \alpha l + \varphi) \times d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions : $\Delta\sigma_{reel} = \Delta\sigma_{rec} \left(1 - \frac{x_i}{d}\right)$

X	0	L/4	L/2	d
σ_{rec}	91,058	104,06	117,06	0
$\Delta\sigma_{rec}$	91,058	62,48	23,51	0

Tab.VII.8 Pertes dues au recul d'ancrage

c) Pertes dues au raccourcissement élastique de béton :

$$\Delta\sigma_{élastique} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{Ep}{Eij} \sigma_b = \frac{2-1}{2 \times 2} \times \frac{1,9 \times 10^5}{1100^3 \sqrt{f_c}} \sigma_b = 1,32 \sigma_b$$

σ_b : contrainte parabole du béton

$$M = \frac{qL}{2} \times (L - x)$$

$$\sigma_b = \frac{p}{b_n} + \frac{p^2}{In} + \frac{M_{poutre}}{In} ,$$

$$P = Ap (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott})$$

X(m)	0	L/4	L/2
P(MN)	2,548	2,497	2,447
e_p	-0,57	-0,59	-0,604
M_{poutre}	0	0,88	1
$I(m^4)$	0,09486	0,1795	0,1795
$B(m^2)$	0,609	0,4943	0,4943
σ_b (MN/m ²)	12,91	14,796	15,496
$\Delta\sigma_{élastique}$ (MN/m ²)	17,0412	19,53	20,447

Tab.VII.9 Pertes dues au raccourcissement

. Tableau récapitulatif des pertes instantanées :

X(m)	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{frottement}$ (MN/m ²)	0	28,324	56,082
$\Delta\sigma_{recul}$	91,058	62,48	23,51

(MN/m ²)			
$\Delta\sigma_{\text{élastique}}$ (MN/m ²)	17,0412	19,53	20,447
$\Delta\sigma_{\text{pi}}$ (MN/m ²)	108,0992	110,337	100,039
$\Delta\sigma_{\text{pi}/\Delta\sigma_{\text{p0}}}$ (%)	7,636	7,794	7,066

Tab.VII.10. Pertes instantanées totales

2. Pertes différées :

a) Pertes dues au retrait du béton :

La perte finale due au retrait du béton est donnée par : $\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r (1 - r(j)) E_p$

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

$E_p = 1.9 \times 10^5$ MPa

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

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

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$. Avec $r(m) = B_n / P$.

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

Donc :

à 28j

$$r_m = \frac{4943.48}{838} = 5.899m$$

$$r(28) = \frac{28}{(28 + 9(5.899))} = 0.345$$

alors : $\Delta\sigma_{\text{ret}} = 0.0003 \times 1900000 \times (1 - 0.345) = 37.335$ MPa

X(m)	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{\text{ret}}$ (MN/m ²)	37,335	37,335	37,335

Tab.VII.11. Pertes dues au retrait du béton

b) Pertes dues à la relaxation des aciers :

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

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

0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Et 0,35 pour les autres armatures.

$$\sigma_i = 1415.7 \text{ MPA et } \mu_0 = 0,43.$$

$$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$$

$$\mu = \sigma_{pi}(x) / f_{prg}$$

$$\Delta\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i.$$

$\Delta\sigma_i$: la contrainte totale instantanée.

X(m)	0	L/4	L/2
σ_{pi} (MN/m ²)	1307,6	1305,363	1315,661
μ	0,74	0,73	0,74
$\Delta\sigma_{rel}$ (MN/m ²)	60,803	58,74	61,178

Tab.VII.12. Pertes dues à la relaxation des aciers

c) Pertes dues au fluage :

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

σ_b : la contrainte finale du béton

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.729 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{Mg_{ep}}{I} + \frac{\sigma_{pi} \times A_p}{B} \left(1 + \frac{ep^2}{i^2}\right)$$

$$\sigma_b = \sigma_m - \frac{\Delta\sigma_d \times A_p}{B} \left(1 + \frac{ep^2}{i^2}\right)$$

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

X	0	L/4	L/2
σ_m (MN/m ²)	11,92	6,418	1,4266
$\Delta\sigma_{fluage}$ (MN/m ²)	127,797	67,055	12,132

Tab.VII.13. Pertes dues au fluage

. Tableau récapitulatif des pertes différées :

X	0	L/4	L/2
---	---	-----	-----

$\Delta\sigma_{ret}$ (MN/m ²)	37,335	37,335	37,335
$\Delta\sigma_{relaxation}$ (MN/m ²)	60,803	58,74	61,178
$\Delta\sigma_{fluage}$ (MN/m ²)	127,797	67,055	12,132
$\Delta\sigma_{diff}$ (MN/m ²)	225,935	163,13	110,32

Tab.VII.14. Pertes différées totales

-Tableau récapitulatif des pertes :

X	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{pi}$ (MN/m ²)	108,099	110,337	100,039
$\Delta\sigma_{diff}$ (MN/m ²)	225,034	163,13	110,32
$\Sigma\Delta\sigma$ (MN/m ²)	334,034	273,467	210359
$\Delta\sigma/\Delta\sigma_{po}$ %	23,59	19,317	14,859

