

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

N° : ...../2023

## **MEMOIRE DE MASTER**

**DOMAINE: Sciences et Technologies**

**FILIERE: Travaux Publics**

**SPECIALITÉ Voies et Ouvrages D'art**

**Thème**

**Étude d'un passage supérieur OA12 PK au (34+436.950)  
faisant partie de la liaison autoroutière reliant l'autoroute  
Est-ouest à l'échangeur RN3/RN75- Ain Djasser  
Wilaya de BATNA**

**Présenté Par :**

**GAREF Salima**

**Encadré Par :**

**Mr. LAUCHE Mohamed**

**Date de soutenance : 14/09/2023**

### **Jury de Soutenance**

**Président : MESSIOUD Salah**

**Grade Prof**

**Univ MSB jijel**

**Encadreur : LAUCHE Mohamed**

**Grade MCB**

**Univ MSB jijel**

**Examineur : SAIDAT Fatma**

**Grade MCA**

**Univ MSB jijel**

**Promotion : 2022 /2023**

## *REMERCIEMENTS*

*AVANT TOUT JE REMERCIER DIEU LE TOUT PUISSANT LE MISERICORDIEUX DE J'AI DONNEES LE COURAGE LA FORCE LA SANTE ET J'AI PERMIS DE FINALISER CETTE ETUDE DANS DE MEILLEURS CONDITIONS.*

*AU DEBUT JE SOUHAITE ADRESSER MES REMERCIEMENTS LES PLUS SINCERE AUX PERSONNES QUI APPORTÉS LEUR AIDE.*

*JE TIENS À REMERCIER TOUT PARTICULIEREMENT MON ENCADRANT MR : LAOUCHE MOHAMED POUR LE SUIVI ET CONSEILLES TOUT AU LONG DE LA REALISATION DE CE MEMOIRE.*

*CE MEMOIRE N'AURAIT JAMAIS PU VOIR LE JOUR LE SOUTIEN ACTIF DES MEMBRES DE MA FAMILLE SURTOUT MES PARENTS QUI M'ENCOURAGE TOUJOURS MORALEMENT ET MATERIELLEMENT ET À QUI JE TIENS À LES REMERCIER.*

*ENFIN JE TIENS À EXPRIMER VIVEMENT MON REMERCIEMENTS AVEC UNE PROFONDE GRATITUDE A TOUS LES PERSONNES QUI ONT CONTRIBUE.*

## *DEDICACE*

*JE DEDIE CE MEMOIRE A MES CHERS PARENTS QUI ONT ÉTÉ TOUJOURS À MES  
COTÉ ET M'ONT TOUJOURS SOUTENU TOUT AU LONG DE CES LANGUES ANNÉES  
D'ETUDES ET POUR LEUR AMOUR ET LEUR ENCOURAGEMENTS*

*À MES SŒURS*

*À MES FRÈRES*

*À MES AMIES ET MES CAMARADES*

## ملخص

تهتم هذه المذكرة بدراسة المعبر العلوي (رقم 12) في النقطة الكيلومترية (34+436.950) والذي يعد جزءاً من ربط الطريق السريع شرق-غرب بالمحول (ط و3/ ط و75) على مستوى عين جاسر بولاية باتنة. إنه جسر بعوارض من الخرسانة المسلحة، يتكون من جزأين متساويين، كل منها بطول (20م). تم إجراء دراسة مفصلة حول سلوك المكونات المختلفة لهذا الجسر تحت تأثير الأحمال المختلفة: الأحمال الدائمة، الأحمال الناتجة عن حركة المرور والمعدات، والأحمال العرضية. تم نمذجة الجسر باستخدام برنامج الروبوت 2014 وتم استغلال النتائج المحصل عليها لتسليح المكونات المختلفة للهيكل. وأخيراً، تم إكمال العمل بدراسة الدعامات (القاعدة والعمود) تحت حالات تحميل ثابتة وزلزالية مختلفة.

**الكلمات المفتاحية:** الجسر، العوارض الخرسانية المسلحة، النمذجة

## Résumé

Ce mémoire consiste à faire l'étude du passage supérieur OA12 au PK (34+436.950) qui fait partie de la liaison autoroutière reliant l'autoroute Est-ouest à l'échangeur RN3/RN75 au niveau de Ain Djasser Wilaya de BATNA. C'est un pont à poutres en béton armé, composé de deux travées isostatiques de 20 m de longueur chacune. Une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composant de ce pont sous l'action des différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement et les actions accidentelles. Le tablier a été modélisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2014, les résultats obtenus ont été exploités pour la justification et le ferrailage des différents éléments composant de la structure. Enfin, le travail est complété par l'étude des appuis (culée et pile) sous différents cas de charges statiques et sismiques.

**Mots clés :** pont, poutre en béton armé, modélisation

## Abstract

This thesis consists of studying the OA12 overpass at kilometer point (34+436.950), which is part of the highway link connecting the East-West highway to the RN3/RN75 interchange at Ain Djasser, Batna. It is a reinforced concrete beam bridge, consisting of two isostatic spans, each 20 meters long. A detailed study has been conducted on the behavior of the various components of this bridge under different loads: permanent actions, actions due to traffic and equipment loads, and accidental actions. The deck was modeled using Robot Structural Analysis 2014 software, and the obtained results were used for the justification and reinforcement of the various components of the structure. Finally, the work is completed by the study of supports (abutment and pier) under different static and seismic load cases.

**Keywords:** bridge, Reinforced concrete beam, modeling

# Sommaire

**Remerciements**

**Liste des figures**

**Liste des tableaux**

## **Chapitre01 : Introduction, Présentation et Conception de l'ouvrage**

1.1. Introduction.....	02
1.2. Présentation du projet .....	02
1.3. Conception de l'ouvrage.....	02
1.4. Données naturelles et fonctionnelles .....	06
1-4.1 Données naturelles : .....	03
a. Donnée topographiques .....	03
b. Données sismologiques : .....	03
c. Donnée géotechnique.....	03
1.4.2 Données fonctionnelles : .....	04
a. Tracé en plan .....	04
b. Profil en travers : .....	04
c. Profil en long :.....	05
1.5. Caractéristiques des matériaux.....	05
1.5.1 Béton.....	06
1.5.2 Acier.....	06
1.6. Conclusion :.....	06

## **Chapitre 02 : Analyse du tablier**

2.1. Introduction.....	07
2.2. Prédimensionnement du tablier en BA.....	07
2.3 Calcul des charges et surcharges.....	09
2.3.1 charge permanentes et complément des charges permanent.....	09
2.3.2. Les surcharge.....	12
2.3.3. Combinaison des charges.....	19
2.4. Modélisation par logiciel "robot" .....	20
2.4.1. Modélisation des poutres en BA .....	20
2.4.2. Modélisation de la dalle .....	22
2.4.3. Disposition des différents cas de charges .....	23

2.4.4. Valeurs des moments fléchissant maximums :	27
2.5. Conclusion.	28

### **Chapitre03 : Ferrailage de la poutre, la dalle et l'entretoise**

3.1. Introduction	29
3.2 Ferrailage de la poutre.	29
3.2.1. Calcul des armatures longitudinal de la poutre.	29
3.2.2. Calcul des armatures transversales.	29
3.3. Ferrailage de l'hourdis.	32
3.3.1. Le sens transversal	34
3.3.2. Le sens longitudinal	34
3.4. Ferrailage de l'entretoise.	35
3.4.1. Dimensions de l'entretoise :	36
3.4.2 Calcul de l'entretoise	36

### **Chapitre04 : Étude de pile**

4.1 Introduction.	43
4.2 Pré dimensionnement de la pile	44
4.3. Calcul de la pile.	45
4.3.1. Étude des charges et surcharges sur la pile.	45
4.3.2. Le poids total de la pile.	49
4.3.3. Stabilité	49
4.3.4. Étude du chevêtre :	51
4.3.5 Étude du fut	60
4.3.6. Étude de la semelle.	64

### **Chapitre05 : Étude de la culée.**

5.1. Introduction.	70
5.2. Choix de la morphologie	70
5.3. Predimensionnement de la culée.	71
5.3.1. Le sommier d'appui.	71
5.3.2. Le mur garde grève.	71
5.3.3. Le corbeau.	72
5.3.4. Le mur frontal.	72
5.3.5. Le mur en retour.	72

5.3.6. La dalle de transition.....	72
5.3.7. La fondation.....	72
5.4. Vérification de la stabilité de la culée.....	73
5.4.1. Détermination du centre de gravité des éléments.....	74
5.4.2. Vérification de la stabilité.....	78
5.4.3. Étapes d'exécution de la culée.....	78
5.5. Étude ferrailage des éléments de la culée.....	79
5.5.1. Mur garde grève.....	79
5.5.2. Dalle de transition.....	83
5.5.3. Le corbeau.....	89
5.5.4. Mur en retour.....	91
5.5.5. Mur frontal.....	97
5.6. Étude de ferrailage de la semelle sous culée.....	105

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## Liste de tableaux

Tableau 1.1 : Les caractéristiques du pont	02
Tableau 2.1 : Les charges permanentes reprises par chaque type de poutre.	12
Tableau 2.2 : Valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.	13
Tableau 2.3 : Charge A(L) par voie.	13
Tableau 2.4 : Coefficient bc	14
Tableau 2.5 : Valeurs de surcharge B c	15
Tableau 2.6 : Charges de Bt par essieu-	16
Tableau 2.7 : Force de freinage correspond à la surcharge A(L)	19
Tableau 2.8 : Les combinaisons de charges à considérer	20
Tableau 3.1 : Les moments max pour la poutre la plus sollicitées à (L/2 est L/4)	29
Tableau 3.2 : Résultats de calcul de ferrailage dans les différentes sections de la poutre	
Tableau 3.3 : Les efforts tranchant maximums dan poutre	31
Tableau 3.4 : Les moments fléchissant max dans la (ELU)	33
Tableau 3.5 : Les moments fléchissant max dans la (ELS)	33
Tableau 3.6 : Résultats de calcul du ferrailage de la dalle	35
Tableau 3.7 : Poids propre de l'entretoise et l'effort du tablier	37
Tableau 3.8 : Armatures de l'entretoise	40
Tableau 4.1 : Les sollicitations pour une travée chargée	47
Tableau 4.2 : Les sollicitations pour deux travées chargées	48
Tableau4.3 : Les sollicitations maximales à l'ELS et L'ELU dans le chevêtre	54
Tableau4.4 : Les sollicitations sur les futs (une travée chargée)	61
Tableau4.5 : Les sollicitations sur les futs pour deux travées chargées	61
Tableau4.6 : Les sollicitations de freinage	65
Tableau4.7 : Les contraintes dans le sol (ELS une travée chargée)	66
Tableau4.8 : Les contraintes dans le sol (ELU une travée chargée)	66
Tableau4.9 : Les contraintes dans le sol (ELS deux travées chargées)	67
Tableau4.10 : Les contraintes dans le sol (ELU deux travées chargées)	67
Tableau4.11 : Les contraintes dans le sol (1 travée -conditions sismiques)	67
Tableau4.12 : Les contraintes dans le sol (2 travées -conditions sismiques)	68
Tableau5.1 : Évaluation des efforts	95



## Liste des figures

Figure1.1 : Tracé en plan	04
Figure 1.2 : Profil en long	05
Figure 2.1 : Coupe et vue latérale de la poutre	07
Figure 2.2 : Coupe transversale droite de l'entretoise	08
Figure 2.3 : Coupe transversale sur le tablier à poutres en BA	09
Figure 2.4 : Détail de trottoir	11
Figure 2.5 : Les dimensions du système B c	14
Figure 2.6 : Dimensions du système B t	16
Figure 2.7 : Dimensions du système Mc120	17
Figure 2.8: Convoi D240	18
Figure2.9 : Choix de l'affaire.	21
Figure2.10 : Choix de la poutre.	21
Figure2.11: Poutres + entretoises.	22
Figure2.12: Modélisation de la dalle.	22
Figure2.13: Poids de trottoir	23
Figure2.14: Charge de revêtement.	23
Figure2.15: Charge de revêtement.	24
Figure2.16: Charge de garde-corps.	24
Figure2.17: Charge de trottoir	25
Figure2.18 : Système A(L) deux voies chargées	25
Figure2.19 : Système Bc deux voies chargées	25
Figure2.20: Système B t deux voies chargées	26
Figure2.21: Système Mc120	26
Figure2.22: Système D240	26
Figure2.23 : La poutre la plus sollicitée à l'ELU	27
Figure3.1: Schéma de ferrailage de la poutre	32
Figure 3.2 schéma de ferrailage pour la dalle	35
Figure 3.3 : Dimensions de l'entretoise	36
Figure 3.4 : emplacement des vernis	37
Figure 3.5 : Charges appliquées à l'entretoise (ELS)	38
Figure 3.6 : Diagramme des moments fléchissant (ELS)	38
Figure 3.7 : Diagramme des efforts tranchant (ELS)	38

Figure 3.8 : Diagramme des moments fléchissant (ELU)	39
Figure 3.9 : Diagramme des efforts tranchant (ELU)	39
Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de l'entretoise	42
Figure 4-1: Les dimensions de la pile	43
Figure 4.2 : Vue transversale de la pile	44
Figure 4.3 : La charge permanente (chevêtres, Murs cache, plots, dés d'appui)	52
Figure 4.4 : La charge due au poids du tablier	52
Figure 4.5 : La charge due au convoi D240	52
Figure 4.6 : Diagramme du moment fléchissant (ELS)	53
Figure 4.7 : Diagramme de l'effort tranchant (ELS)	53
Figure 4.8 : Diagramme du moment fléchissant (ELU)	54
Figure 4.9 : Diagramme de l'effort tranchant (ELU)	54
Figure 4.10 : Schéma de ferrailage du chevêtre	59
Figure 4.11 : Réactions sur les futs dues aux charges permanentes	60
Figure 4.12 : Les efforts dus au séisme	62
Figure 4.13 : Schéma de ferrailage du fut	64
Figure 5.1 : CDG des éléments de la culée	74
Figure 5.2 : Ferrailage de mur de garde grève.	83
Figure 5.3 : Ferrailage de la dalle transitions	89
Figure 5.4 : Ferrailage du corbeau	91
Figure 5.5 : Schéma de Ferrailage du mur en retour	97
Figure 5.6 : Schéma de ferrailage de mur frontal	105
Figure 5.7 : Schéma de ferrailage de la semelle sous	11

---

# **Introduction générale**

---

### INTRODUCTION GENERALE

La réalisation des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cette évolution a conduit à l'évolution des ouvrages d'art notamment les ponts, puisque lors de l'étude de ces voies, plusieurs obstacles sont rencontrés soit naturels (cours d'eau, brèche...) ou artificiels (route, voie ferrée, ...), et pour franchir ces obstacles, la réalisation des ponts est nécessaire.

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales supportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués...etc. La conception d'un pont suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture lui permettant d'identifier les meilleures solutions du point de vue technique et économique.

L'objectif de ce mémoire est de faire la conception et l'étude d'un passage supérieur rétablissement AIN JASERT PK (34+436.950) et faisant partie de la liaison autoroutière reliant l'autoroute Est-ouest à l'échangeur RN3/RN75 de de wilaya de BATNA. L'ouvrage à étudier est un pont à poutres en béton armé de deux travées isostatiques.

L'étude sera réalisée en suivant les étapes suivantes :

- Dans un premier temps, on présentera l'ouvrage étudié et les hypothèses de calcul, passant par la justification du choix du type de pont puis le pré-dimensionnement de ses éléments.
- Dans un deuxième temps, on étudiera la superstructure du pont à travers une modélisation numérique du tablier par le logiciel ROBOT, puis l'étude des équipements (entretoises, appareils d'appui,...etc).
- Enfin une étude des infrastructures. (pile et culée).
- Une conclusion générale clôturera notre mémoire.

---

# Chapitre 01

---

**CHAPITRE 01 : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET  
CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX**

**1.1 INTRODUCTION :**

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation, de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation (routière, ferroviaire,...etc.). Toutefois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit in situ.

La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont, c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique, capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées, qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles, cette conception est faite suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité, qualité architecturale ainsi que du respect des référentiels technique et de guides normatifs.

Ce chapitre s'intéresse à la présentation de l'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, les données naturelles et fonctionnelles et la présentation des différents matériaux utilisés pour la construction de l'ouvrage.

**1.2 But de l'étude :**

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un passage supérieur projeté OA12 rétablissement Ain JASERT au niveau de l'autoroute Est –Ouest, lot Est.

**1.3 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :**

Notre ouvrage est un pont droit, à deux travées isostatiques de 20 m de portée chacune. Le tableau ci-dessous regroupe ses caractéristiques :

**Tableau 1.1.** Caractéristiques du pont

Longueur de la travée(m)	Nombre de poutre	Entraxe de poutre (m)	Largeur roulable (m)	Largeur chargeable (m)	Largeur de trottoir (m)	Nombre de voies	classe de pont
20	7	1.47	7	7	1.5	2	1

- **Tablier :**

Le présent passage supérieur comprend un tablier ayant une chaussée de 7 m, deux trottoirs de 1.35 m et deux corniches de 0.15 m pour chacun des deux côtés. La largeur totale du tablier est de 10 m, le tablier est composé de (7) poutres de 1.47 m d'espacement. Les poutres sont en béton armé d'une hauteur de 1.1m, solidarisées entre-elle par des entretoises d'about en béton armé de 0.25x0.5m et surmontées d'un hourdis en béton armé de 20cm d'épaisseur. Les charges ramenées par le tablier sont transmises à la pile et aux culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis en élastomère fretté.

- **La Pile :** est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage. Elle est constituée d'un chevêtre reposant sur trois futs de forme cylindriques.
- **Les culées :** deux culées remblayées aux deux extrémités du pont.
- **Fondations :** les appuis de pont reposent sur des fondations superficielles.

### 1.4 Données naturelles et fonctionnelles :

Le concepteur des ponts a pour but de rechercher la solution la plus économique en respectant L'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées suivant une démarche itérative, Tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale et respect des référentiels normatifs.

#### 1.4.1 Données naturelles :

##### a. Donnée topographiques :

La vue en plan du site doit indiquer les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc. D'après le levé topographique du site, nous pouvons dire que le site ne présente pas de difficultés vis-à-vis l'accès et la réalisation.

##### b. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse, ce dernier peut être exprimé en fonction des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de Batna est classée comme une zone de faible sismicité (zone I) selon le règlement parasismique algérien R.P.O.A.

### c. Données géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité, le type d'ouvrage correspondant et la nature des fondations à envisager au niveau des appuis, en plus elle nous permet de choisir le meilleur emplacement pour avoir le bon comportement mécanique de l'ouvrage. Ces données sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel.

D'après le rapport géotechnique, les fondations préconisées sont des fondations superficielles et la contrainte admissible du sol est de 3 bars

### 1.4.2 Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner convenablement l'ouvrage sont :

#### a. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. L'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit.

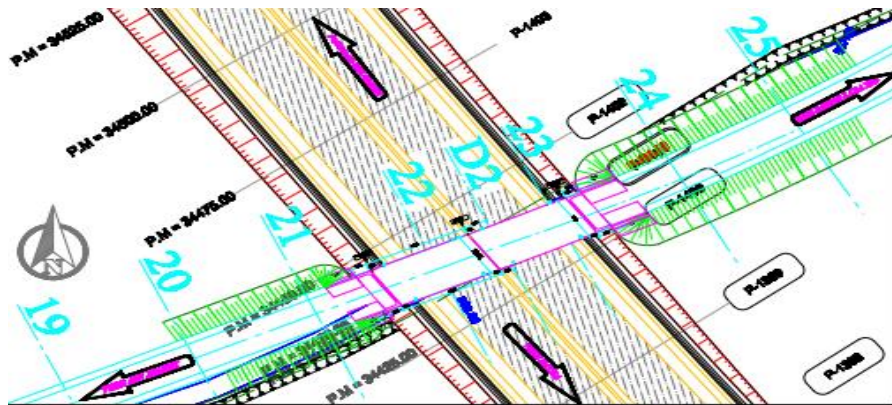


Figure 1.1 : Tracé en plan

#### b. Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- ✓ Largeur de la chaussée : 7 m ;



- ✓ Nombre de voies de circulations : 2 voies ;
- ✓ Largeur de trottoir = 1.35m ;
- ✓ Largeur de corniche = 0.15m ;
- ✓ Le devers : 2,5 % ;
- ✓ La largeur totale : 7 m.

### c. 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. Le profil de long de notre ouvrage présente une pente de 1% afin d'évacuer les eaux.