Tab.VII.15. Tableau récapitulatif des pertes

CHAPITRE VIII :
ETUDE DE LA CULEE

Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsque 'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

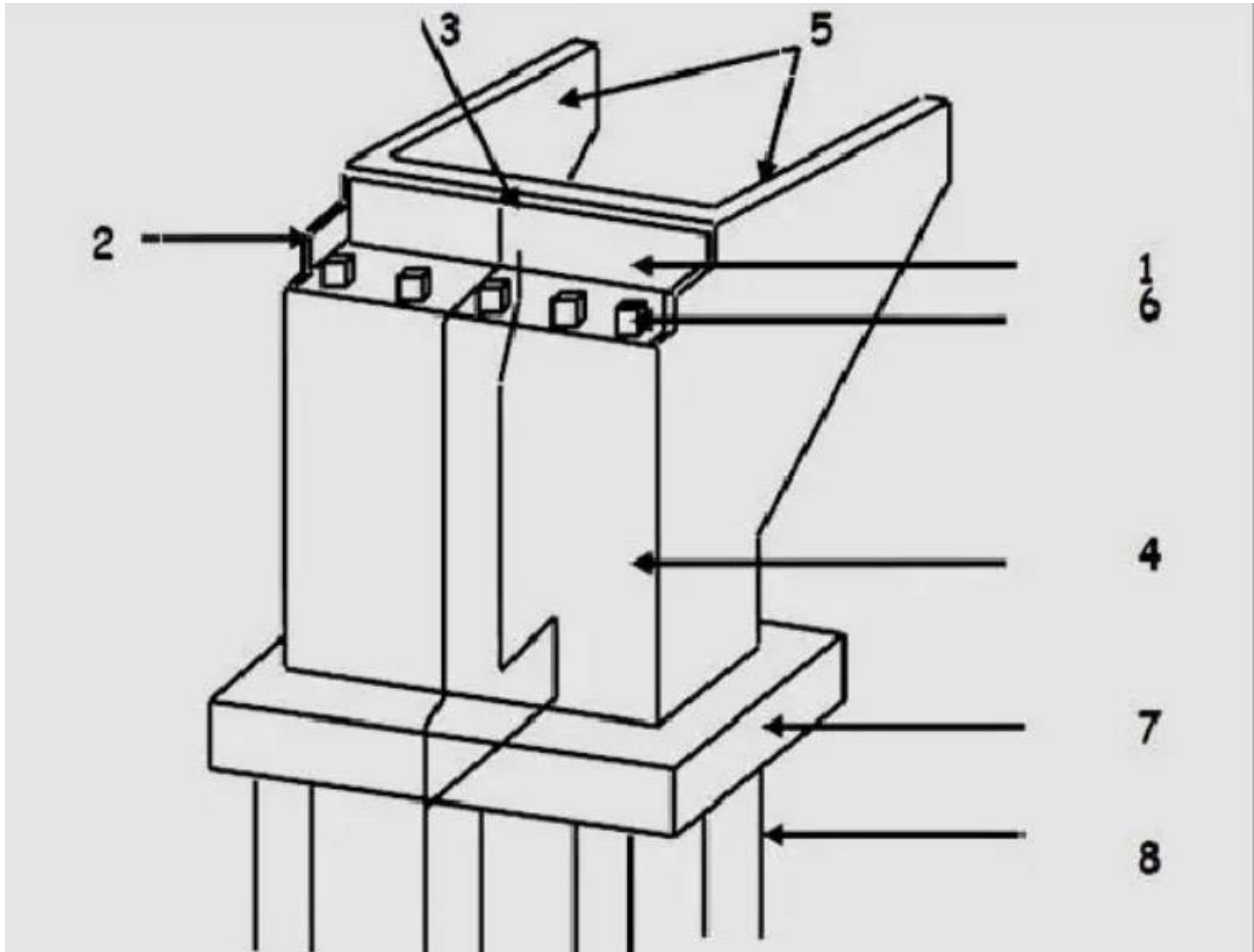


Fig.VIII.1.les éléments constitutifs de la culée.

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

1.Vérification de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions statiques que dans les conditions sismiques.

Détermination du coefficient de poussée k_a :

Le coefficient de poussée des terres sera déterminé dans les conditions statiques (pas séisme) et dans les conditions sismiques :

a) Dans les conditions statiques :

Dans les conditions statiques le coefficient de poussée est déterminé par la formule de COULOMB :

$$K_a = \operatorname{tg} 2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right).$$

b) Dans les conditions sismiques (prendre en compte l'action du séisme)

Application des Normes Algériennes « RPOA »

• Coefficient d'accélération de zone :

D'après le RPO Version avril 2007 (PROJET DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART) Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est indiqué dans le tableau 1 ci-dessous :

Group de pont	Zone sismique			
	<i>I</i>	<i>Ila</i>	<i>Ilb</i>	<i>III</i>
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.VIII.2Coefficients d'accélération de zone

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée. On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur. Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_h et K_v

$$K_H = A$$

$$K_v = 0,3 K_H$$

A : coefficient d'accélération de zone.

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) et a pour valeur :

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot K \cdot \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

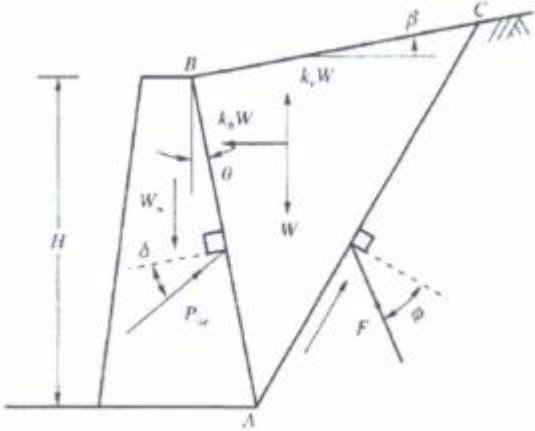


Fig.VIII.3. Approche de mononobe-okabe

Avec :

$$\theta = \arctan \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right) ;$$

H est la hauteur du mur ;

γ est le poids volumique des terres

φ= 30 l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion

β angle de la surface du remblai sur l'horizontal

1-1 Calcul des sollicitations:

Le coefficient de poussée pour les déférents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Action de séisme	Kh	Kv	K	θ	λ
Condition statique	0	0	1	0	0,33
H+V+	0,1	0,03	1,02	5,545	0,4
H+V-	0,1	-0,03	0,99	5,886	0,388

Tab.VIII.2. Tableau de coefficient de poussée

1-2 Calcul des poids propres sur la culée :

a) Poids propre du mur garde-grève :

- ✓ Hauteur : H = hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui.
Donc : Hauteur : $H = 1,7$ m
- ✓ Epaisseur (couronnement): $e = 0,30$ m
- ✓ Longueur = la largeur du tablier - 2 (l'épaisseur du mur en retour) $L = 13,4$ m

$$P_{GG} = \gamma_b \times e \times H =$$

$$P_{GG} = 2,5 \times 0,30 \times 1,7 \times 13,4$$

$$\text{Poids } P_{GG} = 17,085 \text{ t}$$

b) De la dalle de transition :

- ✓ La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

La longueur se donne par la formule suivante :

$$L = \min(6\text{m}, \max(3\text{m}, 0,6H)) .$$

H = hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 7,7 m. Donc : $L = 8$ m, $l = 5$ m .

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30 cm, et appuyé sur le corbeau, elle est mise en place avec une pente de 10%.

$$P_{DDT} = \gamma_b \cdot e \cdot l \cdot L$$

$$P_{DDT} = 2,5 \times 0,3 \times 5 \times 8$$

$$P_{DDT} = 30 \text{ t}$$

c) Poids du corbeau:

- ✓ Longueur = largeur du tablier - 2 (l'épaisseur du mur en retour).

$$\text{Longueur : } L = 14 - 2(0,3) = 13,4\text{m}$$

$$P_c = \gamma_b S L$$

$$S = S_1 + S_2$$

$$S_1 = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,5 \times 0,3 / 2 = 0,075 \text{ m}^2$$

$$S = 0,165 \text{ m}^2$$

$$P_c = 2,5 \times 0,165 \times 13,4 = 5,528 \text{ t}$$

d) Poids propre du mur frontal :

Longueur : et celle du tablier = 14 m

$$P_f = \gamma_b e \cdot H \cdot L$$

$$P_f = 2,5 \times 1,2 \times 6 \times 14$$

$$P_f = 252 \text{ t}$$

e) Poids propre du mur en retour :

Le mur en retour à une épaisseur constante de 0,40 m pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 7,74 m et hauteur de 7,7 m celle de la culée

$$P_R = \gamma_b \times S \times L$$

Tel que (S : surface de mur en retour).

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = 7,7 \times 1,9 + 5,5 \times 1,7 + \frac{5,5 \times 3,42}{2} = 33,385 \text{ m}^2$$

Poids des deux murs retour est :

$$P_R = 2,5 \times 0,4 \times 33,385 = 66,77 \text{ t}$$

f) Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_b \times e \times l \times L$$

$$P_s = 2,5 \times 1,3 \times 5 \times 12,732$$

$$P_s = 206,86 \text{ t}$$

g) Poids des terres :

1. Sur la dalle de transition

$$P = \gamma_s H l L$$

$$P = 1,8 \times 0,5 \times 5 \times 8$$

$$P = 36 \text{ t}$$

h) Sur la semelle:

$$P = \gamma_s H l L$$

l = 1,9 m (largeur de la semelle à droite de mur frontal).

L = 9 m (longueur de la semelle au-dessous de remblai).

H: la hauteur du remblai sur la semelle

$$P = 1,8 \times 6 \times 1,9 \times 9 = 184,68 \text{ t}$$

i) Poids des surcharges:

$$P = \gamma_q \cdot l \cdot L$$

$$P = 1,2 \times 5 \times 8 = 48 \text{ t}$$

1-3 Selon RPOA (règlement parasismique pour les ouvrages d'art) on a:

➤ L'effort sismique horizontal : $H_s = k_h P(t)$

➤ L'effort sismique vertical : $v_s=(1\pm k_v) P(t)$

1-4 Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au point 0 :

M_s : désigne le moment stabilisant due aux charges verticales.