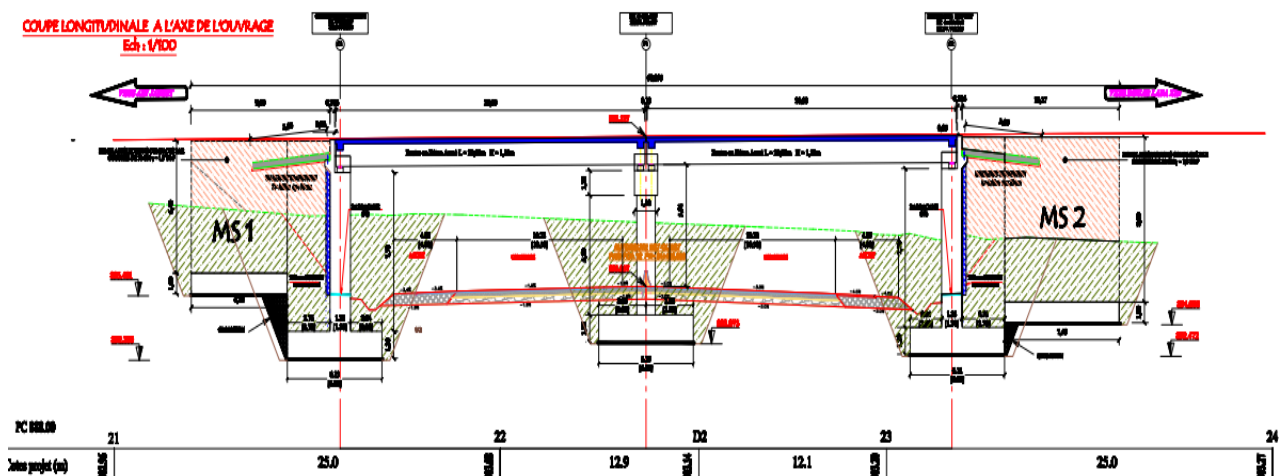


Figure 1.2 : Profil en long

## 1.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. Les calculs de notre ouvrage se feront conformément aux règles du BAEL 91.

On donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés :

### 1.5.1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau, le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup

mieux à la compression qu'à la traction (Résistance à la compression est de l'ordre de 25MPa à 40MPa et à la traction de 2 à 4MPa).

- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ .

Le béton utilisé dans ce projet est de caractéristiques suivantes :

- Masse volumique :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

- Résistance à la compression :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

- Résistance à la traction :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,22 \text{ MPa}$

- Module de déformation instantanée :  $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée :  $E_{28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11100 \text{ MPa}$

### 1.5.2 L'acier :

Les aciers utilisés en béton armé sont des aciers courants à haute adhérence de deux classes  $f_{eE} 400$ ,  $f_{eE} 500$ , la limite élastique de ces aciers son respectivement 400 et 500 MPa.

- Nous utiliserons un acier  $f_{eE} 500$ .
- Module d'élasticité longitudinale est  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

### 1.6 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a présenté les caractéristiques géométriques de l'ouvrage objet de notre étude ainsi que les différentes données naturelles et fonctionnelles nécessaires à la conception et au choix du type pont et l'implantation de et ses appuis. Enfin, une présentation des matériaux utilisé pour la réalisation et leurs caractéristiques.

---

# Chapitre 02

---

## CHAPITRE02 : ANALYSE DE TABLIER

### 2.1 INTRODUCTION

Ce chapitre s'intéresse à l'analyse du tablier de pont ; en commençant par le pré-dimensionnement des différents éléments du tablier puis le calcul des charges permanentes et les surcharges d'exploitation que le pont doit supporter au cours de son exploitation. Une modélisation du tablier est faite par le logiciel ROBOT afin de déterminer les sollicitations maximales sous les différentes combinaisons de charges qui va permettre la justification et le ferrailage de chaque élément.

### 2.2 PRE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER :

#### 2.2.1 Hauteur de la poutre

L'élançement optimale  $L/h$  (rapport entre la portée et la hauteur de la poutre) de la poutre en BA est généralement situé dans l'intervalle :

$15 \leq L/h \leq 17 \Rightarrow L/17 \leq h \leq L/15$  on peut descendre jusqu'à  $L/20$  au prix d'une multiplication du nombre de poutre

D'où :  $19,4/17 \leq h \leq 19,4/15 \Rightarrow 1.141 \text{ m} \leq h \leq 1.293 \text{ m}$

pour notre cas l'entraxe des poutres est de 1,47 m, on prend :  $h = 1.10 \text{ m}$

La largeur de la poutre, d'après les données qu'on a, est prise égale à :  $b = 40 \text{ cm}$

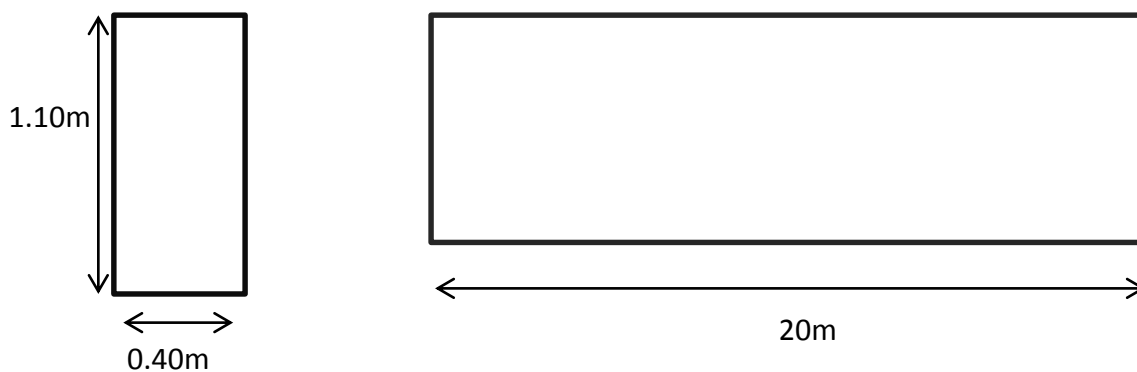


Figure. 2.1 : coupe et vue latérale de la poutre.

#### 2.2.2 Hauteur de l'entretoise :

On doit aménager un espace suffisant entre le chevêtre et la fibre inférieure de l'entretoise, cet espace a un minimum de 0,5 m ; donc on prend une hauteur qui vérifie cette condition :

$h_{ent} = 50 \text{ cm}$

La largeur :  $25 \text{ cm} \leq b_{ent} \leq 30 \text{ cm}$  ; On prend :  $b_{ent} = 0.25 \text{ m}$

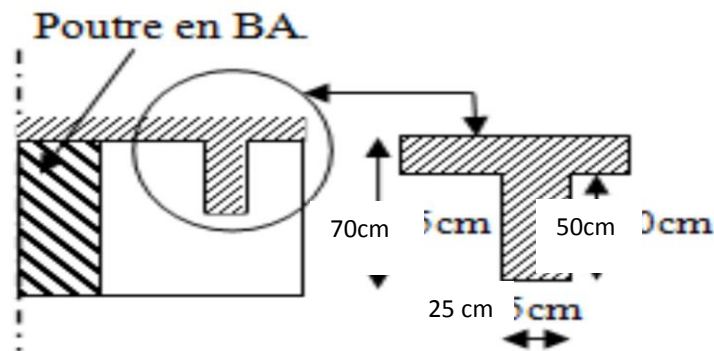


Figure. 2.2. Coupe transversale droite dans l'entretoise

### 2.2.3 Le nombre de poutres :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur  $La$  et l'espacement  $\lambda$   
 $La$  : l'entreaxe entre les poutres des rives égale à 9m.

: Espacement entre deux poutres voisines.

D'où :  $n = La / \lambda + 1 = 7$  poutres

### 2.2.4 Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axe des poutres, plus l'entre axes est grand plus que l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversaux. En générale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.20m et 0.30m. Pour notre ouvrage, l'épaisseur de la dalle  $h_0 = 20$  cm

### 2.2.5 Les caractéristiques de l'ouvrage :

- La portée de l'ouvrage.....19,4 m
- Longueur des poutres en béton armé.....20,0 m
- Hauteur des poutres.....1,10 m
- Le nombre des poutres dans chaque travée.....07 poutres
- L'entre axe de poutres .....1,47 m
- Largeur de la chaussée .....07 m
- Trottoir avec corniche .....1,50 m
- Largeur totale du pont .....10 m
- Épaisseurs de la dalle .....0,2 m
- Revêtement en béton bitumineux ..... 06 cm
- Les dispositifs de retenues : garde-corps de 0.1t/m de poids.

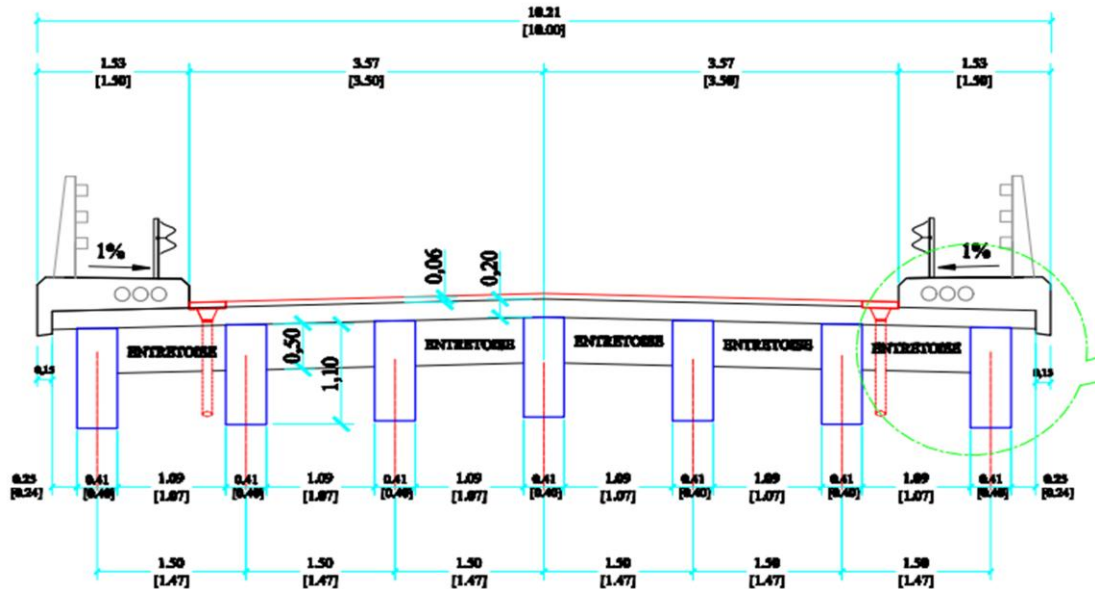


Figure 2.3 : Coupe transversale sur le tablier à poutres en BA

## 2.3 CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

### 2.3.1 Charges permanentes et complément des charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse (poutres, dalle,...), tant que les compléments des charges permanentes sont des éléments non porteurs comprennent les installations fixes ; on les appelle accessoires (corniche, trottoir,...). Ces charges sont notées CP et CCP respectivement ; et concernent :

#### 2.3.1.1 Les charges permanentes (CP) :

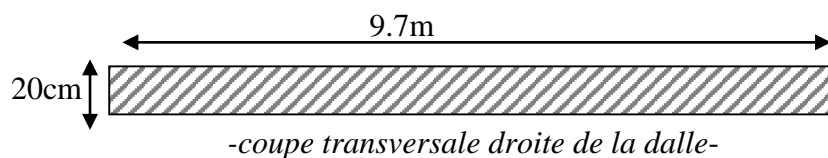
Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle et l'entretoise (tablier).

##### a) Les poutres :

- Le poids de la poutre par mètre linéaire :  
 $P = 0,4 \times 1,2 \times 2,5 = 1,2 \text{ t/m}$
- Le poids des poutres :  $P_P = 7 \times 0,4 \times 1,2 \times 2,5 = 8,4 \text{ t/m}$

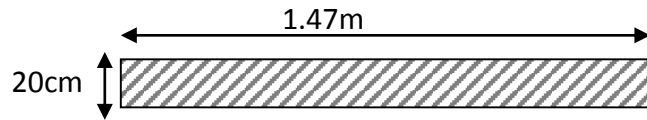
##### b) la dalle :

- Le poids de la dalle par mètre linéaire :  
 $P_d = 9,7 \times 0,20 \times 2,5 = 4,85 \text{ t/m}$



- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :

$$P_i = 1,47 \times 0,20 \times 2,5 = 0,735 \text{ t/m}$$



- Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive :

$$P_r = 1,175 \times 0,20 \times 2,5 = 0,58 \text{ t/ml}$$



**c) Le poids de l'entretoise :**

Le poids d'une entretoise :  $P_{ent} = 0,25 \times 0,5 \times 1,09 \times 6 \times 2,5 = 2,043t.$

Le poids total des entretoises (02) :  $P_{total} = 2,043 \times 2 = 4,086t.$

$$P_{ent} = P_{total}/L = 4,086/20 = 0,204t/ml$$

$$CP = P_P + P_d + P_{ent} = 7,7 + 4,85 + 0,204 = 12,754 \text{ t/m}$$

**2.3.1.2 Les compléments des charges permanentes (CCP) :**

**a) Revêtement et la chape d'étanchéité totale**

$$P_r = 2,2 \times 0,06 \times 7 = 0,924 \text{ t/m}$$

Le revêtement et la chape d'étanchéité revenant à la poutre intermédiaire

$$P_{ri} = 0,06 \times 2,2 \times 1,47 = 0,194 \text{ t/m}$$

**b) Trottoir + corniche + garde-corps :**

c)  $S_1 = [(0,22 + 0,21) \times 1,08/2] - (0,03 \times 0,03/2) - 3\pi \cdot 0,10^2 / 4 = 0,2082m^2. .$

d)  $S_2 = (0,07 \times 0,27) = 0,0189m^2$

e)  $S_{corn} = (0,15 \times 0,27) + (0,6 \times 0,15) - (0,05 \times 0,05/2) - 0,15 \times 0,05/2 = 0,1255m^2$

f)  $P_{tr} = (0,2082 + 0,0189) \cdot 2,5 = 0,56775 \text{ t/m}$

g)  $P_{corn} = 0,1255 \cdot 2,5 = 0,31375 \text{ t/m}$

h)  $P_t = P_{tr} + P_{corn} = 0,8815 \text{ t/m}$

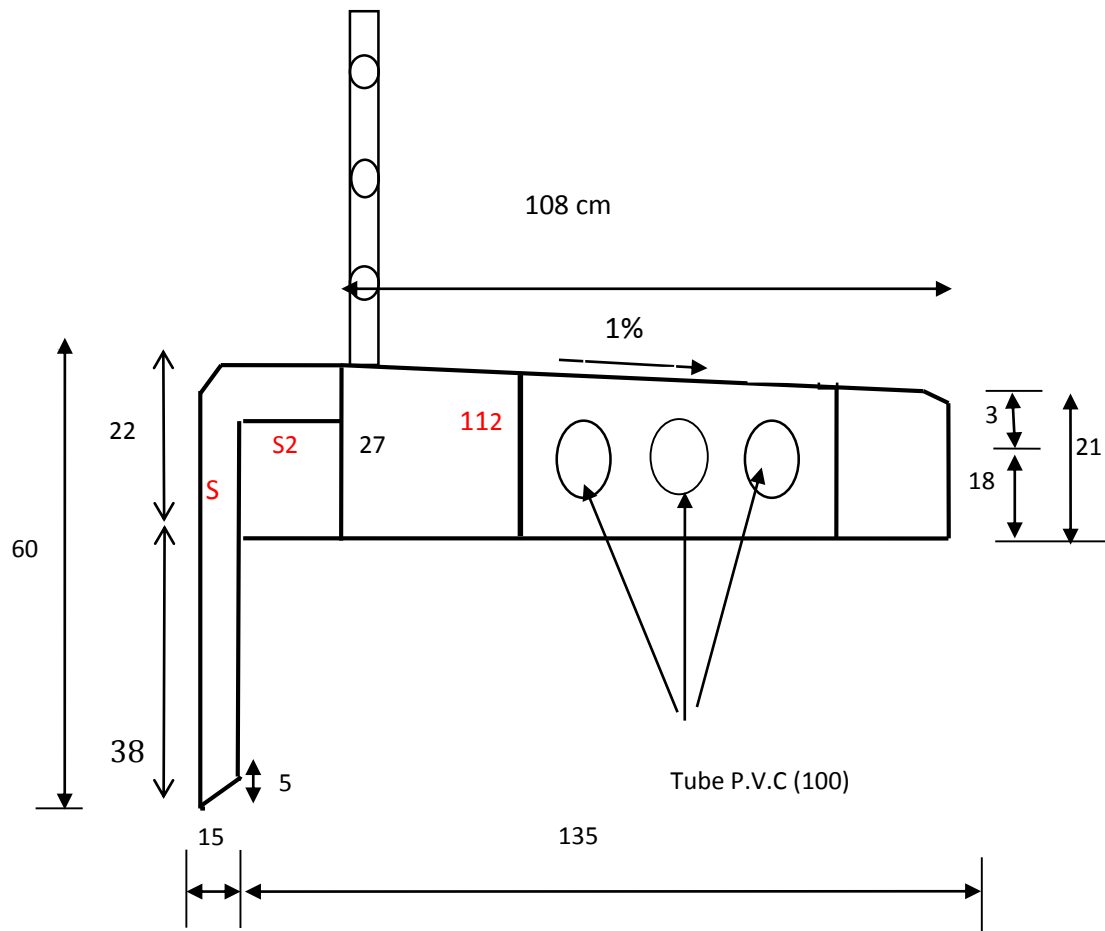


Figure 2.4 : Détail de trottoir

$$Pg.corps = 0.10t/ml$$

D'où ;

CCP = poids de revêtement+ 2 x (poids de trottoir+ poids de corniche + Garde- corps).

$$CCP = 0,924 + 2 \times (0,8815 + 0,10) = 2,887t/ml$$

Le poids total du tablier :

$$g = CP + CCP = 15,641t/ml.$$

$$G = 15,641 \times 20 = 312,82t$$



### La charge par poutre :

**Tableau 2.1** : donnant les charges permanentes reprises par chaque type de poutre.

Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Poutre seule	1.1	1 .1
Dalle	0.58	0.735
Revêtement	0	0.194
Corniche et trottoir	0.8815	/
garde-corps	0,1	/
L'entretoise	1.021	2.043
La somme	3.6825	4.072

### 2.3.2 Les surcharges :

Elles sont définies par le **fascicule 61** titre de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (B<sub>C</sub>, B<sub>i</sub>).
- La surcharge militaire M<sub>c120</sub>.
- La surcharge sur trottoirs.
- Le convoi exceptionnel D<sub>240</sub>.

#### a) Système A (L) :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur **L** chargée est donne par la formule suivante :

$$A = A L * a_1 * a_2$$

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

Avec ;

*L* : la portée du pont=20m

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

$$V = \frac{Lc}{N} = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ m (la largeur d'une voie).}$$

$V_0$  : dépend de la classe du pont.