M_r : désigne le moment renversant due aux charges horizontales.

$M_r = (\text{efforts horizontaux} \times \text{bras de levier vertical})$

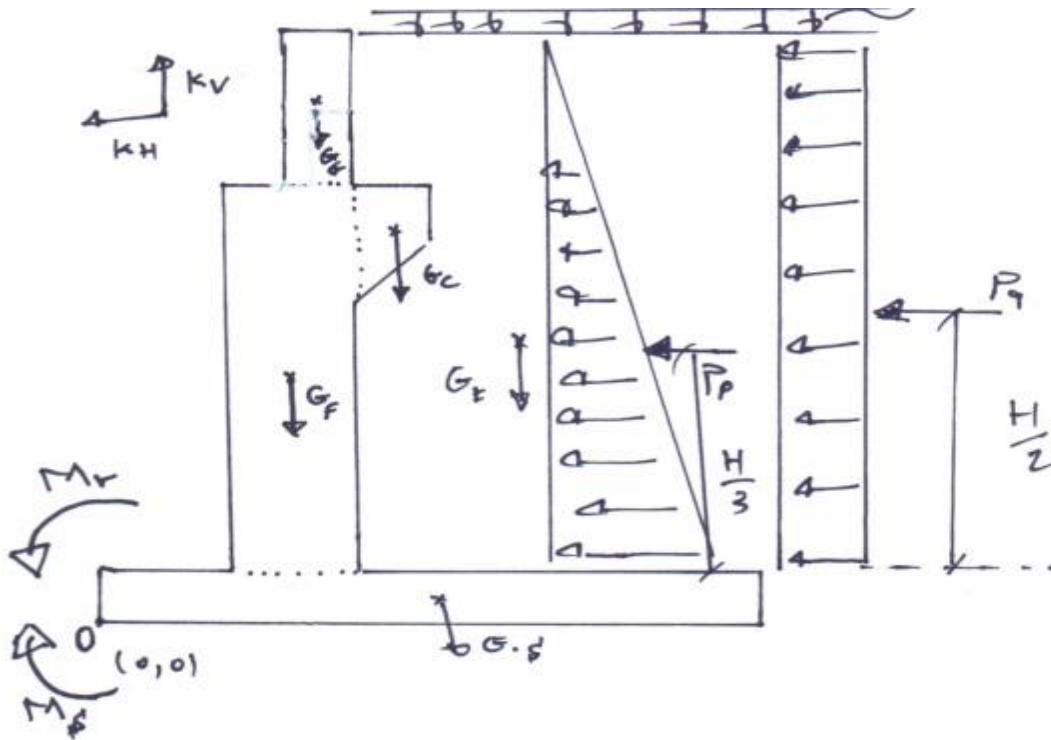


Fig.VIII.4. Le calcul des moments sur la culée par rapport au point 0

Tableau.2. Valeurs des moments (stabilisants et renversants) dues aux charges permanentes.

Sollicitation Désignation		Efforts P(t)	Kh.P(t)	(1 ± Kv).P(t)	H(m)	V(m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
Mur garde grève	C.S	17,085	0	17,085	2,95	8,15	0	50,40075
	H+V+	17,085	1,7085	17,598	2,95	8,15	13,924275	51,9141
	H+V-	17,085	1,7085	16,572	2,95	8,15	13,924275	48,8874
Mur frontal	C.S	252	0	252	2,5	4,3	0	630
	H+V+	252	25,2	259,56	2,5	4,3	108,36	648,9
	H+V-	252	25,2	244,44	2,5	4,3	108,36	611,1
Mur en retour	C.S	66,77	0	66,77	5,869	5,954	0	391,87313
	H+V+	66,77	6,677	68,773	5,869	5,954	39,754858	403,628737
	H+V-	66,77	6,677	64,767	5,869	5,954	39,754858	380,117523
Dalle de transition	C.S	30	0	30	5,6	8	0	168
	H+V+	30	3	30,9	5,6	8	24	173,04
	H+V-	30	3	29,1	5,6	8	24	162,96
Semelle	C.S	206,86	0	206,68	2,5	0,65	0	516,7
	H+V+	206,86	20,686	212,88	2,5	0,65	13,4459	532,2
	H+V-	206,86	20,686	200,654	2,5	0,65	13,4459	501,635
Corbeau	C.S	5,528	0	5,528	3,312	7,73	0	18,308736
	H+V+	5,528	0,5528	5,694	3,312	7,73	4,273144	18,858528
	H+V-	5,528	0,5528	5,362	3,312	7,73	4,273144	17,758944
Poids des terres sur DD	C.S	36	0	36	5,6	8,25	0	201,6
	H+V+	36	3,6	37,08	5,6	8,25	29,7	207,648
	H+V-	36	3,6	34,92	5,6	8,25	29,7	195,552
Poids des terres sur semelle	C.S	184,68	0	184,68	4,05	5,15	0	747,954
	H+V+	184,68	18,468	190,22	4,05	5,15	95,1102	770,391
	H+V-	184,68	18,468	179,14	4,05	5,15	95,1102	725,517
Poids des surcharges	C.S	48	0	48	6,8	9	0	326,4
	H+V+	48	4,8	49,44	6,8	9	43,2	336,192
	H+V-	48	4,8	46,56	6,8	9	43,2	316,608

b) Valeurs des moments renversants dues aux poussées des terres :

Sous séisme la pousse dynamique globale, comportant à la fois l'effet statique et dynamique de la pousse active des terres et a pour valeur :

$$P_t = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2 L$$

Ka : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 1,8$ t/m ; Poids volumique de remblai

Tableau : Valeurs des sollicitations dues aux poussées des terres

Sollicitation Désignation		Efforts P(t)	Kh.P(t)	(1 ± Kv).P(t)	H(m)	V(m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
MGG+MF	C.S	5×1,8×0,33×7,7 ²	140,873	/	/	3,87	545,17851	/
	H+V+	5×1,8×0,4×7,7 ²	170,756	/	/	3,87	660,82572	/
	H+V-	5×1,8×0,388×7,7 ²	165,633	/	/	3,87	640,99971	/
SEMELLE	C.S	1,8×0,33×1,3 ² ×12	6,391	/	/	0,43	2,74813	/
	H+V+	1,8×0,4×1,3 ² ×12	7,746	/	/	0,43	3,33078	/
	H+V-	1,8×0,388×1,3 ² ×12	7,514	/	/	0,43	3,23102	/

c) Valeurs des moments renversants dues aux surcharges de remblais :

Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q, la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$P_{ad}(q) = qK_{ad}H.L$$

Tableau Valeurs des sollicitations dues aux surcharges des remblais :

Sollicitation Désignation		Efforts P(t)	Kh.P(t)	(1 ± Kv).P(t)	H(m)	V(m)	Mr (t,m)	Ms (t,m)
MGG+MF	C.S	1,2×0,33×7,7×8	24,394	/	/	5,15	125,6291	/
	H+V+	1,2×0,4×7,7×8	29,568	/	/	5,15	152,2752	/
	H+V-	1,2×0,388×7,7×8	28,681	/	/	5,15	147,70715	/
SEMELLE	C.S	2×0,33×1,3×12,7	6,554	/	/	0,65	4,2601	/
	H+V+	2×0,4×1,3×12,7	7,945	/	/	0,65	5,16425	/
	H+V-	2×0,388×1,3×12,7	7,706	/	/	0,65	5,0089	/

d) La somme de toutes les sollicitations est résumée dans le tableau suivant :

Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Sollicitation Désignation		$V=\sum Kh.P(t)$	$H=\sum(1\pm Kv).P(t)$	$\sum Mr (t,m)$	$\sum Ms (t,m)$
TOTAL	C.S	178.212	846.743	677.81584	3051.236616
	H+V+	273.2865	872.145	1193.364327	3142.772365
	H+V-	294.2263	821.515	1168.715157	2960.135867

Vérification de stabilité au renversement :

En conditions statiques le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) $F_e= 1,5$.

$$\triangleright \frac{\sum Ms}{\sum Mr} \geq 1.5 \text{ Condition statique.}$$

En conditions sismique le coefficient de sécurité au renversement (C.S.R) $F_v= 1$.

$$\triangleright \frac{\sum Ms}{\sum Mr} \geq 1 \text{ Condition sismique.}$$

Conditions statiques:

C.S:

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = 4,5016 > 1,5 \text{ C.V}$$

Conditions sismiques :

H+V+

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = 2,6335 > 1 \text{ C. V}$$

H+V–

$$\frac{\sum Ms}{\sum Mr} = 2,5328 > 1 \text{ C.V}$$

Dans les (03) cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées donc stabilité de la culée est assurée.

Ferraillage des éléments de la culée :

Les éléments de la culée seront ferraillés selon les règles du BAEL

a) Béton:

Poids volumique du béton : $Y_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

Résistance à la compression : pour un béton âgé de 28 jours, on a : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour le béton de la superstructure et le béton des appuis (culées+pile) et des fondations.

Résistance à la traction :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa. (} f_{c28} = 35 \text{ MPa).}$$

Contrainte admissible à la compression (EL U) :

$$\mu = \frac{M_w}{bd^2 f_{bw}}$$

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\Theta = 1$ lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.

Contrainte de service

$$\bar{\sigma}_b = 0,5 f_{c28} \text{ Ouvrage fini}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,5 f_{c28} \text{ En construction situation accidentelle.}$$

Coefficient de poisson

$\nu = 0$ pour béton fissuré (ELU).

$\nu = 0,2$ pour béton non fissuré (ELS).

b) Acier

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence (fe400)

Limite élastique est égale $f_e=400$ MPa.

Module d'élasticité $E_s = 210\,000$ MPa

Contraintes limites à la traction

$$\text{ELU} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,5$ Situation durable ou transitoire.

ELS :

En fissuration préjudiciable:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En fissuration préjudiciable} : \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_y}\right). \\ \text{En fissuration très préjudiciable} : \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_y}\right). \end{array} \right.$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les armatures rondes lisses.