1<sup>ère</sup> classe  $V_0 = 3,5 \text{ m}$

$a_1$  : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

**Tableau.2.2** : valeurs de Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 <sup>ère</sup> classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 <sup>ème</sup> classe	1,00	0,90	/	/	/
3 <sup>ème</sup> classe	0,90	0,80	/	/	/

$$A(L) = A(L) = 230 + \frac{36000}{20+12} = 1355 \left( \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$A(L) = 1,355 \text{ t/m}^2$$

$$A = A(L) * a_1 * a_2 = 1,355 * 1 * 1 = 1,355 \text{ t/m}^2$$

La valeur de  $A(L)$  en fonction de voies chargées :

**Tableau. 2.3** : charge  $A(L)$  par voie.

	$a_1$	$a_2$	$A(L) \left( \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right)$	$A \text{ (t/ml)}$
1voie	1,00	1,00	1,355	$1 \times 1 \times 1,355 \times 3,5 = 4,742$
2voies	1,00	1,00	1,355	$1 \times 1 \times 1,355 \times 2 \times 3,5 = 9,485$

#### b) Système Bc :

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

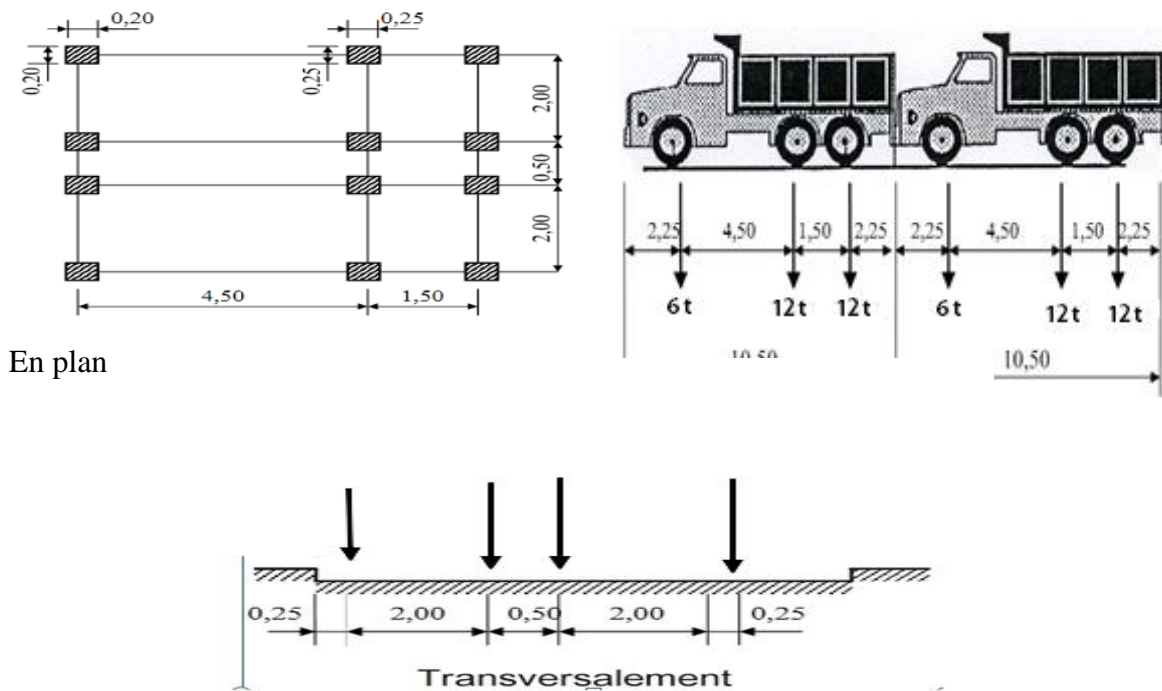


Figure 2.5. Les dimensions du système B<sub>c</sub>

Disposition sur le pont :

- ✓ Longitudinalement, on dispose deux camions B<sub>c</sub> aux max espaces de façon à produire l'effet le plus défavorable .la distance entre les deux camions est 4,50m .
- ✓ Transversalement, on dispose le nombre de camions produisant l'effet le plus défavorable sur la largeur chargeable (Nbre de camions B<sub>c</sub> = Nbre de voies chargées) .la distance entre chaque camion est 0,50m .

Dans notre cas : L = 20 m et 2 voies chargées

On peut disposer deux camions B<sub>c</sub> longitudinalement et deux transversalement.

Les charges de système B<sub>c</sub> sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient b<sub>c</sub> qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées donné par le tableau suivant :

Tableau .2.4 : Coefficient b<sub>c</sub>

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 <sup>ere</sup> classe	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,90	/	/	/
3 <sup>eme</sup> classe	1,00	0,80	/	/	/

- Le coefficient de majoration dynamique  $\delta_{Bc}$

Un coefficient de majoration dynamique  $\delta_c$  donné par :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Tel que :

L : la portée du pont : L=20m.

S : la surcharge maximale : Q.

G : la charge permanente,

Dans notre cas : pont de 1ere class et 2 vois chargées.

L = 20 ; S = 30× 4× 1,1 = 132t ; G = 312,82 t

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 20} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{312,82}{132}} \Rightarrow \delta_c = 1,137$$

**Tableau 2.5** Valeurs de surcharge B<sub>c</sub>

Désignation	S (t)	b <sub>c</sub>	δ	Essieu avant (6t)	Essieu arriéré (12t)
1 file	6	1.20	1.137	8.186	16.372
2files	12	1.10	1.137	15.008	30.016

c) Système B<sub>t</sub> :

Un tandem du système B<sub>t</sub> est applicable seulement sur la 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

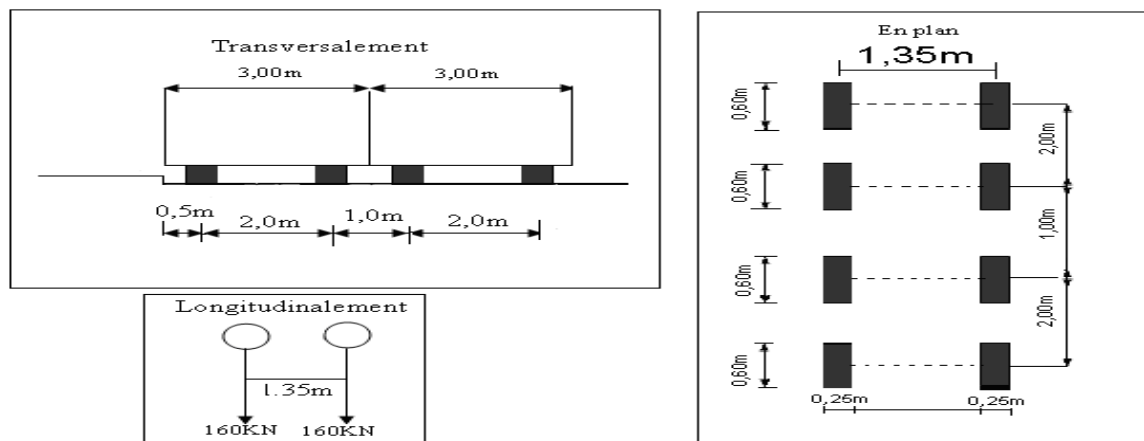


Figure.2.6. les dimensions du système B<sub>t</sub>

- Le coefficient de majoration dynamique δ<sub>Bt</sub>

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

L : longueur de la travée

S : La charge B<sub>t</sub>

G : La charge permanente de l'ouvrage.

Pour les ponts de la première classe b<sub>t</sub>=1.

- ❖ Pour une voie chargée n=2

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{312,82}{64}} = 1,10$$

Les surcharges du système B<sub>t</sub> sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique

Tableau 2.6 charges de B<sub>t</sub> par essieu-

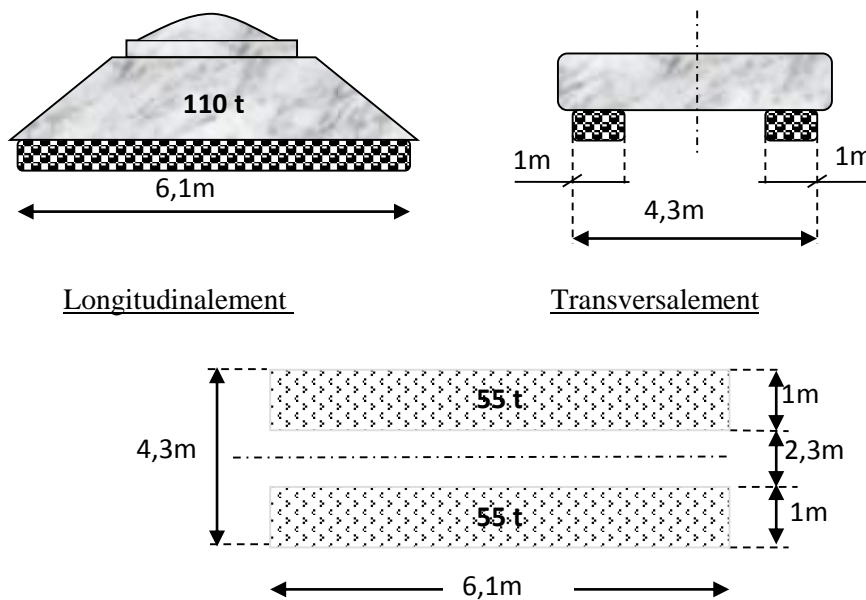
Désignation	Poids (t)	B <sub>t</sub>	δ	essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1,10	35,2
2 Tandems	64	1	1,10	70,4

**d) Système militaire M<sub>C120</sub> :**

Un véhicule type du système M<sub>C120</sub> comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- ❖ Charge totale .....110t
- ❖ Longueur d'une chenille .....6,10 m
- ❖ Largeur d'une chenille. ....1,0 m
- ❖ Distance d'axe en axe des deux chenilles. .... 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé comme une charge uniformément répartie.



**Figure.2.7.** les dimensions du système M<sub>C120</sub>

• **Le coefficient de majoration dynamique :**

Masse totale de chenille : 110 t.

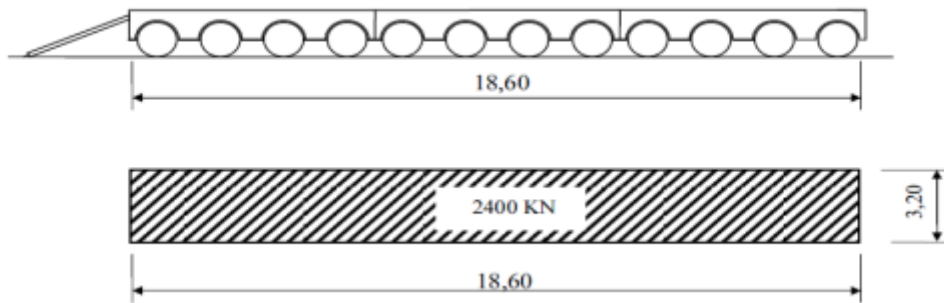
$$\delta_{M_{C120}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{312,82}{110}} = 1.128$$

$P = 110 \times 1.128 = 124.08t$

$P_{M_{C120}} = \frac{124.08}{6.1} = 20.34 \text{ t/ml}$

e) Convoi D<sub>240</sub> :

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m<sup>2</sup> cette surcharge n'est pas frappée d'un coefficient de majoration dynamique.



**Figure.2.8.** Convoi D<sub>240</sub>

$$P=240t \Rightarrow P_{D240} = \frac{P}{L} = \frac{240}{18,6} = 12,903t/ml$$

$$P_{D240} = 12,903t/ml$$

## f) Surcharge sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m<sup>2</sup> de façon à produire l'effet maximal envisagé. Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- 1 Trottoir chargé :  $P_1 = 0,15 \times 1,50 = 0,225$  t/ml.
- 2 Trottoirs chargés :  $P_2 = 0,225 \times 2 = 0,45$  t/ml.

## g) L'effet de freinage :

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

- L'effet de freinage correspondant au système A(L) est donné par :

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

$$\text{Avec : } F = 1 / (20 + 0,0035 \cdot S)$$

$$S = L_C \cdot L \quad (\text{La surface chargée } m^2)$$

**Tableau .2.7** : Force de freinage correspond à la surcharge A(L)

	<b>A(L) (t)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>F</b>	<b>F<sub>H</sub> (t)</b>
<b>1voie</b>	4.742×20=94.84	3,5×20=70	0,0439	<b>4.684</b>
<b>2voie</b>	9.485×20=189.7	2x3,5×20=140	0,0488	<b>9.258</b>

- Pour le système (b c), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids **F<sub>H</sub>=30t**.

#### **h) L'effet du vent**

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

#### **i) L'effet du séisme :**

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles, les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des piles.

**F<sub>ah</sub>** = 0,12G dans le sens horizontal .

**F<sub>av</sub>** = 0,036G dans le sens vertical.

Dans notre cas :  $\begin{cases} F_{ah} = 0,12 \times 312,82 = 37,538 \text{ t} \\ F_{av} = 0,036 \times 312,82 = 11,261 \text{ t} \end{cases}$

### **2.3.3 Combinaisons des charges :**

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives.

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges, susceptibles de solliciter le pont :



Tableau .2.8. Les combinaisons de charges à considérer.

Actions prépondérantes	combinaisons	N° de combinaison
ELU	1.35G+1.6 (A + Qtr)	1
	1.35G+1.6 (Bc+ Qtr)	2
	1.35G+1.6 (Bt+ Qtr)	3
	1.35G+1.6Mc120	4
	1.35G+1.6D240	5
ELS	G+1.2 (A +Q tr)	1
	G+1.2 (B c +Q tr)	2
	G+1.2 (B t +Q tr)	3
	G+Mc120	4
	G+D240	5
	G	6

## 2.4 MODELISATION DU TABLIER PAR LOGICIEL "ROBOT" :

ROBOT (Auto desk Robot) Structural Analysais Professional est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques. Les utilisateurs de ROBOT pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

### 2.4.1 Modélisation des poutres en BA

#### a) Quelques étapes à suivre pour la modélisation des poutres en BA

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 02 travées indépendantes, on étudiera la travée à poutre en BA (une dalle de 20 cm d'épaisseur avec 07 poutres de longueur de 20 m). Les poutres sont considérées comme des éléments barre, elles sont appuyées sur des appuis simples d'un côté et de l'autre coté sur des appuis doubles, la dalle est considérée comme un élément de panneaux.

La 1ère étape c'est le choix de l'affaire comme montré sur la figure suivante :



Figure. 2.9 : Choix de l'affaire.

### b) Modélisation de la poutre et des entretoises

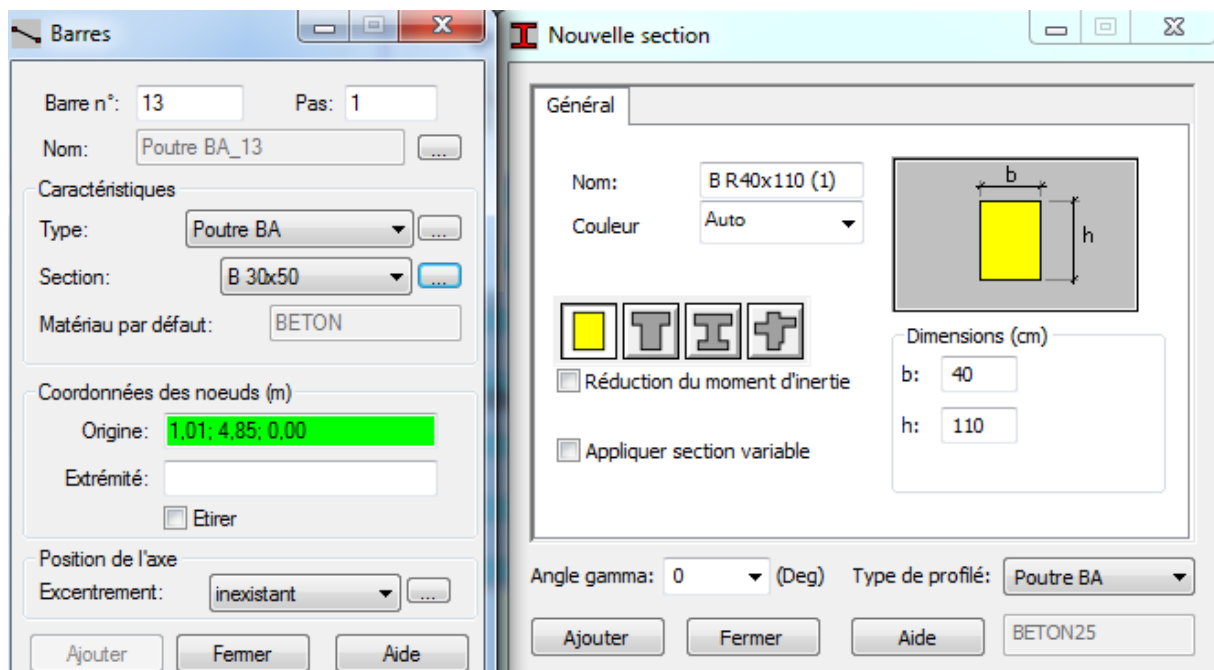


Figure. 2.10 : Choix de la poutre.

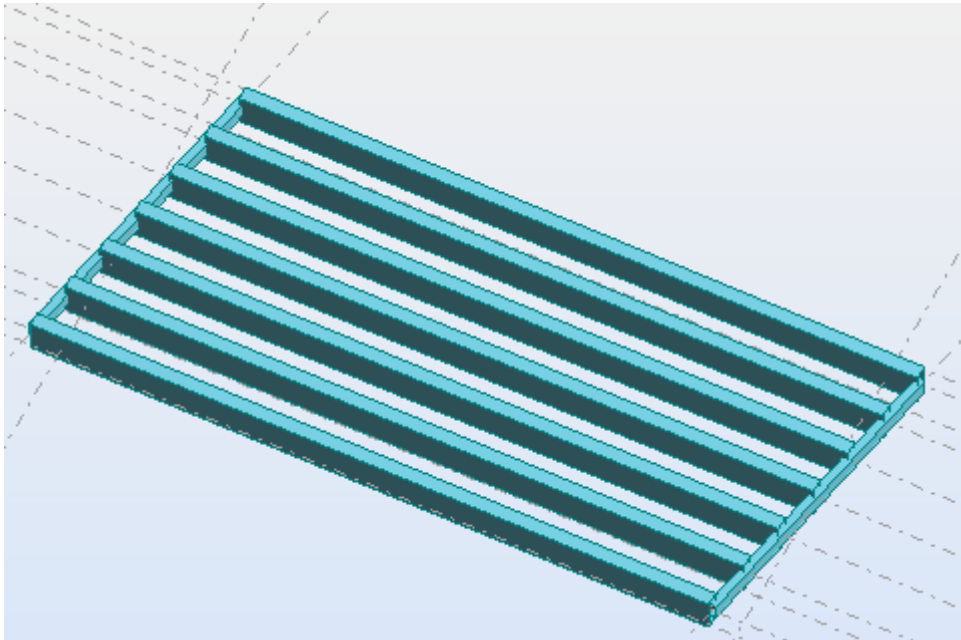


Figure. 2.11 : poutres + entretoises.

#### 2.4.2 Modélisation de la dalle :

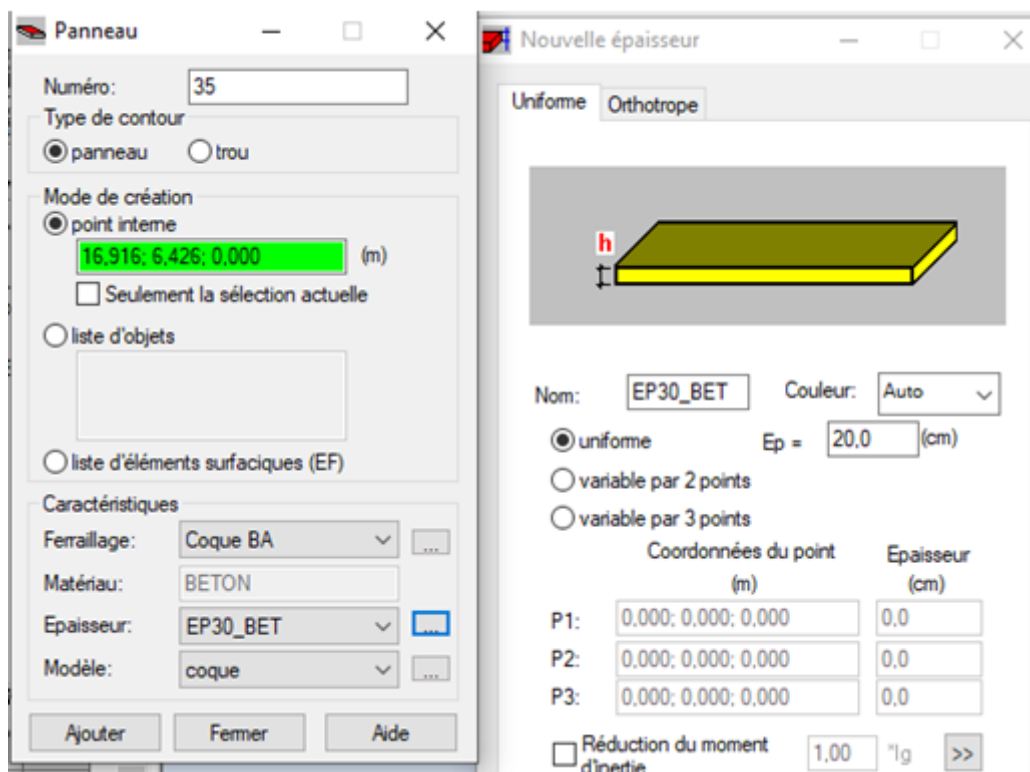


Figure. 2.12 : Modélisation de la dalle.

### 2.4.3 Disposition des différents cas de charges

#### a) Charge de trottoir $G_{tr}$ :

$$G_{tr} = 0,421 \text{ t/m}^2$$

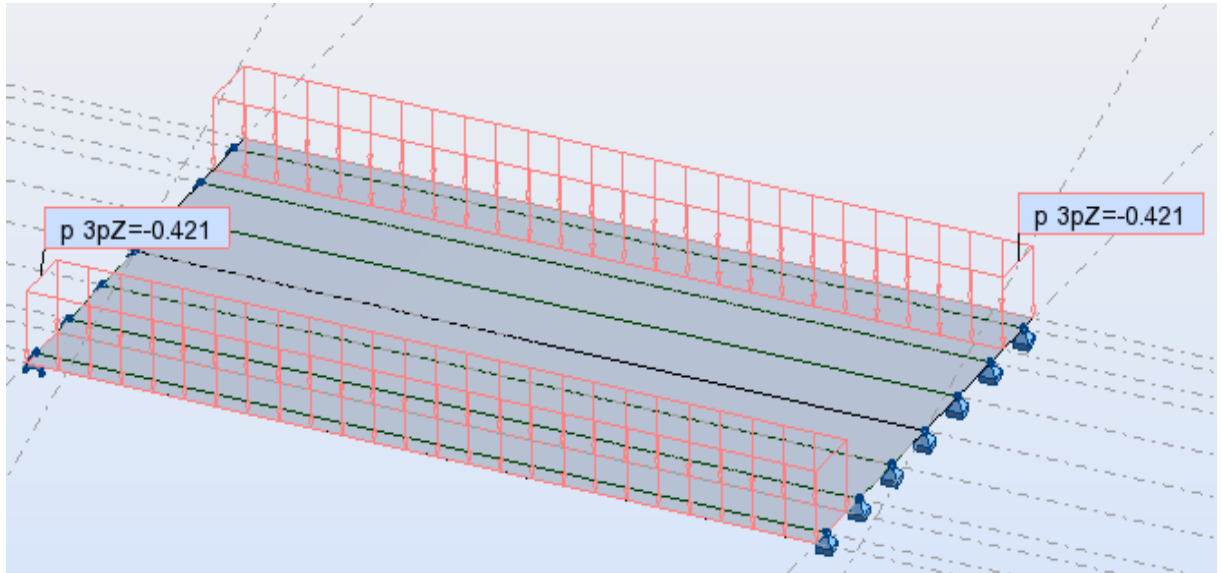


Figure 2.13 Poids de trottoir

#### b) Charge de revêtement $G_{rev}$ :

$$G_{rev} = 0.132 \text{ t/m}^2$$

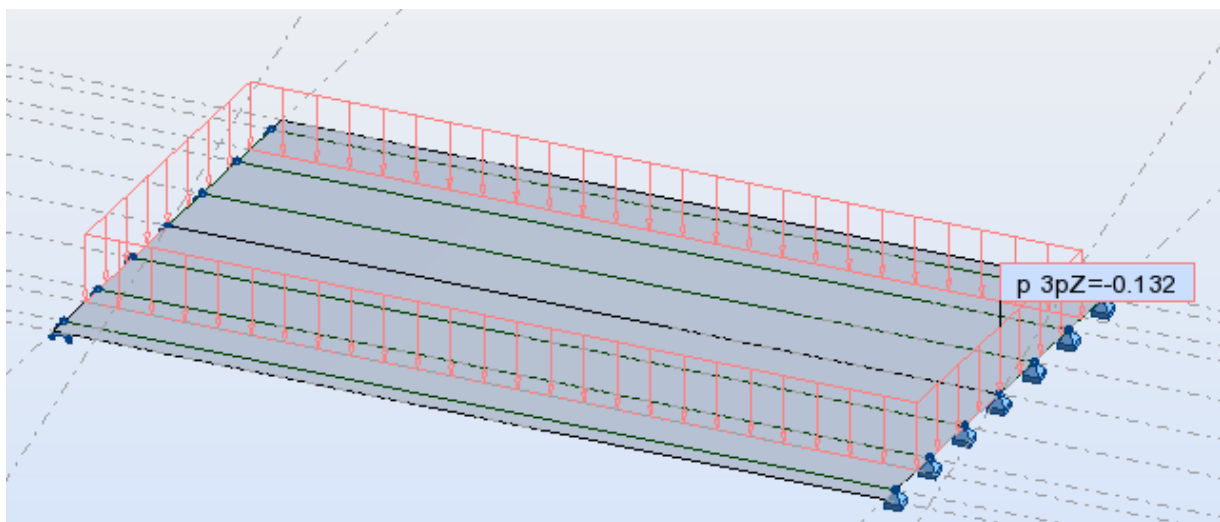


Figure. 2.14 : Charge de revêtement.

c) Charge de corniche  $G_{\text{corn}}$  :

$$G_{\text{corn}} = 0.314 \text{ t/ml}$$

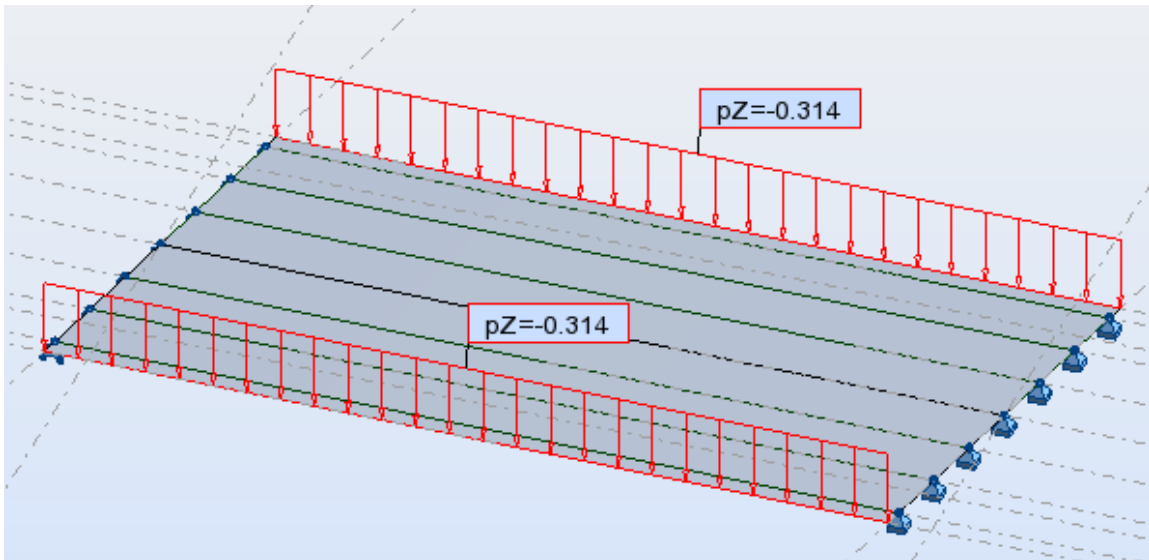


Figure. 2.15 : Charge de revêtement.

d) Charge de garde-corps  $G_{\text{gc}}$ :

$$G_{\text{gc}} = 0.1 \text{ t/ml}$$

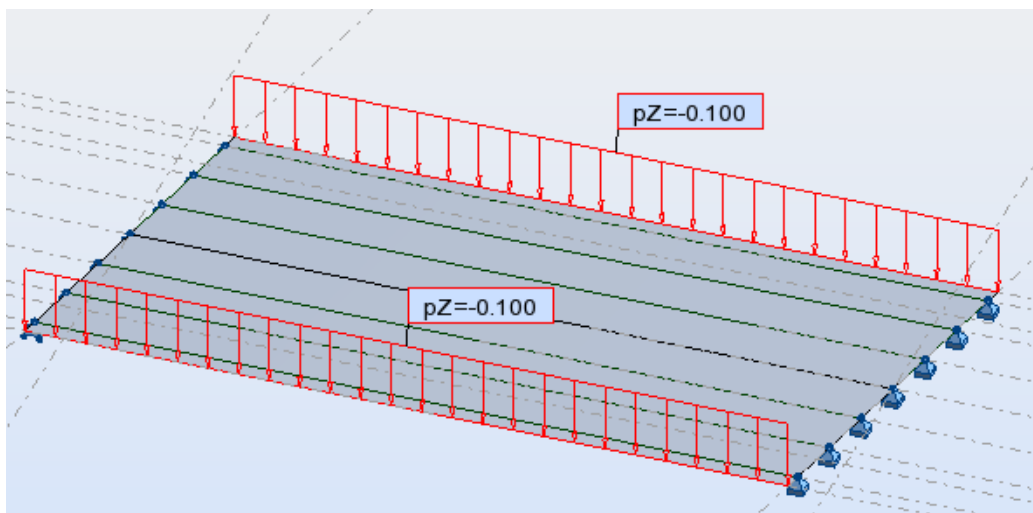


Figure. 2.16 : Charge de garde-corps.

e) Charge de trottoir  $Q_{\text{tr}}$  :

$$Q = 0,150 \text{ t/m}^2$$

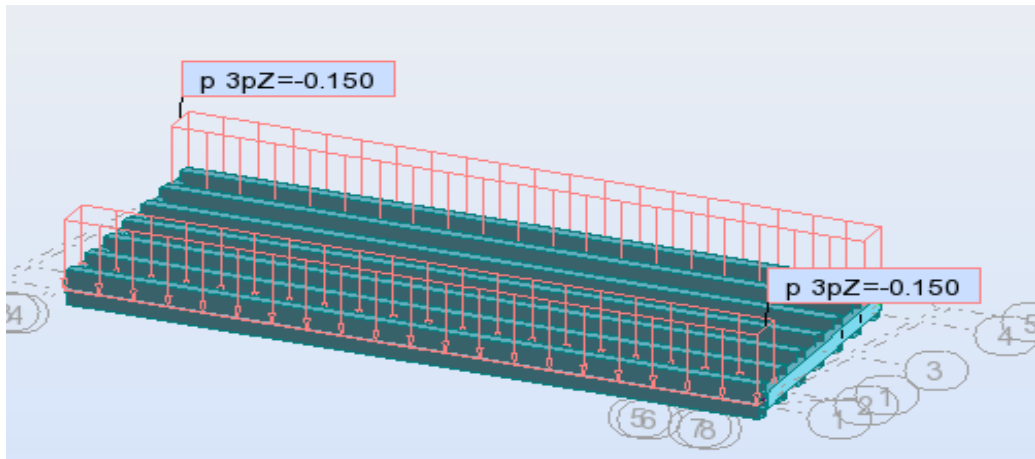


Figure. 2.17 : Charge de trottoir

f) Système de charge A(L) : deux voies chargées

$$A=a_1 \times a_2 \times A(l) = 1,355 \text{ t/m}^2$$

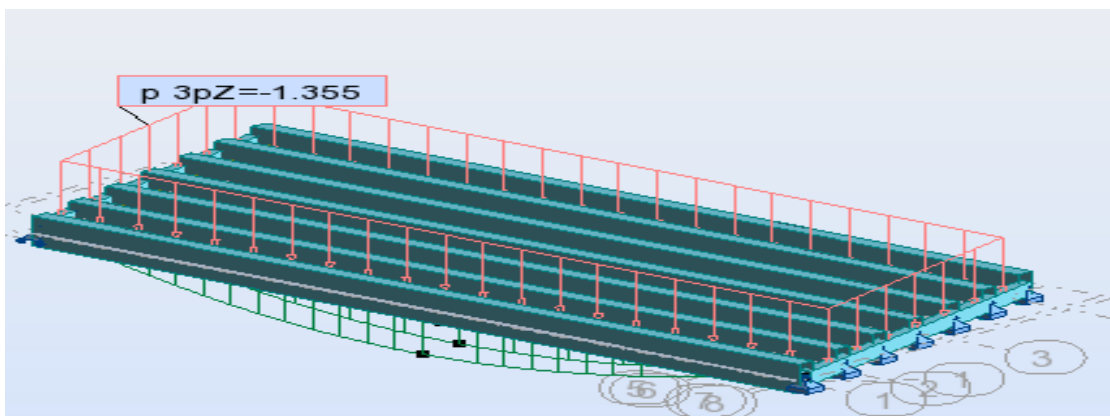


Figure. 2.18 : Système A(L) deux voies chargées

g) Système de charge Bc : deux voies chargées

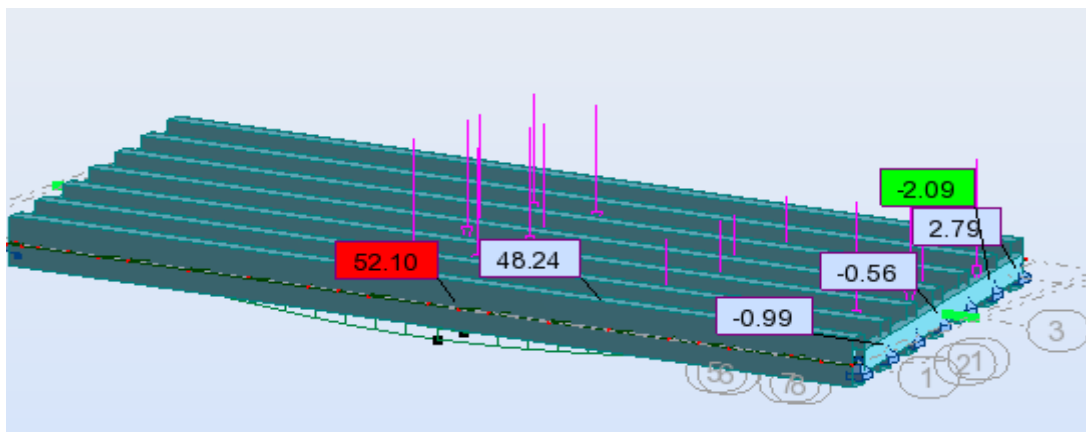
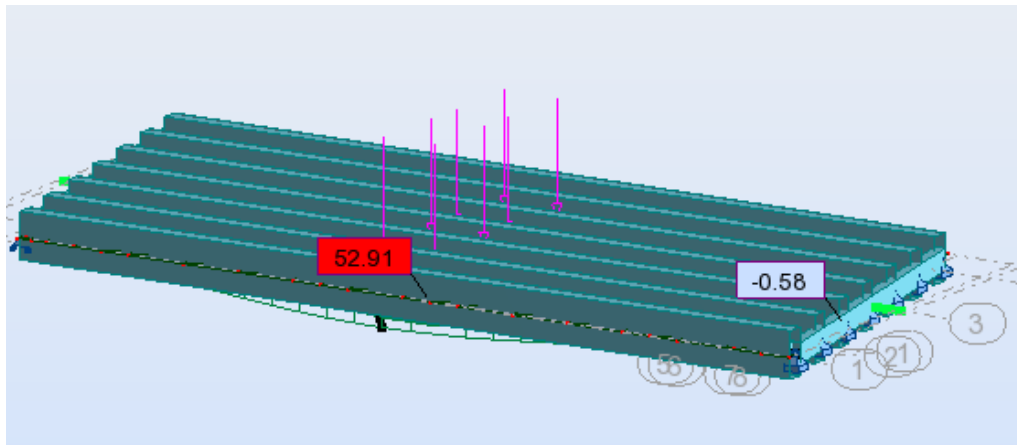


Figure. 2.19 : Système Bc deux voies chargées

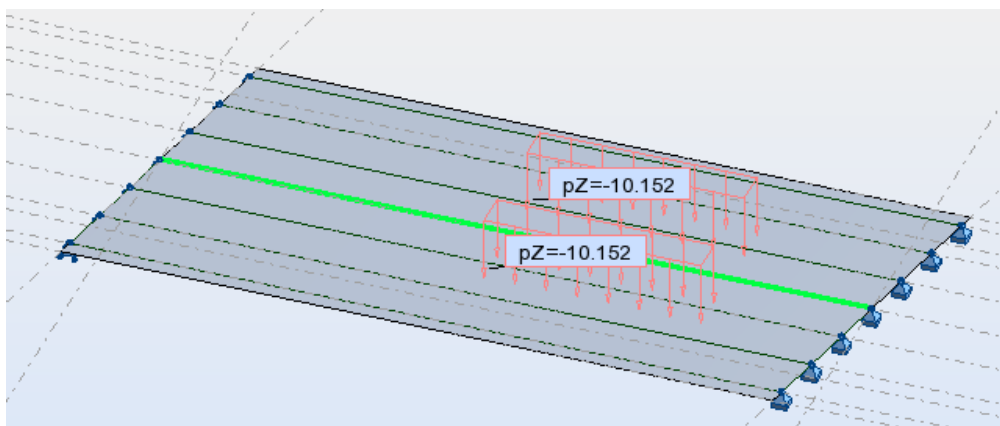
**h) Système de charge Bt : deux voies chargées**



**Figure. 2.20** : système Bt deux voies chargées

**i) Système militaire Mc120 :**

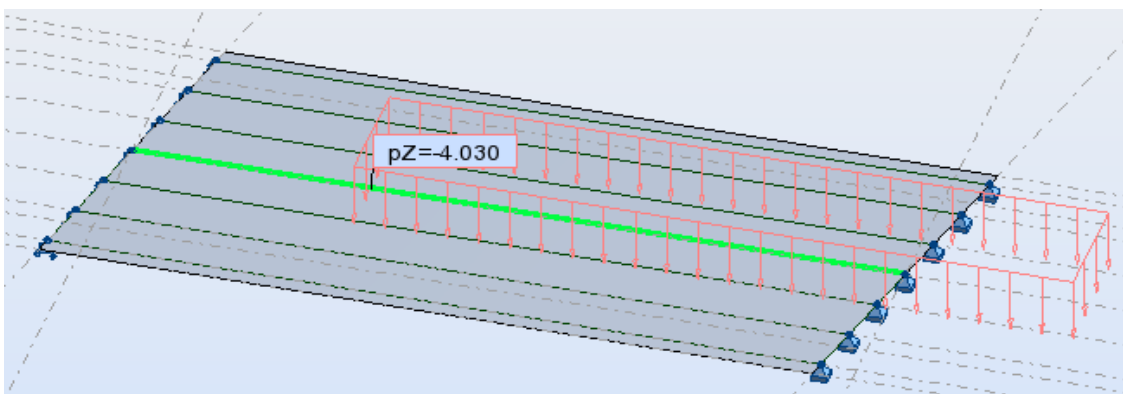
La charge par chaque chenille est :  $p \times \delta M120 = 55/6.1 \times 1.128 = 10,170 \text{ t/m}^2$



**Figure. 2.21** : système Mc120

**j) Système militaire D240 :**

La charge par chaque chenille est :  $p = (240/18.6)/3.2 = 4.03 \text{ t/m}^2$



**Figure. 2.22** : système D240

2.4.4 Valeurs des moments fléchissant maximums :

Pour la détermination des sollicitations maximum (M) on prend en considération les combinaisons d’actions selon BAEL (Tableau.1) :

Combinaison	ELU	ELS
<b>I</b>	1.35G+1.6 (Max (A. B) +tr)	G+1.2 (Max (A. B) +tr)
<b>II</b>	1.35G+1.35 (M <sub>C120</sub> , D <sub>240</sub> )	G+ (M <sub>C120</sub> ; D <sub>240</sub> )

Les valeurs extrêmes du moment :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		0.25L	0.5L
Poutre : 01	ELU : 1,35G+1,35 D240	218.687	283.082
	ELS : G+D240	161.25	209.690

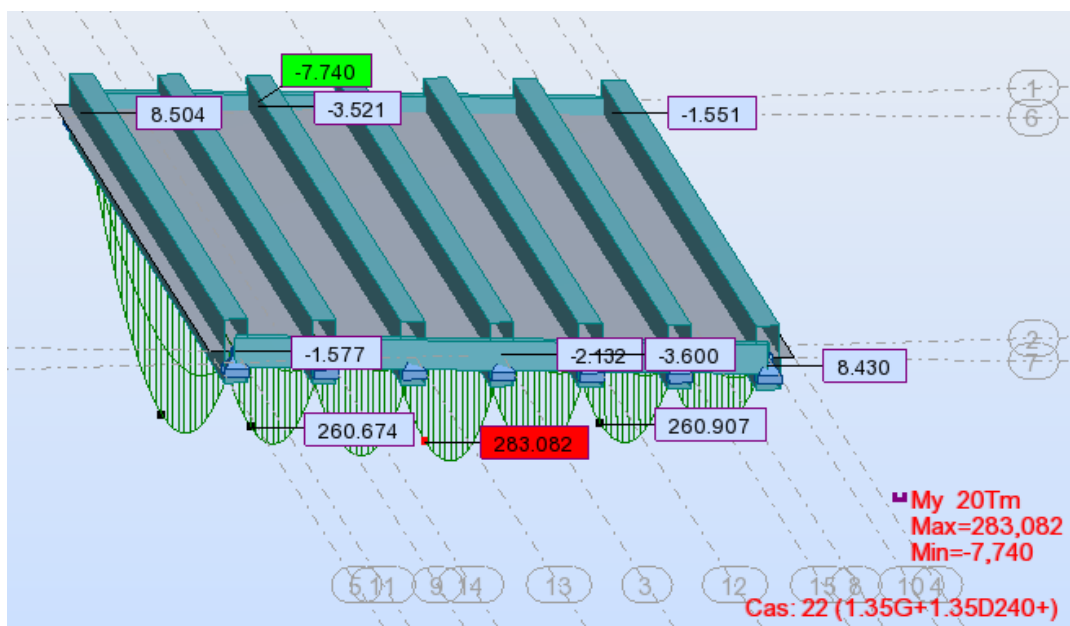


Figure. 2.23 : La poutre la plus sollicitée à l’ELU



## 2.5 CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement des éléments du pont, une modélisation du tablier a été faite par le logiciel Robot Structural analysis. L'application des charges et surcharges des différentes combinaisons de est faite conformément au règlement de calcul. La modélisation numérique a permis de déterminer les sollicitations maximales dans les différents éléments (poutres et dalle) et ceci dans les différentes sections. Les résultats de calcul ont indiqué que la poutre la plus sollicitée est la poutre centrale. Le moment maximum est obtenu par le convoi  $D_{240}$  sous les combinaisons  $(G+D_{240})$  à l'ELS et  $(1.35G+1.35D_{240})$  à l'ELU. Dans la suite c'est la poutre qui sera considérée pour le ferrailage.