$\eta = 1,0$ pour les armatures hautes adhérence.

Etude et ferrailage de la culée :

1- La dalle de transition

La dalle de transition est appuyée sur le corbeau (appui double) et sur le sol appui élastique. Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

Evaluation des efforts

- Poids de la dalle de transition : $P_{PPT} = \gamma_b \cdot e \cdot l = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
- Poids du remblai : $P_1 = \gamma_s \cdot e \cdot l = 1,8 \times 0,5 \times 1 = 0,9 \text{ t/ml}$
- Poids propre du revêtement : $P_2 = \gamma_{bb} \cdot e \cdot l = 2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$
 $\gamma_{bb} = 2,2 \text{ t/m}^3$: Poids volumique du béton bitumineux
- **Poids total:** $G = P_{tot} = P_{PPT} + P_1 + P_2 = 1,826 \text{ t/ml}$
- **Surcharges :** $Q = q \cdot l = 1,2 \times 1 = 1,2 \text{ t/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges permanentes : } G = 1,826 \text{ t/ml} \\ \text{Surcharge } Q = 1,2 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = \frac{qL^2}{8} = 5,70 \text{ t.m / ml} \\ M_Q = \frac{qL^2}{8} = 3,75 \text{ t.m / ml} \\ V_G = \frac{qL}{2} = 4,56 \text{ t.m / ml} \\ V_Q = \frac{qL}{2} = 3 \text{ t.m / ml} \end{array} \right.$$

Combinaison des efforts :

ELU :

$$MELU = 1,35 MG + 1,6 MQ = 13,703 \text{ t.m / ml.}$$

$$VELU = 1,35 VG + 1,6 VQ = 10,95 \text{ t / ml.}$$

ELS:

$$MELS = MG + 1,2 MQ = 10,2 \text{ t.m / ml.}$$

$$VELS = VG + 1,2 VQ = 8,16 \text{ t / ml.}$$

a) Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU pour une bande de 1 ml de largeur.

Le ferrailage vertical

Supposent section rectangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 1 \text{ m} \\ d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m} \\ f_{c28} = 35 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2}$$

Avec, $Mu = 13,703 \text{ t.m/ml}$ (sous l'effet de la combinaison maximale).

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \text{ avec } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{13,703}{1 \times 19,83 \times (0,27)^2} \times 10^{-2}$$

$$\mu = 0,136$$

$\mu = 0,136 < \mu = 0,186 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait selon le pivot A

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = d(1 - 0,4\alpha) \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,136)}) = 0,183$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times 0,183) = 0,250 \text{ m}$$

$$\text{D'où, } A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = \frac{13,703}{0,250 \times 348} \times 10^2 = 15,75 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} = 0,23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} ;$$

$$A_{s\min} = 0,23 \frac{100 \times 27 \times 2,7}{400} = 4,19 \text{ cm}^2$$

$A_s = 15,75 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 4,19 \text{ cm}^2 \implies$ Condition vérifiée
On prend **8HA16** de section **16,08 cm²**

Le ferrailage horizontal

$$A_t = A_s/3 = 5,36 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12** de section **5,65 cm²**

2- Corbeau:

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Evaluation des charges et surcharges :

_ Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = P.L/2 = 2,5 \times 0,3 \times 5 \times 1/2 = \mathbf{1,875 \text{ t/ml}}$

_ Réaction des poids des terres : $R_2 = P.L/2 = 1,8 \times 0,5 \times 5 \times 1/2 = \mathbf{2,25 \text{ t/ml}}$

_ Réaction due au revêtement : $R_3 = P.L/2 = 2,2 \times 0,08 \times 5 \times 1/2 = \mathbf{0,44 \text{ t/ml}}$

_ Poids propre de corbeau : $R_4 = P_c = 2,5 \times (0,3 \times 0,3 + \frac{0,3 \times 0,3}{2}) \times 1 = \mathbf{0,338 \text{ t/ml}}$

_ Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = P.L/2 = 1,2 \times 5 \times 1/2 = \mathbf{3 \text{ t/ml}}$

Avec : L : longueur de la dalle de transition.

Combinaison :

Réactions : $R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5) = \mathbf{11,41 \text{ t/ml}}$

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2(R_5) = \mathbf{8,49 \text{ t/ml}}$

Moments : $M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6(R_5)] \times (L/4) = \mathbf{0,856 \text{ t.m/ml}}$

$$M_{ELs} = [(R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 (R5)] \times (L/4) = 0,637 \text{ t.m/ml}$$

Ferrailage :

On suppose que le corbeau comme une console encastrée dans le mur garde grève.

Le corbeau est sollicité par une flexion simple

$$\mu = \frac{Mu}{bf_b d^2}$$

avec ; $Mu = 0,856 \text{ t.m/ml}$

$$\begin{cases} d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bf_b d^2} = \frac{0,856}{1 \times 19,83 \times 0,27^2} \times 10^{-2} = 0,0059$$

$\mu = 0,0059 < \mu = 0,186 \implies$ Donc le calcul se fait selon le pivot A.