-

---

# Chapitre 03

---

## CHAPITRE 03 : FERRAILAGE DE LA POUTRE, DALLE ET L'ENTRETOISE

### 3.1. INTRODUCTION

Les résultats obtenus par la modélisation du tablier par ROBOT ont permis de déterminer les sollicitations maximales et les sections critiques dans les différents éléments ; poutre, entretoise et dalle. Ce chapitre est consacré à la justification et au ferrailage de ces éléments.

### 3.2. FERRAILAGE DE LA POUTRE :

**Tableau 3.1** Les moments max pour la poutre la plus sollicitées à (L/2 et L/4)

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (Tm)	
		0.25L	0.5L
Poutre : 01	ELU : 1,35G+1,35 D <sub>240</sub>	<b>218.687</b>	<b>283.082</b>
	ELS : G+D <sub>240</sub>	<b>161.25</b>	<b>209.690</b>

#### 3.2.1 Calcul des armatures longitudinales de la poutre

Dans l'étude d'une section en « T », il est nécessaire de savoir si la partie comprimée n'intéresse que la table, ou si elle intéresse également la nervure. Pour cela on calcule le moment équilibré par la table. Le ferrailage est réalisé à l'aide du logiciel Robot expert.

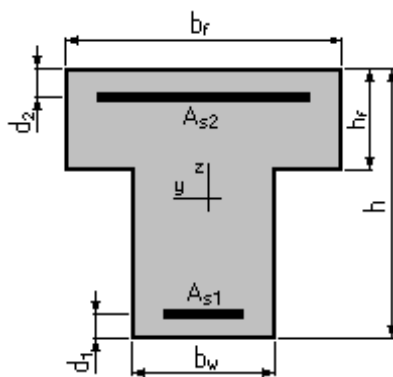
Un exemple de calcul pour la section médiane (L/2), est présenté et les calculs dans les autres sections sont résumés dans le tableau ci-après :

**X=L/2:**       $M_u=283.08 \text{ t.m}$ ;  $M_u=209.690 \text{ t.m}$

#### a) Hypothèses :

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable

b) Section :



$b_f = 147,0$  (cm),  $b_w = 40,0$  (cm);  $h = 130,0$  (cm) ;  $h_f = 20,0$  (cm) ;  $d_1 = 5,0$  (cm) ;  $d_2 = 5,0$  (cm)

c) Résultats :

Section théorique  $A_{s1} = 86,9$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 5,8$  (cm<sup>2</sup>)

Pour les autres sections le calcul sera le même et le tableau suivant résume les résultats obtenus :

ELS : G+D<sub>240</sub>

ELU : 1.35 G+1.35D<sub>240</sub>

**Tableau 3.2** .Résultats de calcul de ferrailage dans les différentes sections de la poutre

Section	Mu (t .m)	Ms (t. m)	AS1 (cm <sup>2</sup> )	As2 (cm <sup>2</sup> )	Armatures
L/8	132.172	97.905	32.88	0	5H32
L/4	218.687	161.25	54.86	0	07H32
3L/8	267.405	198.078	67.59	0	9H32
L/2	283.082	209.69	86.9	0	12HA32

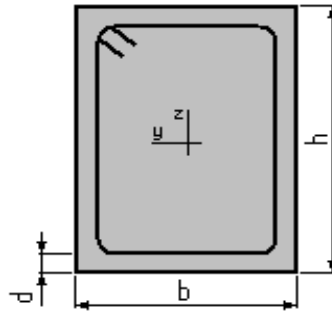
**3.2.2 Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant maximal est :  $T_u = 82,084t$ . (Calcul Robot)

Tableau 3.3 .les efforts tranchant maximums dans la poutre

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
<b>MAX</b>	0,0	0,0	82,084	0,000	0,000	0,0
<b>Noeud</b>	1	1	2	3	2	1
<b>Cas</b>	1	1	G+1.35D240/17	G+1.35D240/36	G+1.35D240/55	1
<b>MIN</b>	0,0	0,0	-0,790	-0,000	-0,000	0,0
<b>Noeud</b>	1	1	14	13	13	1
<b>Cas</b>	1	1	5	G+1.35D240/14	G+1.35D240/42	1

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)                      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable



$b = 40,00$  (cm) ;  $h = 110,00$  (cm) ;  $d = 5,00$  (cm)

- **Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

N : effort de compression

$V = 82,084$  t

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 1,9$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 2,7$  (MPa)

- **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)    Longueur de la travée :  $L = 20,0$  (m)

Armatures d'effort tranchant :    Section  $A_t = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

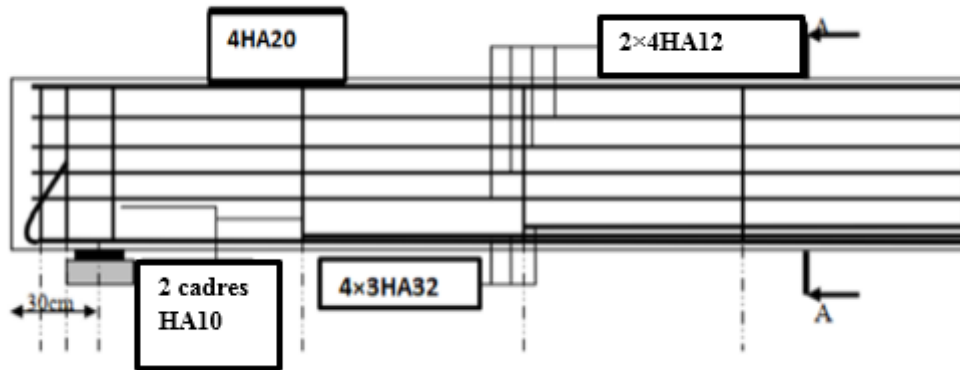
Cadres :     $4 \text{ } \varnothing 10$     donc  $A_t = 4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

Espacement :                       $S_t = 24,6$  (cm)

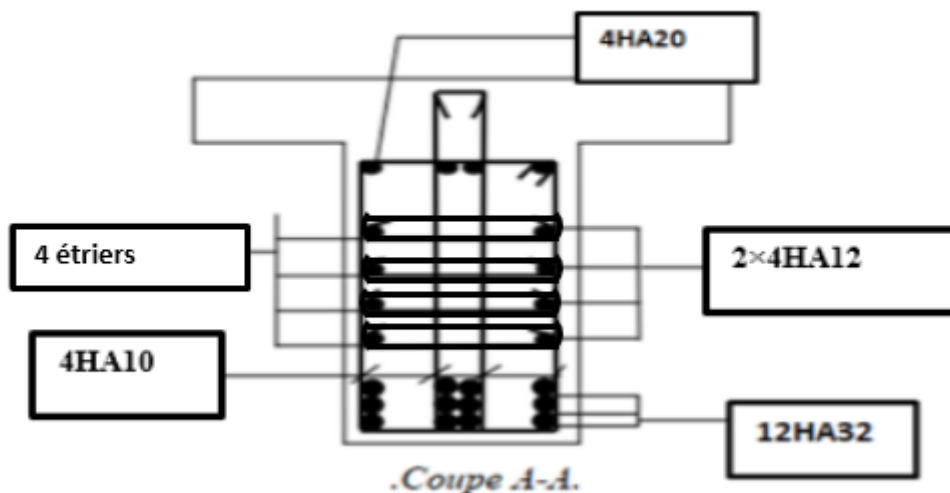
Escapement maximum:  $S_{t,max} = 40,0$  (cm)

Répartition des armatures d'âmes à mi- portée :  $10 + 10 \times 20 + 6 \times 25 + 6 \times 35 + 10 \times 40$  (cm)

Pour les armatures supérieures, on adopte des armatures de montage :  $A_{sc} = 4HA20$ .



a) Coupe longitudinale



b) Coupe transversale

Figure 3.1. Schéma de ferrailage de la poutre

### 3.3. Étude de l'hourdis :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire

que dans une section transversale, les poutres restant dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (**flexion locale**).

Le ferrailage sera fait sous le moment max dû à la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'E.L.U et l'E.L.S :

**ELU:** (1.35G+1.35D240).....ROBOT

**Tableau 3.4** Les moments fléchissant max dans la dalle (ELU)

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MX Y [Tm/m]
<b>MAX</b>	1,388	0,819	1,348
<b>Panneau</b>	12	12	12
<b>Noeud</b>	7	250	105
<b>Cas</b>	+1.35D240/201	5G+1.35D240/1	5G+1.35D240/2
<b>MIN</b>	-6,960	-6,396	-1,472
<b>Panneau</b>	12	12	12
<b>Noeud</b>	134	140	292
<b>Cas</b>	5G+1.35D240/7	5G+1.35D240/9	5G+1.35D240/1

**ELS** (G+D240).....ROBOT

**Tableau 3.5** Les moments fléchissant max dans la dalle (ELS)

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MX Y [Tm/m]
<b>MAX</b>	1,028	0,607	0,998
<b>Panneau</b>	12	12	12
<b>Noeud</b>	7	250	105
<b>Cas</b>	G+D240/201	G+D240/1	G+D240/2
<b>MIN</b>	-5,156	-4,738	-1,090
<b>Panneau</b>	12	12	12
<b>Noeud</b>	134	140	292
<b>Cas</b>	G+D240/7	G+D240/9	G+D240/1

### 3.2.1 Moment fléchissant transversal

$$\text{en travée : } \begin{cases} M_U = -6.96 \text{ t. m/ml} \\ M_S = -5.156 \text{ t. m/ml} \end{cases}$$

$$\text{Sur appui : } \begin{cases} M_U = 1.388 \text{ t. m/ml} \\ M_S = 1.028 \text{ t. m/ml} \end{cases}$$

### 3.2.2. Moment fléchissant longitudinal

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_U = -1.472 \text{ t. m/ml} \\ M_S = -1.09 \text{ t. m/ml} \end{cases}$$

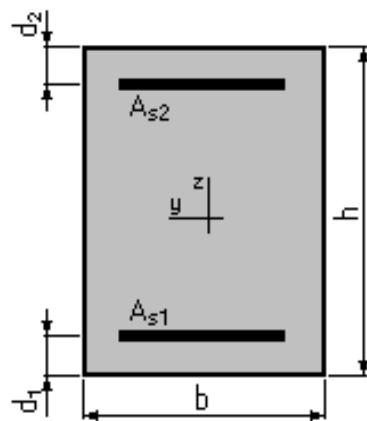
$$\text{Sur appui : } \begin{cases} M_U = 1.348 \text{ t. m/ml} \\ M_S = 0.607 \text{ t. m/ml} \end{cases}$$

a) Exemple de calcul dans le Sens transversal xx sur appui :

- ✓  $M_S = 1.028 \text{ t. m}$
- ✓  $M_U = 1.388 \text{ t. m}$

- Hypothèses :

- Béton :  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$       Acier :  $F_e = 500,0 \text{ (MPa)}$
- Fissuration préjudiciable



$$b = 100,00 \text{ (cm)} \quad h = 20,00 \text{ (cm)} \quad d_1 = 5,00 \text{ (cm)} \quad d_2 = 5,00 \text{ (cm)}$$

- **Sections d'Acier :**

$$\text{Section théorique } A_{S1} = 2,89 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section théorique } A_{S2} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$$



Section minimum  $A_s \text{ min} = 2,19 \text{ (cm}^2\text{)}$

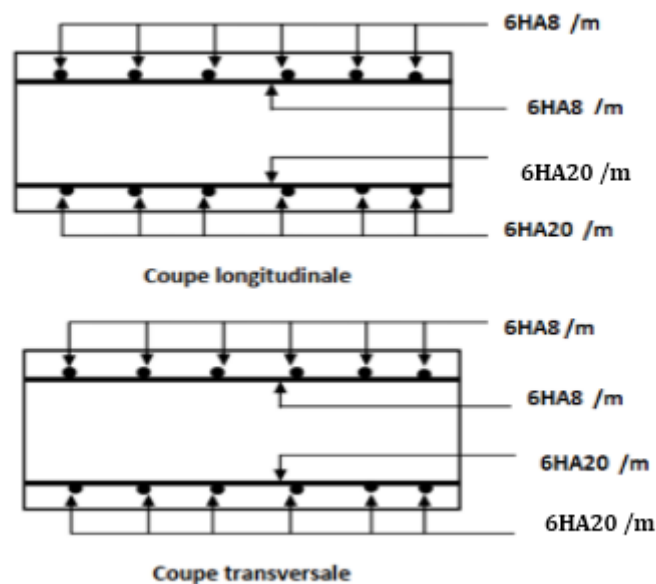
### b) Résultats de calcul pour la dalle

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.6** Résultats de calcul du ferrailage de la dalle

Section	$M_U$	$M_S$	$A_{S1}$	$A_{S2}$	Armatures
XX (travée)	6.96	5.156	15.71	0	6HA20
XX (sur appui)	1.388	1.028	2.89	0	6HA8
YY (en travée)	6.396	4.738	14.36	0	6HA20
YY (sur appui)	0.819	0.607	2.19	0	6HA8

### c) Schéma de ferrailage :



**Figure 3.2** schéma de ferrailage pour la dalle

## 3.4. FERRAILAGE DE L'ENTRETOISE :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres sont assemblées sur les poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoires pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

### 3.4.1 Dimensions de l'entretoise :

L'entretoise a une hauteur de 0,7 m, une largeur de 0,25 m et une longueur de 9m.

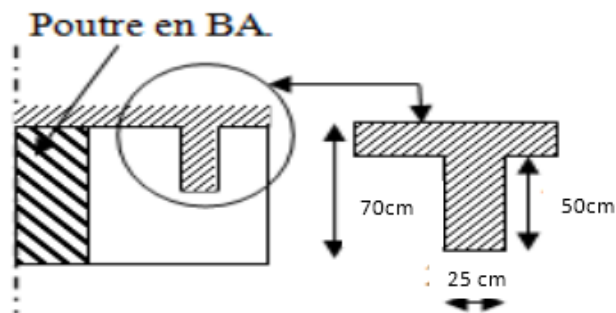
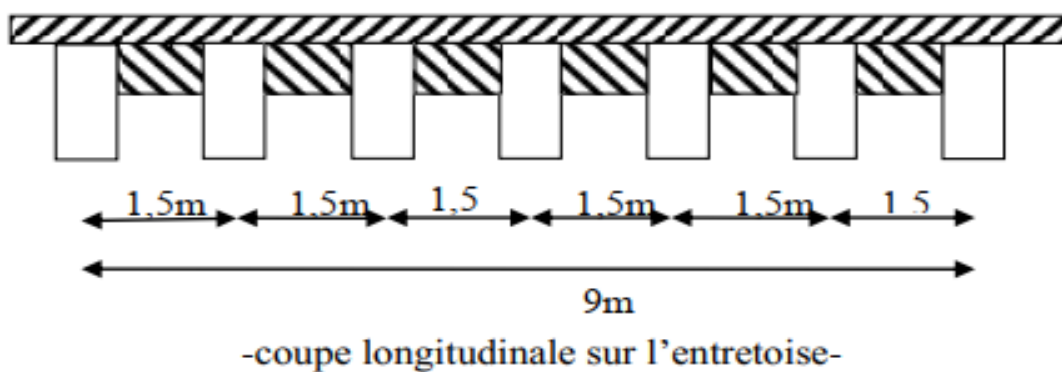


Figure 3.3 : Dimensions de l'entretoise

### 3.4.2 Calcul de l'entretoise

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres.

Lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

a. Le poids propre de l'entretoise :

$$P_{ent} = 0,50 \times 0,25 \times 1,09 \times 6 \times 2,5 = 2,043t.$$

$$P_{ent} = \frac{P_{ent}}{L} = 0,227 \text{ t/m} . \text{ Avec } L=9m$$

b. L'effort du au tablier :

$$G = G_{tab} - G_{ent} = 312.82 - 4.086 = 308.734 \text{ t}$$

$$P_{tab} = \frac{G}{2} = 154,367t/\text{entretoise}$$

$$P_{tab/poutre} = \frac{P_{tab}}{7} = 22,052t/poutre$$

• Emplacement des vérins :

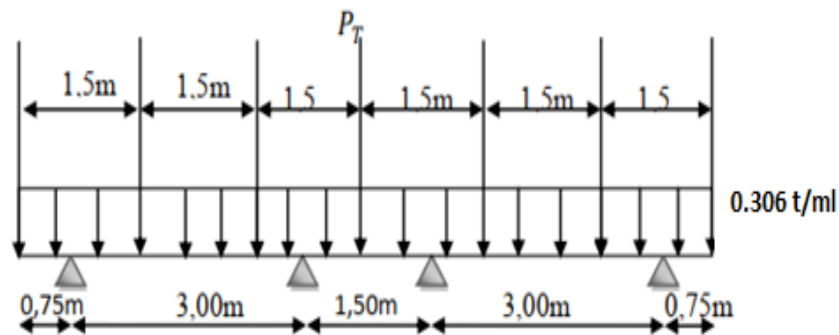


Figure 3.4 : Emplacement des vérins

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

Tableau 3.7 poids propre de l'entretoise et l'effort du tablier

	Le poids propre(t/ml)	L'effort dû au tablier(t)
ELU	$1.35 \times 0.227 = 0,306$	$1,35 \times 22.052 = 29,77 \text{ t}$
ELS	0.227	22,052 t

**ELS :**

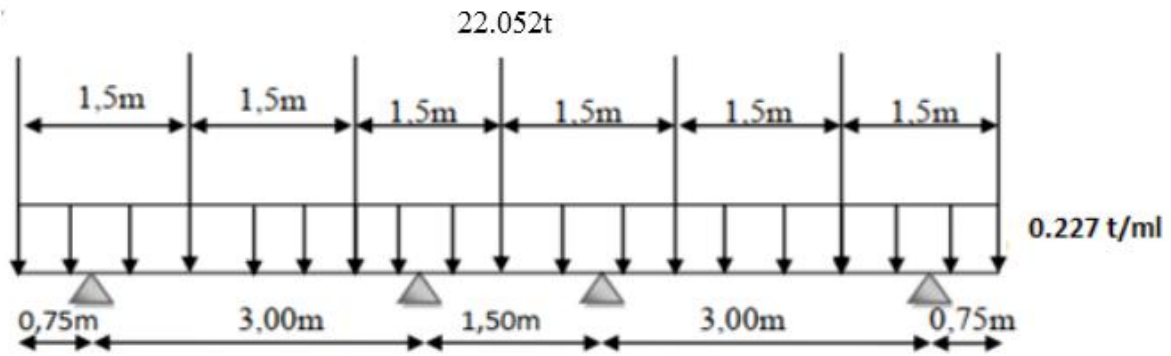


Figure 3.5 : Charges appliquées à l'entretoise (ELS)

❖ Diagramme des moments fléchissant :



Figure 3.6 : Diagramme des moments fléchissant (ELS)