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} Z = d(1 - 0,4\alpha) \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0059)}) = 0,007$$

$$Z = 0,27(1 - 0,4 \times 0,007) = 0,269 \text{ m}$$

$$\text{D'où, } A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} = \frac{0,856}{0,269 \times 348} \times 10^2 = 0,914 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité:

$$A_{s_{\min}} = 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e};$$

$$A_{s_{\min}} = 0,23 \frac{100 \cdot 27 \cdot 2,7}{400} = 4,19 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,914 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 4,19 \text{ cm}^2 \implies$ C.N.V

Donc $A_s = 4,19 \text{ cm}^2$. **4HA12** pour $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

Le ferrailage horizontal

$$A_t = A_s / 3 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit: **2HA10** pour $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA 25** tous les **1m**

3_ Mur garde grève :

3-1-1 Évaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

➤ **Forces verticales:**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

➤ **Forces horizontals:**

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

a) Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante : $P_t = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule : $M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 0,33$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

$h = 1.70 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol

D'où **$M_t = 0,486 \text{ t.m/ml}$**

b) la poussée due aux charge local bc :

$$M_q = \frac{12 \cdot K_a \cdot bc \cdot \delta bc}{(0,75 + 2h)} \times [(0,25 + h) \ln(1 + 4h) - h] \quad \text{avec :} \quad K = K_a \cdot bc \cdot \delta \cdot \gamma$$

Coefficient de pondération = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS

bc = 1.1 : coefficient de pondération du système Bc.

δ = 1 : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0.33$

$h = 1,7 \text{ m}$

$$M_q = \frac{12 \cdot K_a \cdot bc \cdot \delta bc}{(0,75 + 2h)} \times [(0,25 + h) \ln(1 + 4h) - h] = 2,420 \text{ t.m/ml}$$

c) Moment due à la force de freinage :

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on a admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où

$$M_f = \frac{6.h}{0,25+2h} = 2,79 \text{ t.m/ml}$$

Le moment total à l'encastrement : $M_{ELU} = 1,35(M_{pt}) + 1,6(M_q + M_f) = 8,992 \text{ t.m/ml}$.

$$M_{ELS} = M_{pt} + 1,2 (M_q + M_f) = 6,738 \text{ t.m/ml}.$$

Ferraillage :

a. Verticalement : Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,27 \text{ m}.$$

$$M_u = 8,992 \text{ t.m/ml}$$

$$F_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.f_{bu}.d^2} = \frac{8,992}{1.19,83.0,27^2} \times 10^{-2}$$

$$\mu = 0,062 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0,08$$

$$Z = 0,261$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Doc} \quad A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} = \frac{8,992 \times 10^2}{0,261 \times 348} = 9,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 4,19 < 9,9 \text{ c. v}$$

Soit **6AH14** pour $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

$$A_t = \frac{A_s}{3} = 3,08 \text{ cm}^2 \dots \text{ Soit : } \mathbf{4HA10} \text{ pour } \mathbf{A_s = 3,14 \text{ cm}^2}$$

b. Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferraillage.

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{b.d.f_{ti}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section des armateurs tendus}).$$

$$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \frac{1,0.27.2,7}{400} = 4,19 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

4 - Mur en retour :

4-1-1-Evaluation des charges et surcharges :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

➤ Efforts horizontaux:

- - Poussée des terres : $Pt = 1/2 \times \gamma_s \times ka \times h^2 = 1/2 \times 1,8 \times 0,33 \times 7,7^2 = 17,609 \text{ t/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $Psr = 1,2 \times 7,7 \times 0,333 = 3,049 \text{ t/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $Psc = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ t/ml}$

Les moments :

- Poussée des terres : $Mpt = 17,609 \times 1/3 \times 7,7 = 45,196 \text{ t. m/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $Mpsr = 3,049 \times 7,7/2 = 11,739 \text{ t. m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $Mpsc = 2,4 \times 7,7 = 18,48 \text{ t. m/ml}$

Les combinaisons :

$$\text{ELU : } MELU = 1,35 Mpt + 1,6 (Mpsr + Mpsc) = 109,365 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELS : } MELS = Mpt + 1,2 (Mpsr + Mpsc) = 81,458 \text{ t. m/ml}$$

➤ Efforts verticaux:

- Poids propre du mur : $PG = 1 \times 0,4 \times 7,7 \times 2,5 = 7,7 \text{ t/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $Psc = 4 \times 1,2 = 4,800 \text{ t/ml}$
- Poids propre de la superstructure : $Psu = 0,3 \text{ t/ml}$

Les moments :

- Poids propre du mur : $MG = 7,7 \times (7,7/2) = 29,645 \text{ t. m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $Msc = 4,8 \times 7,7 = 36,96 \text{ t. m/ml}$
- Poids propre de la superstructure : $Msu = 1,155 \text{ t. m/ml}$

Les combinaisons :

$$\text{ELU : } MELU = 1,35 (MG + Msu) + 1,6 Msc = 100,716 \text{ t. m/ml}$$

$$\text{ELS : } MELS = (MG + Msu) + 1,2 Msc = 75,152 \text{ t. m/ml}$$

Ferrailage :

Ferrailage horizontal :

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$MELU = 109,365 \text{ t.m/ml}$$

$$MELS = 173,91 \text{ t.m/ml}$$

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

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,3 \text{ m}$$

$$d = 0,27$$

$$M_u = \frac{109,365}{7,7} = 14,203 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{14,203 \times 10^{-2}}{1 \times 19,83 \times (0,27)^2} = 0,098 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,098}) = 0,129$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,129) = 0,256$$

$$A_s = \frac{14,203 \times 10^2}{0,256 \times 348} = 15,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,7}{400} = 4,192 < A_s = 15,94 \text{ C.V}$$

Donc $A_s = 15,94 \text{ cm}^2$. On prend : **8HA16** pour $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$

Le ferrailage vertical :

$$M_{ELU} = 100,716 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = \frac{100,716}{7,7} = 13,08 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{13,08 \times 10^{-2}}{1 \times 19,83 \times (0,27)^2} = 0,090 < 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,090}) = 0,118$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,118) = 0,257$$

$$A_s = \frac{13,08 \times 10^2}{0,257 \times 348} = 14,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,7}{400} = 4,192 < A_s = 14,62 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

Donc $A_s = 14,62 \text{ cm}^2$. On prend : **5HA20** pour $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$

5. Mur frontal :

5.1_condition statique :

a) effort normale :

$$N = \sum(1 \mp Kv)P = 252t$$

$$ELU = 1,35N_G + 1,6N_Q$$

$$\Rightarrow ELU = 1,35 \cdot 252 / 14$$

$$= 24,3t/ml$$

b) moment :

$$M_{net} = \sum Mr - \sum Ms$$

$$= 630 - 0 = 630 \text{ t.m}$$

$$ELU = 1,35 \cdot 630 / 14 = 60,75 \text{ t.m}$$

5.2. Condition sismique :

a) effort normal :

$$N = \sum(1 \mp Kv)P = 504t$$

$$ELU = 1,35 \cdot 504 / 14$$

$$= 48,6t/ml$$

b) moment :

$$M_{net} = \sum Mr - \sum Ms$$

$$= 1260 - 216,72$$

$$= 1043,28 \text{ t.m}$$

$$ELU = 1,35 \cdot 1043,28 / 14 = 100,602 \text{ t.m}$$

Ferraillage de la flexion composée :

Donnée :

$$b = 1; \quad h = 1,2; \quad d = 0,9 \cdot 1,2 = 1,08; \quad d' = 5 \text{ cm}$$

on remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique

Condition sismique :

$$N \leq 0 \text{ (E.T)}$$

_ comprimé

$$(0,337 \times h - 0,81d')b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 1,2 - 0,81 \times 0,05) \times 1 \times 1,2 \times 19,83$$

$$= 8,659$$

$$B = 48,6(1,08 - 0,05) - 199,976$$

$$= -149,918$$

Donc $A > B$

Section partiellement comprimée

Le calcul soumis à la flexion simple

Ferraillage vertical :

$$\mu = \frac{Mu}{b.fbu.d^2} = \frac{100,602 \times 10^{-2}}{1 \times 19,83 \times 1,08^2} = 0,043 < 0,186 \quad \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$Z = 1,08(1 - 0,4 \times 0,055) = 1,056$$

$$As = \frac{100,602 \times 10^2}{1,056 \times 348} = 27,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As_{\min} = 0,23 \cdot \frac{100 \cdot 108 \cdot 2,7}{400} = 16,767 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 16,767 \text{ cm}^2 < 27,38 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Donc $As = 27,38 \text{ cm}^2$.on prend : **6HA25** pour $As = 29,45 \text{ cm}^2$

Ferraillage horizontal :

$$At = As/3 = 9,82 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA 16** pour **As = 10,05 cm²** .

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Grâce aux calculs effectués, soit manuellement ou bien en utilisant des logiciels de calcul automatique (AUTOCAD, EXCEL ...), nous avons acquis des ordres de grandeurs importantes dans la vie professionnelle.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Références bibliographiques

DOCUMENT

- ❖ Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO "*Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris*" (Edition 1994)
- ❖ Projet et construction des ponts : J.A CALGARO, M.VIRLOGEUX. "*Analyse structurales des tabliers de ponts .Presses de l'école nationale des ponts et chaussée*" (Edition 1994)
- ❖ Le fascicule n° 61 titre II du CPC : "*Programme de charges et épreuves des ponts-routes*"(Edition 1971)
- ❖ Cours pratique de béton précontraint : DREUX.G –MAZARS.J & RIMBOEUF.M"
Règles BPEL"
- ❖ LE BAEL 91 REVISE 99 : " *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.* "
- ❖ DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B C 2 48 :"*REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99*" (VERSION 2003)

COURS

- ❖ Cours d'ouvrage d'art : "*Dimensionnement* " par M.BEN OUEZDOU.
- ❖ Cours et Td pont : " *Etude de la culée* " par DRAM.A

LOGICIELS

- ❖ AUTO CAD 2024: DESSIN.
- ❖ MICROSOFT OFFICE 2019.