$M_{sappui} = -16,627 \text{ t.m.}$

$M_{stravée} = 6,736 \text{ t.m.}$

❖ Diagramme des efforts tranchants :

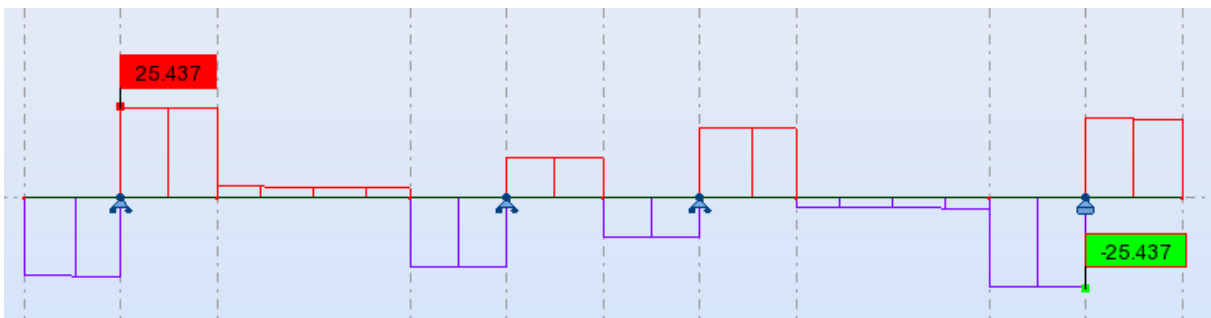


Figure 3.7 : Diagramme des efforts tranchant (ELS)

TS max=25.437 t

ELU :

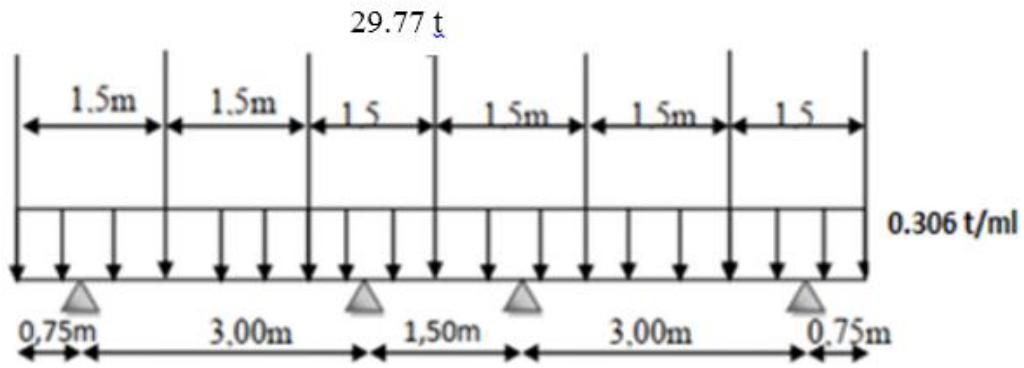


Figure 3.8 : Diagramme des moments fléchissant (ELU)

Muappui= -22.446 t m

Mutravée =9.094 t.m

❖ Diagramme des efforts tranchants :

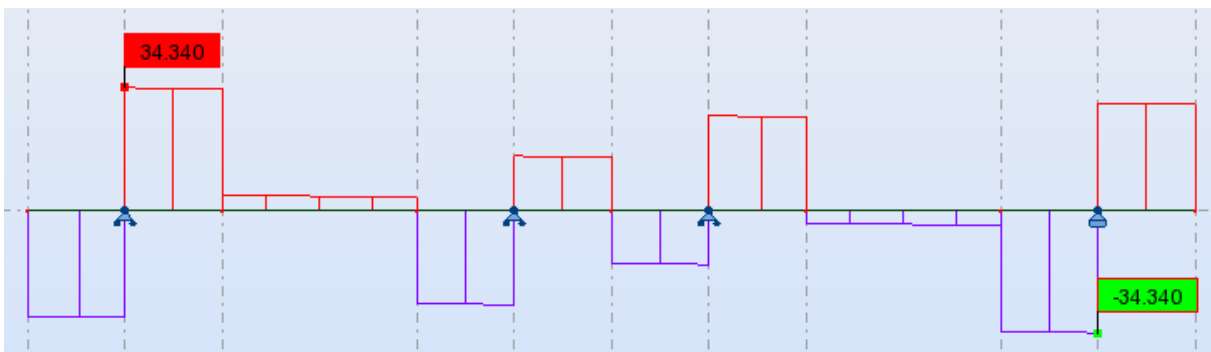


Figure 3.9 : Diagramme des efforts tranchant (ELU)

Tu max=34.34 t

3.3. Ferrailage de l'entretoise :

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $F_e = 500,0$  (MPa)

$b = 25,00$  (cm)     $h = 70,00$  (cm)     $d_1 = 5,00$  (cm)     $d_2 = 5,00$  (cm)

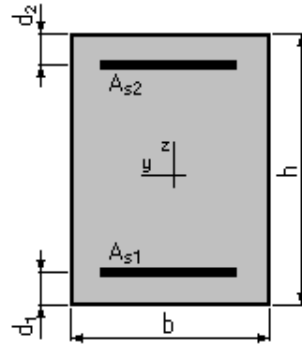


Tableau 3.8 Armatures de l'entretoise

Section	Mu	Ms	AS1	AS2	Armatures
En travée	9.094	6.74	5.4	0	4 HA14
Sur appui	-22.446	-16.627	0	13.9	8HA16

Finalemment :  $\left\{ \begin{array}{l} A_s \text{ travée} = 5.4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 04\text{HA}14 \\ A_s \text{ appui} = 13.90 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 08\text{HA}16 \text{ (02 nappes)} \end{array} \right.$

➤ Les armatures transversales :

$T_{u \text{ max}} = 34,34 \text{ t}$

$\tau_u = T/b \cdot d \leq \tau_u$

$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{ Mpa} = 2.7 \text{ Mpa}$

$\tau_u = \left( \frac{34.34}{0,25 \times 0,65} \right) 10^{-2} = 2,11 \text{ Mp}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \alpha = 90^\circ$  (Les armatures droites sont suffisantes).

$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 1(\text{flexion simple})$



Schéma de ferrailage :

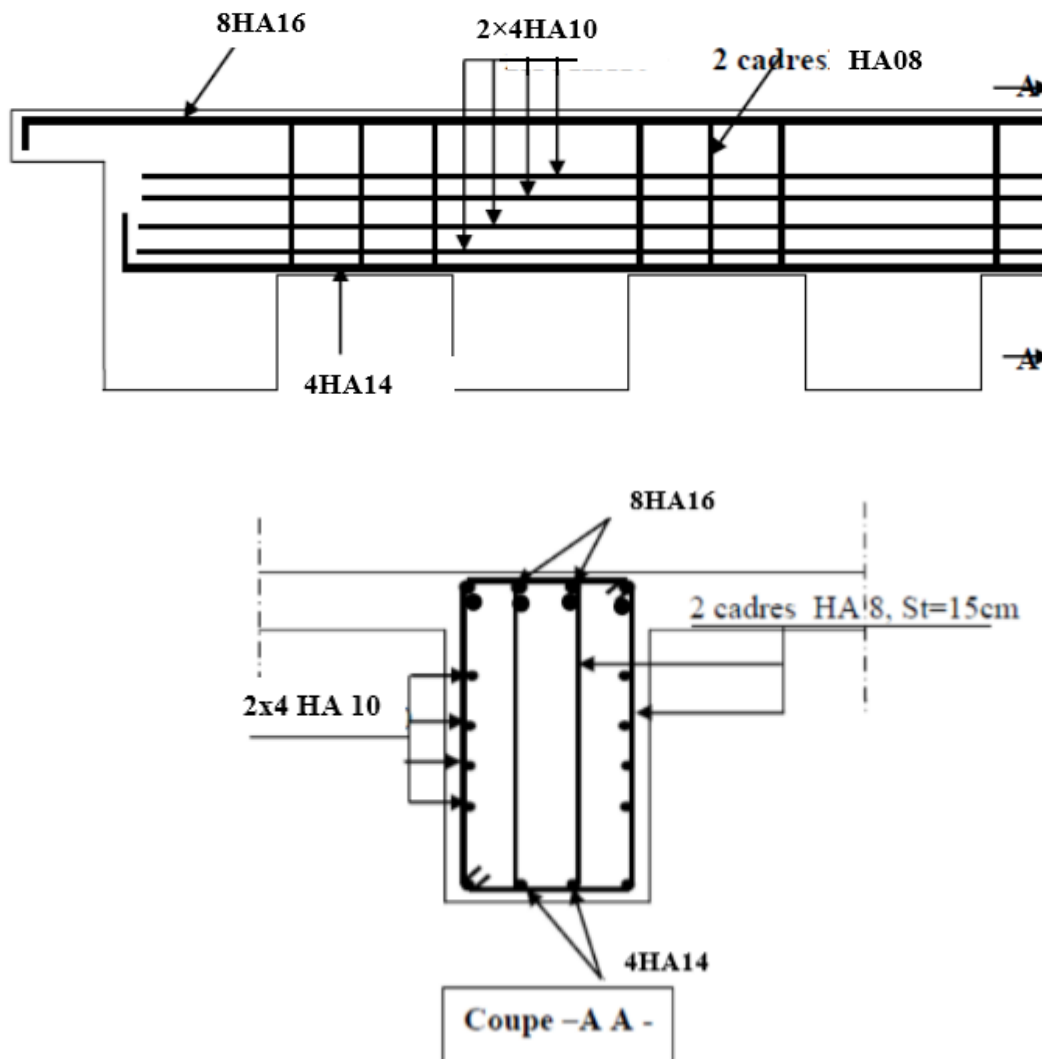


Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de l'entretoise



---

# Chapitre 04

---

## CHAPITRE 04 : ÉTUDE DE LA PILE

### 4.1. INTRODUCTION :

La pile est un appui intermédiaire dans les ponts, son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations. Il en résulte que son implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement. Le dimensionnement des éléments de la pile fait appel à trois critères :

- un critère de résistance mécanique.
- un critère de robustesse.
- un critère d'esthétique.

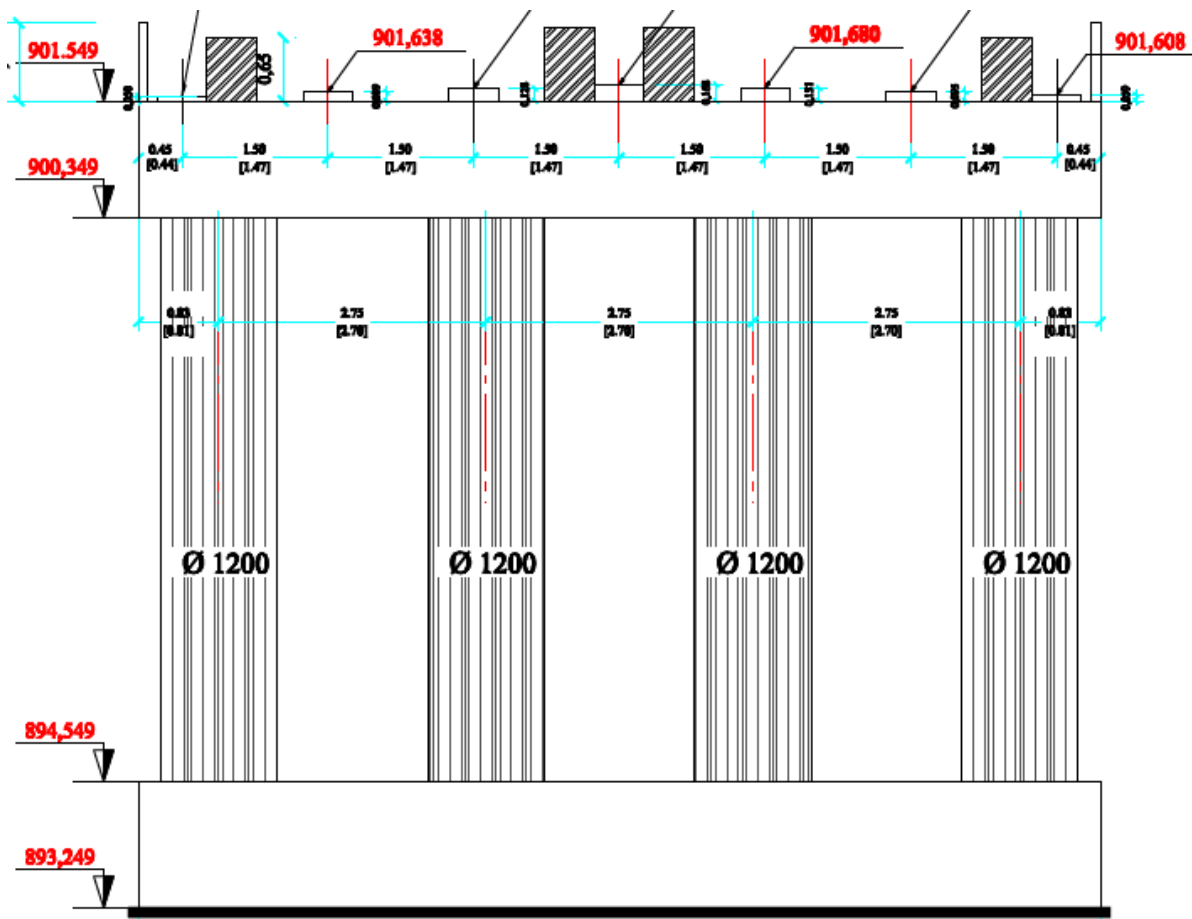


Figure 4.1. Les dimensions de la pile

#### 4.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :

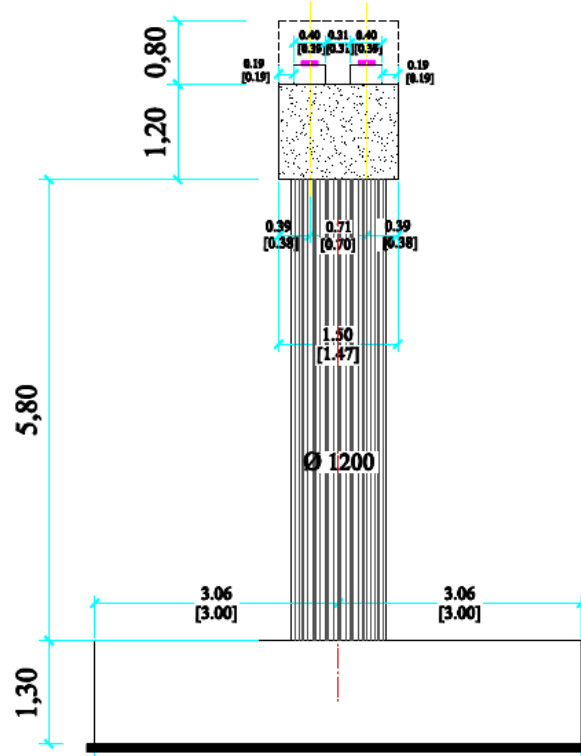
❖ **Chevêtre** : c'est l'élément sur lequel reposent les poutres, le chevêtre est défini par les Dimensions suivantes :

- Longueur :  $L = 1,5 \times 6 + 2 \times 0,45 = 09,9\text{m}$ .
- Largeur :  $b = 1,47\text{m}$ .
- Hauteur :  $h = 1,20\text{m}$ .

❖ **Les futs** : Ils ont pour objectif de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de formes Cylindriques de diamètre D fixe à 1,20m et de hauteur 5,8m.

❖ **La semelle** :

- Longueur :  $L = 9,9\text{m}$ .
- Largeur :  $b = 6\text{ m}$ .
- Hauteur :  $h = 1,3\text{m}$



### 4.3. CALCUL DE LA PILE :

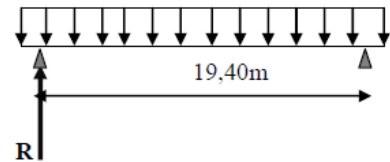
Les surcharges de calcul sont : A(L), Bc, Mc<sub>120</sub>, D<sub>240</sub> et la surcharges sur trottoirs.

#### 4.3.1 Étude des charges et surcharges sur la pile :

##### • La réaction due à la charge permanente :

Le poids du tablier  $G = 312,82 \text{ t}$

- Pour une seule travée chargée :  $R = G_T/2 = 156,41 \text{ t}$
- Pour deux travées chargées :  $R_T = 2 \times R = 312,82 \text{ t}$ .



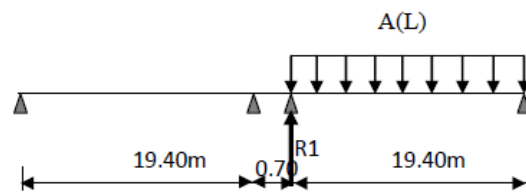
##### • La réaction due au système A(l) :

###### ➤ Une seule travée chargée :

$$A(l) = 9,485 \text{ t/m}$$

$$R_1 = A(l) \times 20/2 = 94,85 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,70/2 = 32,700 \text{ t.m}$$



###### ➤ Deux travées chargées :

$$L = 2 \times 20 = 40 \text{ m,}$$

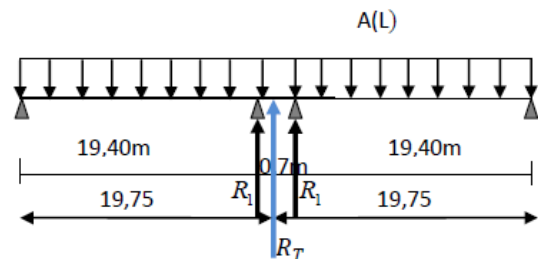
$$\text{Donc : } A(l) = 230 + \frac{36000}{40+12} = 922,3 \text{ kg/m}^2$$

$$A(l) = 1 \times 1 \times 0,9223 \times 7 = 6,456 \text{ t/m}$$

$$R_1 = 6,456 \times 20/2 = 64,56 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 129,12 \text{ t}$$

$$M_{Long} = 0(\text{symétrie})$$



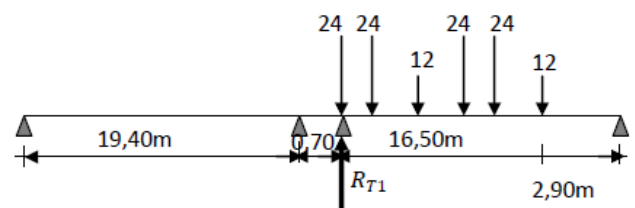
##### • La réaction due au système Bc :

###### ➤ Une seule travée chargée :

$$19,40 \times R_1 = 12 \times (2,90 + 13,40) + 24 \times (7,40 + 8,90 + 17,90 + 19,40)$$

$$R_1 = 76,392 \text{ t}$$

$$R_{T1} = 76,392 \times 1,1 \times 1,137$$



$$R_{T1} = 95,543 \text{ t}$$

$$M_{\text{Long}} = R1 \times 0,7/2$$

$$M_{\text{Long}} = 33,440 \text{ t.m}$$

➤ **Deux travées chargées :**

$$R1 = 2 \times 27,216 \times 1,1 \times 1,137$$

$$R1 = 68,078 \text{ t}$$

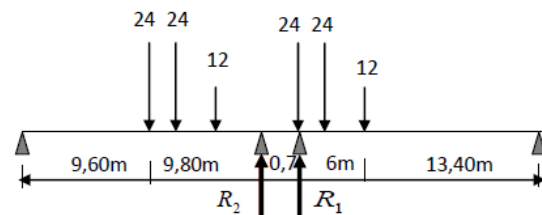
$$R2 = 2 \times 17,629 \times 1,1 \times 1,137$$

$$R2 = 44,097 \text{ t}$$

$$R_T = R1 + R2 = 112,175 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = (R1 - R2) \times 0,70/2$$

$$M_{\text{LONG}} = 8,393 \text{ t.m}$$



• **La réaction due au système Mc120 :**

$$\delta_{\text{MC}} = 1,128$$

Il y a deux cas :

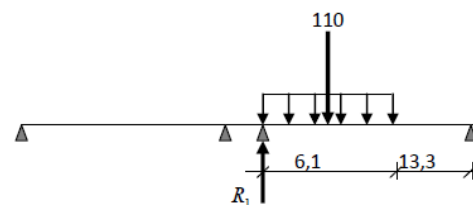
➤ **une travée chargée :**

$$19,40 \times R1 = 110 \times (13,30 + (6,1/2)) \times 1,128$$

$$R1 = 104,572 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = R1 \times 0,70/2$$

$$M_{\text{LONG}} = 36,60 \text{ t.m}$$



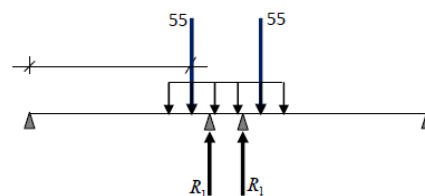
➤ **Deux travées chargées :**

$$19,40 \times R1 = 55 \times (19,40 - (3,05/2 - 0,70/2)) \times 1,128$$

$$R1 = 58,282 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R1 = 116,564 \text{ t}$$

$$M_{\text{LONG}} = 0 \text{ (symétrie)}$$



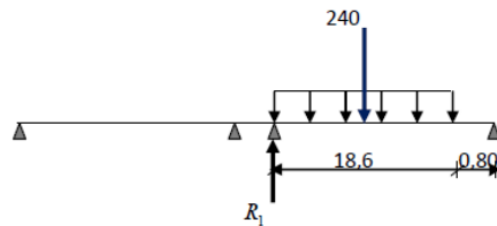
• **Système D<sub>240</sub> :**

➤ **Une seule travée chargée :**

$$19,40 \times R_1 = 240 \times (19,40 - 18,6/2)$$

$$R_1 = 124,948 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,70/2 = 43,732 \text{ t}$$



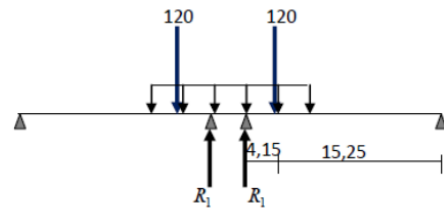
➤ **Deux travées chargées :**

$$19,40 \times R_1 = 120 \times 19,40 - (9,3/2 - 0,70/2)$$

$$R_1 = 89,072 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 178,144 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$



• **La réaction due aux surcharges sur trottoirs :**

➤ **Une seule travée chargée**

$$R_1 = 0,15 \times 1,5 \times 2 \times (20)/2 = 4,5 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,7/2 = 1,575 \text{ t.m}$$

➤ **Deux travées chargées**

$$R_1 = 0,15 \times 1,5 \times 2 \times 20 = 9 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ t.m}$$

**a. Tableaux récapitulatifs :**

❖ **Une seule travée chargée :**

**Tableau 4.1** les sollicitations pour une travée chargée

	R (t)	M <sub>long</sub>
A(l)	94,85	32,7
Bc	95,543	33,4
M <sub>c120</sub>	104,572	36,6
D <sub>240</sub>	124,948	43,732
Trottoirs	4,5	1,575

## ❖ Deux travées chargées :

Tableau 4.2 les sollicitations pour deux travées chargées

	R (t)	M <sub>long</sub>
A(l)	129,12	0
Bc	112,175	8,393
M <sub>c120</sub>	116,564	0
D <sub>240</sub>	178,144	0
Trottoirs	9	0

## • Freinage :

## ➤ Système A(L) :

- Pour une travée chargée :  $F_{A(l)}=9,258$  t donc 4,629 t/appui (Tableau 2.7)
- Pour deux travées chargées : pour deux travées chargées et deux voies chargées

$H_{A(l)}$  est calculé par la formule :

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035.S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$A(L) = 0,9223 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit :

$$S = 40 \times 7 = 280 \text{ m}^2$$

$$A = 0,9223 \times 1 \times 1 \times 280 = 258,244 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = 12,309 \text{ t}$$

Soit : 6,154 t pour la pile

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 6,154 \times (0,15 + 1,2 + 5,8 + 1,30) = 52,00 \text{ t.m}$$

## ➤ Système Bc :

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_b = 30$  t, chaque appui supporte une force de freinage égal =  $30/2 = 15$  t

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{Bc} = 15 \times (0,15 + 1,2 + 5,8 + 1,30) = 126,75 \text{ t.m}$$

### 4.3.2 Le poids total de la pile :

- Le poids total de la superstructure :  $G = 312,82 \text{ t}$
- Le poids du chevêtre, dés d'appuis, murs cache et plots parasismiques :
  - Le poids du chevêtre :  $P_{CH} = (9,90 \times 1,20 \times 1,47) \times 2,5 = 43,659 \text{ t}$
  - Le poids des dés d'appuis :  $P_d = 0,40 \times 0,35 \times 0,15 \times 2,5 \times 14 = 0,735 \text{ t}$
  - Poids des murs cache :  $P_{Mc} = 2 \times (1,5 \times 0,8 \times 0,2 \times 2,5) = 1,2 \text{ t}$
  - Poids des plots parasismiques :  $P_{PP} = 8 \times (0,5 \times 0,4 \times 0,65 \times 2,5) = 2,6 \text{ t}$
- Le poids des futs :
 
$$P_{fut} = \pi \times r^2 \times 5,8 \times 2,5 = 16,391 \text{ t}$$

Pour les 04 futs :

$$P_{futs} = 16,391 \times 3 = 65,564 \text{ t}$$
- Le poids de la semelle :
 
$$P_s = 6 \times 9,90 \times 1,30 \times 2,5 = 193,05 \text{ t}$$
- Le poids de la terre sur la semelle :
 
$$P_t = 1,5 \times [9,9 \times 6 - (4 \times \pi \times 0,6^2)] \times 1,8 = 148,172 \text{ t}$$
- **Le poids total de la pile :**

$$P_{Tot} = (P_{CH} + P_d + P_{mc} + P_{PP}) + P_{futs} + P_s + P_t$$

$$P_{Tot} = (43,659 + 0,735 + 1,2 + 2,6) + 65,564 + 193,05 + 148,172 = 454,98 \text{ t}$$

**Le poids total** =  $454,98 + 312,82 = 767,8 \text{ t}$ .

### 4.3.3 Stabilité :

#### 4.3.3.1 Glissement :

$$\varphi = 30^\circ; \quad \bar{\sigma} = 3 \text{ bars}$$

$$\frac{H}{V} < \frac{\text{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)}{1,5} = \mu = 0,242 \quad \text{cas normal}$$

$$\frac{H}{V} < \frac{\text{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)}{1} = \mu = 0,364 \quad \text{cas sismique}$$

#### a) 1<sup>er</sup> cas : sans séisme :

- Sous A :  $H = 1,6 \times 6,154 = 9,846 \text{ t}$

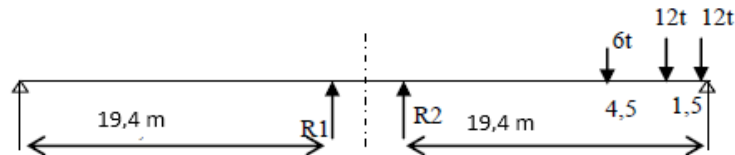


$$V=G+Pile+ R_{A(l)}= 312,82+454,98 +129,12 =896,92 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{9.846}{896,92} = 0,01 \quad \text{condition vérifiée}$$

- Sous Bc :  $H=1,6 \times 15=24 \text{ t}$

(Un seul camion supposé freiner et disposé pour avoir  $V_{\text{Min}}$ )



$$R_{BC}=R_2=2,78 \text{ t}$$

$$V_{\text{min}}=2,78 \times 1,137 \times 1,2=3,793 \text{ t}$$

$$V=G+Pile+ R_{Bc}= 312,82+454,98+3,793 =771,593 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{24}{771,593} = 0,031 \quad \text{condition vérifiée}$$

- b) 2eme cas : avec séisme :** (séisme h+ séisme verticale vers le haut)

$$H=0,12 \times (312,82 +454,98)=92,136 \text{ t}$$

$$V=767,8 \times (1-0,036)= 767,8 \times 0,964 =740,159 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{92,136}{740,159} = 0,12 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### 4.3.3.2 Renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad \text{condition normales}$$

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1 \quad \text{condition sismiques}$$

- a) 1 er cas : sans séisme :**

- Sous A ;;  $M_r=1,6 \times 44,22 =70,752 \text{ t}$

$$V(G+Pile+ A (l)) =957,79 \text{ t} ; M_s=V.2,1=957,79.2,1=2011,359 \text{ t}$$

verifié  $5,1428,28 \square \square M_r M_s$

- Sous Bc :  $M_r=1,6 \times 15 \times 8,45=202,8 \text{ tm}$

(Un seul camion supposé freiner et disposé pour avoir  $V_{\text{Min}}$ )

$$V_{\text{Min}}=2,78 \times 1,137 \times 1,2=3,793 \text{ t}$$

$$M_s = (312,82+454,98).3+3,793.(3,35) = 2316,106 \text{ tm}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{2316,106}{202,8} = 11,42 \text{ Condition vérifiée}$$

b) 2eme cas : avec séisme : (séisme h+ séisme verticale vers le haut)

- **Tablier** :  $F_{\text{sg}} = \epsilon_h \cdot G_{\text{Tab}} = 0,12 \times 312,82 = 37,538 \text{ t}$ .
- **Chevêtre** :  $F_{\text{Tch}} = 0,12 \times (P_{\text{ch}} + P_{\text{MC}} + P_{\text{PP}} + P_{\text{d}}) = 0,12 \times (43,659 + 1,2 + 2,6 + 0,735) = 48,194 \text{ t}$
- **Futs** :  $F_{\text{sfut}} = \epsilon_h \cdot P_{\text{fut}} = 0,12 \times 16,391 \times 4 = 7,867 \text{ t}$
- **sol sur semelle** :  $F_{\text{st}} = \epsilon_h \cdot P_{\text{t}} = 0,12 \times 148,172 = 17,78 \text{ t}$
- **Semelle** :  $F_{\text{ss}} = 0,12 \times (9,9 \times 6 \times 1,3 \times 2,5) = 23,166 \text{ t}$

• Le moment dû à l'effort sismique horizontal

$$M_{\text{FS}/o} = (F_{\text{tab}} \cdot y_{\text{tab}} + F_{\text{sch}} \cdot Y_{\text{ch}} + F_{\text{sfu}} \cdot Y_{\text{fu}} + F_{\text{st}} \cdot Y_{\text{t}} + F_{\text{ss}} \cdot Y_{\text{s}})$$

$$M_{\text{FS}0} = (37,538 \times 8,45 + 48,194 \times 7,7 + 7,867 \times 4,2 + 17,78 \times 2,05 + 23,166 \times 0,65) = 772,838 \text{ t.m}$$

$$M_s = 767,8 \times (1 - 0,036) \times 3 = 740,159 \times 3 = 220,477 \text{ tm}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{220,477}{772,838} = 2,87 \geq 1 \text{ Condition vérifiée}$$

#### 4.3.4 Étude du chevêtre :

##### 4.3.4.1 Étude à la flexion simple :

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appuis. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre simplement appuyée sur les quatre futs. On considère les combinaisons suivantes :

Combinaison	ELU	ELS
I	$1.35G + 1.6[\text{Max}(A, B) + Tr]$	$G + 1.2[\text{Max}(A, B) + Tr]$
II	$1.35G + 1.35\text{Max}[M_{c120}, D_{240}]$	$G + \text{Max}[M_{c120}, D_{240}]$

## a) Les charges permanentes :

- Poids propre du chevêtre :  $P_{ch}=1,47 \times 1,2 \times 2,5=4,41$  t/m
- Poids des murs cache :  $P_{Mc}=2 \times (1,5 \times 0,8 \times 0,2 \times 2,5)=1,2$  t
- Poids des plots parasismiques :  $P_{PP}=8 \times (0,5 \times 0,4 \times 0,65 \times 2,5)=2,6$  t
- Poids des dés d'appui :  $P_d=14 \times (0,4 \times 0,35 \times 0,15 \times 2,5)=0,735$  t

Donc :

$$g = 4,41 + \frac{1,2 + 2,6 + 0,735}{9,9} = 4,468 \text{ t/m}$$

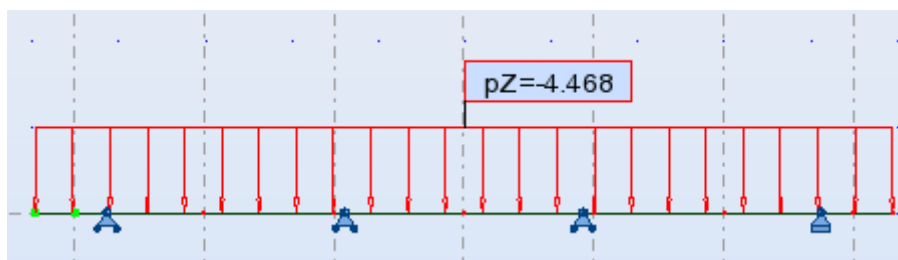


Figure 4.3. La charge permanente (chevêtre , Murs cache, plots, dés d'appui)

## b) La charge du tablier

$G=312,82$  t, soit  $312,82/7=22,344$  t/appui

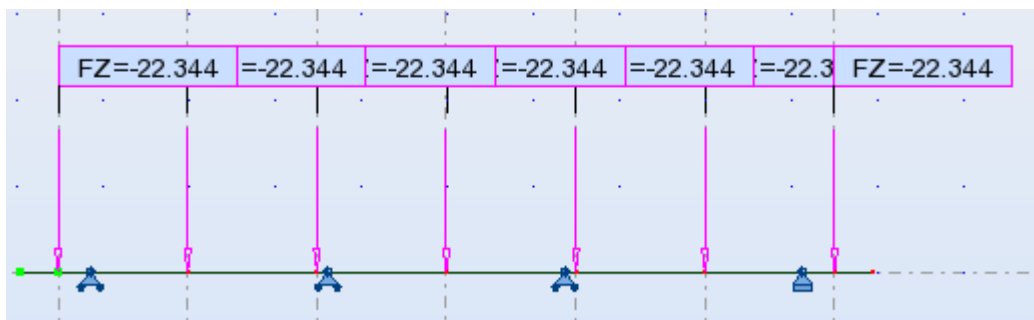


Figure 4.4. La charge due au poids du tablier

## c) Les surcharges :

La réaction maximale est obtenue sous  $D_{240}$  pour deux travées chargées

$R_{D240}=178,144$  t donc

$$R_d = \frac{178,144}{7} = 25,306 \text{ t}$$

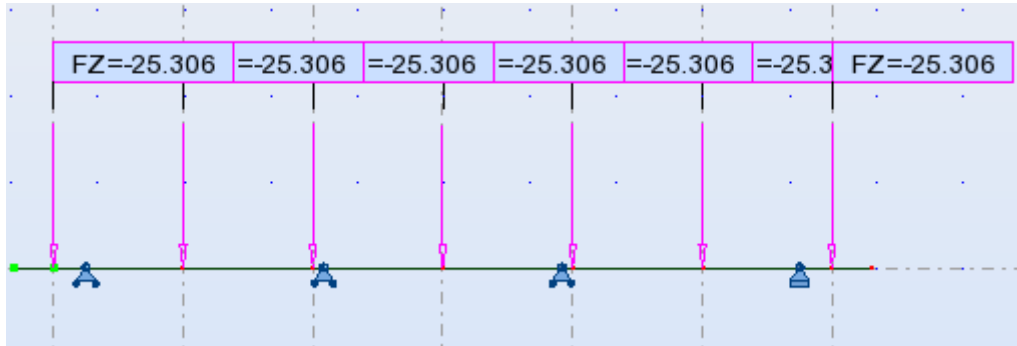


Figure 4.5. La charge due au convoi D<sub>240</sub>

d) Résultats :

Les résultats de la modélisation sont les suivants :

- ELS



Figure 4.6. Diagramme du moment fléchissant (ELS)

$M_{\max}$  sur appui : -20,48 tm

$M_{\max}$  en travée : 18,36 tm

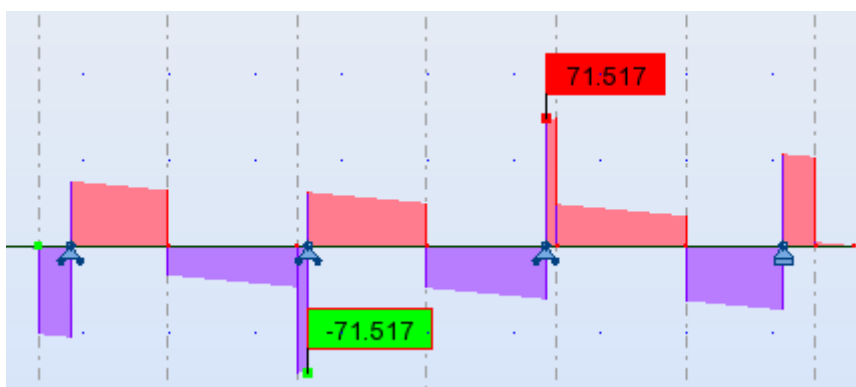


Figure 4.7. Diagramme de l'effort tranchant (ELS)

$T_{\max}=71,517$  t

- ELU



Figure 4.8. Diagramme du moment fléchissant (ELU)

$M_{max}$  sur appui : -27,65 tm

$M_{max}$  en travée : 24,79 tm

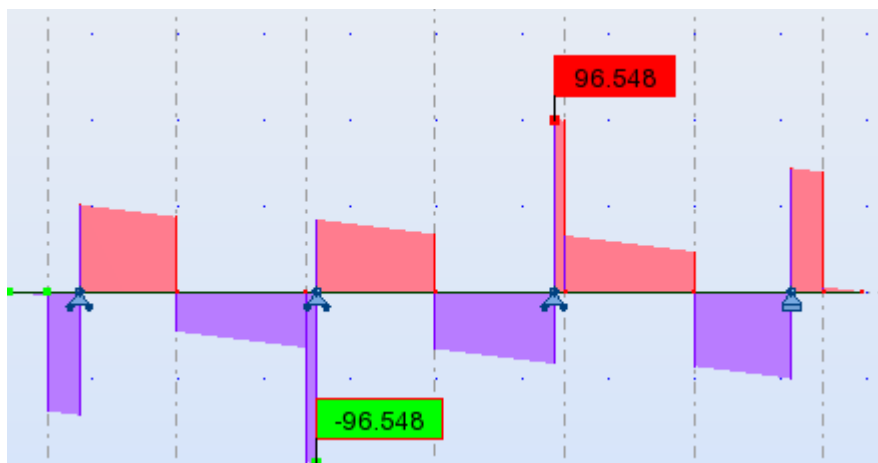


Figure 4.9. Diagramme de l'effort tranchant (ELU)

$T_{max}$  = 96,548 t

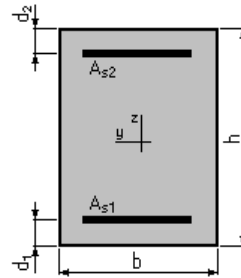
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 les sollicitations maximales à l'ELS et L'ELU dans le chevêtre

	ELS		ELU	
	Appui	travée	appui	travée
$M_{max}$	-20,48	18,36	-27,65	24,79
$T_{max}$	71,517		96,548	

## e) Ferrailage à la flexion simple :

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- Section :



$$b = 147,0 \text{ (cm)}; h = 120,0 \text{ (cm)}; d_1 = 5,0 \text{ (cm)}; d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

## • En travée

$$- M_u = 24,79 \text{ t.m} ; M_s = 18,36 \text{ t.m}$$

## • Sections d'Acier :

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 16,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section théorique } A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 16,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

## • Sur appui :

$$- M_u = -27,65 \text{ t.m} ; M_s = -20,48 \text{ t.m}$$

## • Sections d'Acier :

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section théorique } A_{s2} = 16,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

## • Ferrailage adopté :

$$A_{s1} = 16,9 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{09HA16} \text{ (18,10 cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 16,9 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{09HA16} \text{ (18,10 cm}^2\text{)}$$

## f) Les armatures transversales :

$$T_u = 96,548 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{96,548 \cdot 10^{-2}}{1,47 \cdot 1,15} = 0,571 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle dans le béton.

$T_u$  : L'effort tranchant maximal.

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à  $90^\circ$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{t28}}{0,8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,22 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,571 - 0,3 \cdot 2,22) \times 1,47 \times 10^2}{0,8 \cdot 500} = -0,0349 \text{ cm}$$

- **Le pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \times f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right\} = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,40 \times 1,47 \times 10^2}{500} = 0,1176 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,1176 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ Cm}$ , d'où  $A_t \geq 15 \times 0,1176 = 1,764 \text{ cm}^2$

#### 4.3.4.2 Étude du chevêtre à la torsion :

Le chevêtre se comporte comme une section tubulaire vis à vis de la résistance à la torsion. La partie inférieure ne contribue pas à la résistance. La torsion du chevêtre est due à la l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie. Pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de paroi est égal au 1/6 du diamètre du cercle qui peut être inscrit dans le contour extérieur.

Le moment de torsion  $M_t$  est donné par la relation suivante :

$$M_t = R \cdot e$$

Avec :

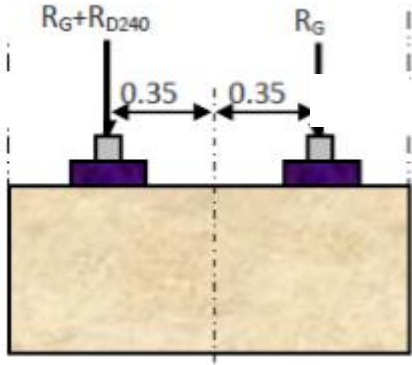
$R$  : la réaction due aux surcharges (la réaction du poids propre est nulle par la symétrie)

Pour avoir le cas le plus défavorable, on charge une seule travée, donc  $R$  est la réaction du au système  $D_{240}$  pour une travée chargée.

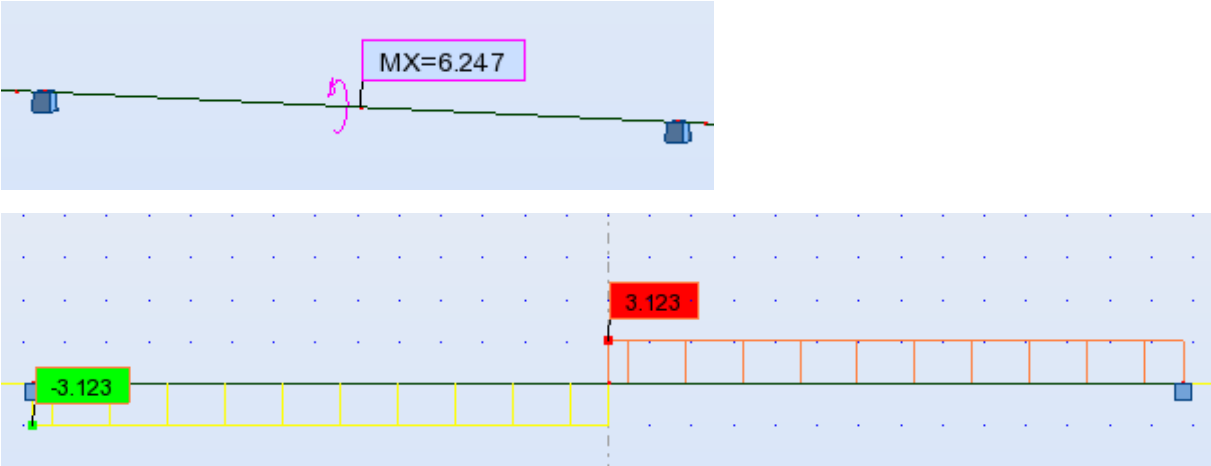
$$R_{\max} = R(D_{240}) = 124,948 \text{ t (une travée chargée).}$$

$$M_t = R \cdot e = (124,948/7) \times 0,35 = 6,247 \text{ t.m}$$

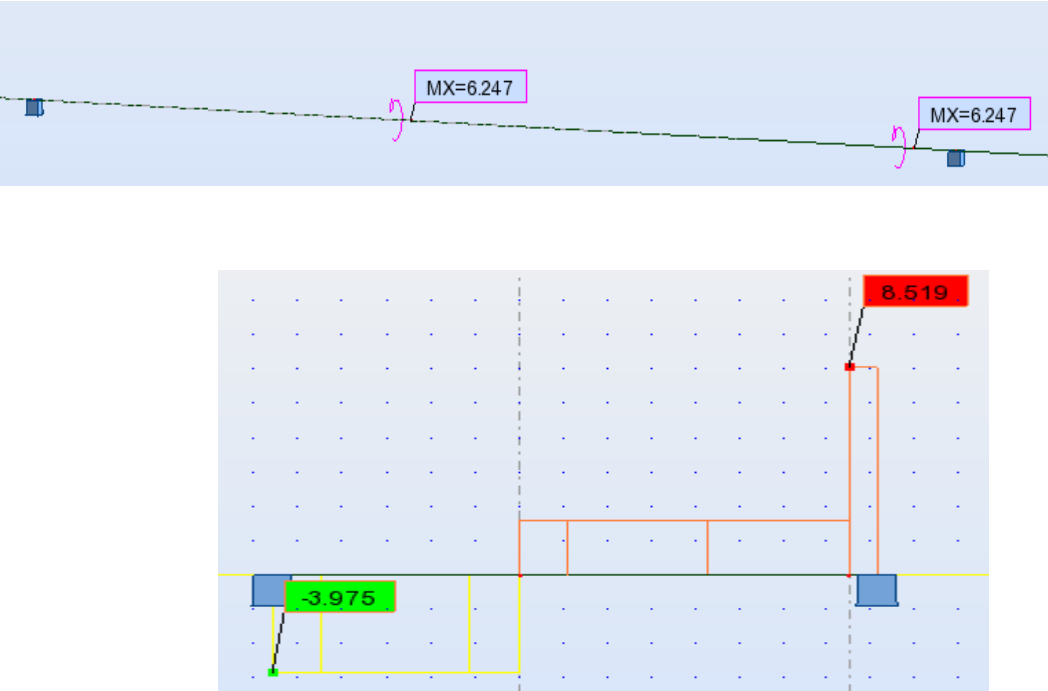
On considère le chevêtre comme une console :



• Cas1

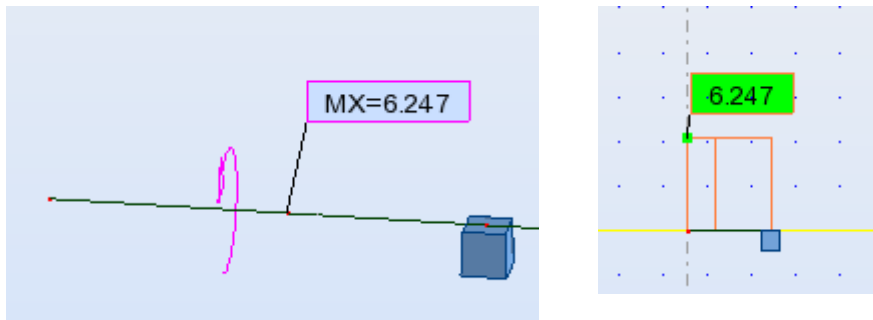


• Cas2



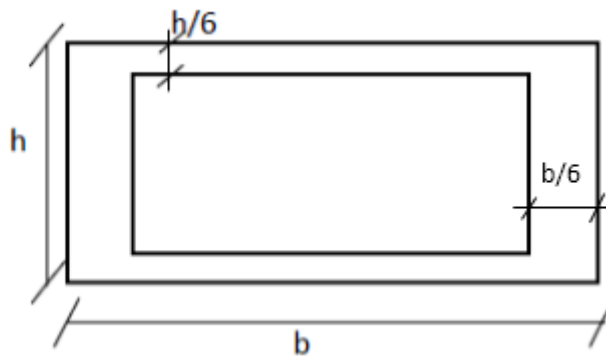


- Cas 3



Le moment de torsion maximum dans le chevêtre est égal à : 8,519 t.m

a. Les armatures longitudinales :



$$A_L = \frac{v \times M_u}{2 \times \Omega \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$\Omega$ : Aire du contour à mi- épaisseur de la paroi.

$v$  : Périmètre du contour

$$\frac{h}{6} = \frac{1,2}{6} = 0,2\text{m et } \frac{b}{6} = \frac{1,47}{6} = 0,245\text{m donc } \frac{h}{6} \ll \frac{b}{6}$$

D'où :

$$v = 2 \times \left[ \left(1,2 - \frac{h}{6}\right) + \left(1,47 - \frac{h}{6}\right) \right]$$

$$v = 4,54 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(1,2 - \frac{h}{6}\right) \times \left(1,47 - \frac{h}{6}\right)$$

$$\Omega = 1,27 \text{ m}^2$$

$$M_u = 1,35.M_t = 1,35 \times 8,519 = 11,5 \text{ t.m}$$

$$AL = \frac{4,54 \times 11,5 \times 10^{-2}}{2 \times 1,27 \times \frac{500}{1,15}} = 4,727 \text{ cm}^2$$

**b. Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \times \Omega \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{11,5 \cdot 10^{-2}}{2 \times 1,27 \times \frac{500}{1,15}}$$

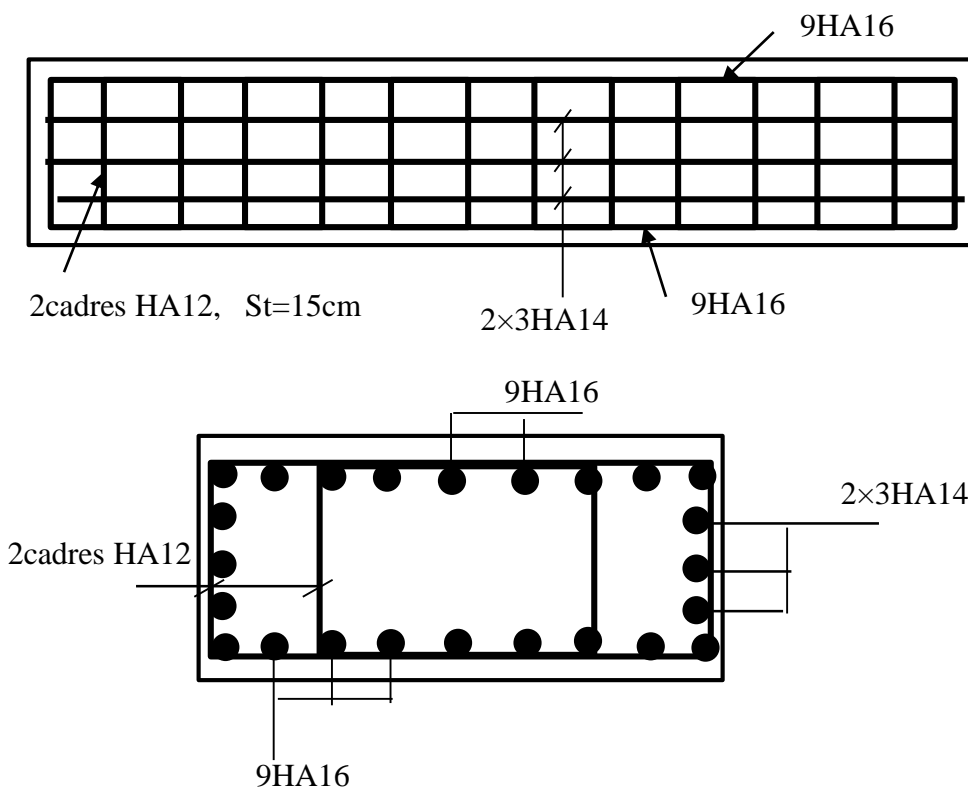
$$\frac{A_t}{S_t} > 1,041 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t > 15 \times 0,01041 = 0,156 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures du chevêtre :**

- $A_{\text{sappui}} = 16,9 \text{ cm}^2$  on adopte **09HA16** ( $18,10 \text{ cm}^2$ )
- $A_{\text{stravée}} = 16,9 \text{ cm}^2$  on adopte **09HA16** ( $18,10 \text{ cm}^2$ )
- $A_{\text{tran}} = 1,764 + 0,156 = 1,92 \text{ cm}^2$  soit **4HA12** ( $6,79 \text{ cm}^2$ ), **St 15 cm**
- $A_{\text{storiion}} = 4,727 \text{ cm}^2$  soit **6HA14** ( $9,24 \text{ cm}^2$ )



**Figure 4.10.** Schéma de ferrailage du chevêtre

### 4.3.5 Étude du fût

Le fût est considéré comme encastré dans la semelle, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme et force de freinage) et efforts verticaux (Poids propre, Surcharges)

#### 4.3.5.1 Calcul des sollicitations

Le fût est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre ;
- La réaction due au poids du tablier et du chevêtre ;
- La réaction due aux surcharges ;
- Freinage des surcharges ;
- L'effort du au séisme.

##### a. Le poids du fût

$$P_{\text{fut}} = \pi \times r^2 \times h \times 2,5$$

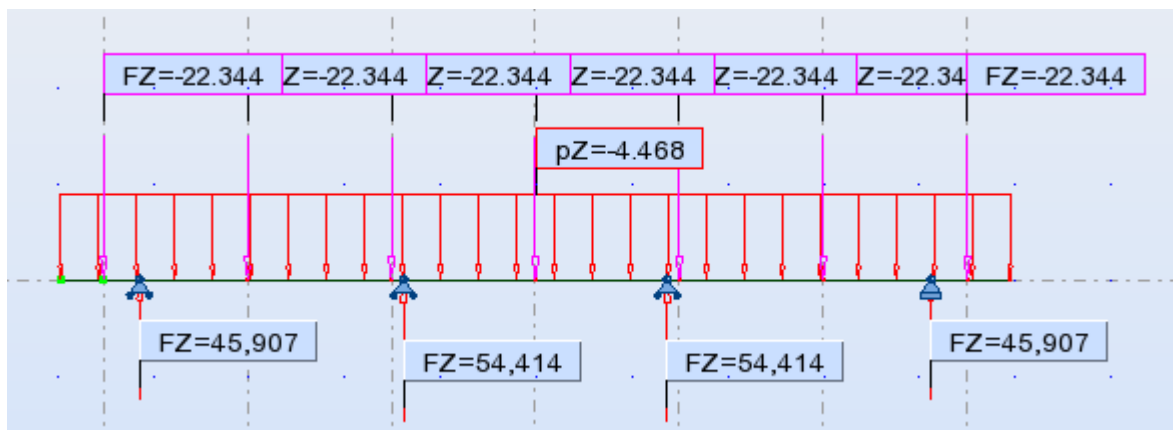
$$P_{\text{fut}} = 3,14 \times 0,6^2 \times 5,8 \times 2,5 = 16,391 \text{ t}$$

##### b. Réaction du au poids du tablier et du chevêtre

-  $R_{\text{tab}} = 312,82 \text{ t}$  (Tablier) ( $R = 312,82/7 = 22,344 \text{ t}$ )

-  $R(\text{chevêtre} + \text{plots} + \text{murs cache} + \text{dés d'appui}) :$

$$g = 4,41 + \frac{1,2 + 2,6 + 0,735}{9,9} = 4,468 \text{ t/m}$$



**Figure 4.11.** Réactions sur les fûts dues aux charges permanentes ( chevêtre + tablier)

$R_1 = 45,907 \text{ t}$  et  $R_2 = 54,414 \text{ t}$

##### c. Réaction dues aux surcharges :

La détermination des réactions dans les fûts est faite par Robot.

- Une travée chargée

**Tableau 4.4.** les sollicitations sur les futs (une travée chargée)

	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	M/4
A+tr	23,274	26,398	8,568
Bc+tr	23,436	26,582	8,743
M <sub>c120</sub>	24,499	27,788	9,15
D <sub>240</sub>	29,271	33,201	10,933

- Deux travées chargées :

**Tableau 4.5.** les sollicitations sur les futs pour deux travées chargées

	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	M/4
A+tr	32,357	36,701	0
Bc+tr	28,372	32,181	2,098
M <sub>c120</sub>	27,308	30,974	0
D <sub>240</sub>	41,734	47,337	0

**c. Le freinage :**

- **Système A(L) :**

- ✓ Pour une travée chargée 4,629 t/appui
- ✓ Pour deux travées chargées : 6,154 t/ appui

- **Système Bc :** H<sub>Bc</sub>=15t

**d. Cas sismique**

- **L`effort sismique horizontal revenant à chaque fut :**

- **Tablier :** F<sub>Sg</sub>=ε<sub>h</sub>.G<sub>Tab</sub>=0,12×312,82=37,538 t. Donc (37,538/4)=9,385 t/fut
- **Chevêtre :** P<sub>Tch</sub>=P<sub>ch</sub>+P<sub>MC</sub>+P<sub>PP</sub>+P<sub>d</sub>=(43,659+1,2+2,6+0,735)=48,194 t  
F<sub>sch</sub>=0,12×48,194=5,783 t, donc 1,446 t/fut
- **Fut:** F<sub>sfu</sub>=ε<sub>h</sub>.G<sub>fut</sub>=0,12×16,391 =1,967 t/fut.
- **sol sur semelle :** F<sub>st</sub>=ε<sub>h</sub>.P<sub>t</sub>=0,12×148,172 /4=4,445 t/fut.

L'effort sismique total horizontal revenant à chaque fut :

$$F_{Stot} = (9,385 + 1,446 + 1,967 + 4,445) = 17,708 \text{ t/fut.}$$

- Le moment dû à l'effort sismique horizontal pour le fut

$$M_{FS/o} = (F_{tab} \cdot y_{tab} + F_{sch} \cdot Y_{ch} + F_{sfu} \cdot Y_{fu} + F_{st} \cdot Y_t)$$

$$M_{FS0} = (9,385 \times 7,15 + 1,446 \times 6,4 + 1,967 \times 2,9 + 4,445 \times 0,75) = 85,395 \text{ t.m}$$

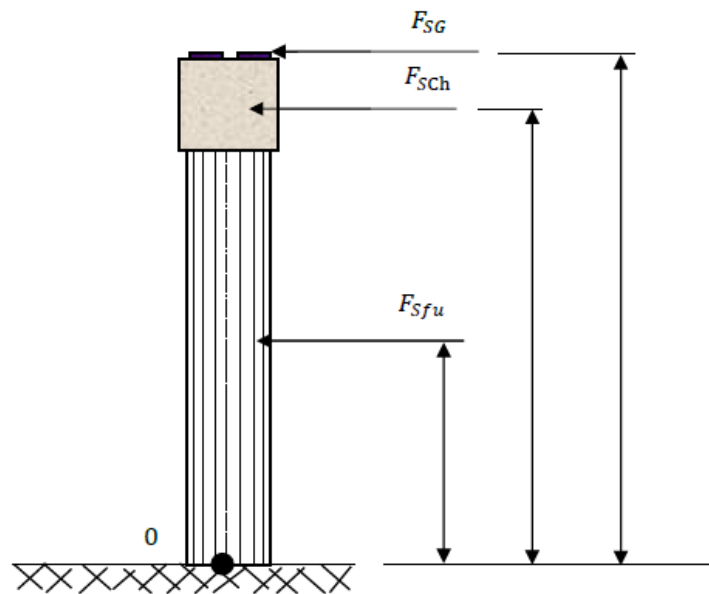


Figure 4.12. Les efforts dus au séisme

- L'effort sismique vertical pour un fut

$$P_T = R_G + P_{fut} = 45,907 + 16,391 = 62,298 \text{ t}$$

- Minimal :  $F_{VMIN} = (1 - \varepsilon_v) \times P_T = (1 - 0,036) \times 62,298 = 60,055 \text{ t}$
- Maximal :  $F_{VMAX} = (1 + \varepsilon_v) \times P_T = (1 + 0,036) \times 62,298 = 64,540 \text{ t}$

#### 4.3.5.2 Détermination du ferrailage :

##### a) Ferrailage longitudinal

D'après les calculs faits par **ROBOT EXPERT**, la section d'armatures maximale est donnée par le cas sismique (séisme longitudinal + séisme verticale vers le haut),

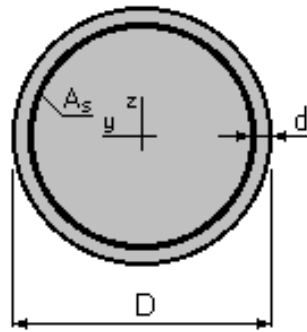
$$N = 60,055 \text{ t}$$

$$M = 85,395 \text{ t.m}$$

- Béton :  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier :  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Section :



$D = 120,0 \text{ (cm)}$  ;  $d = 5,0 \text{ (cm)}$

- Sections d'Acier :  $A_s = 25,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
- La section d'armature minimale

$$A_{smin} = 0,5\%B = 0,5 \times 0,6^2 \times \frac{\pi}{100} = 56,52 \text{ cm}^2, A_{smin}=56,52 \text{ cm}^2 > A_s=25.1 \text{ cm}^2$$

$A_s=56.52\text{cm}^2$  soit **12HA25** ( $A_s=58.90\text{cm}^2$ )

**b) Transversal :**

$$b^2 = \pi \times r^2; \quad b = 0,6\sqrt{\pi} = 1,0632 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{\phi \cdot b}$$

$$T_U=17,708t + 15/3=22,708 \text{ t} \quad (T_U=\text{Effet de séisme} + \text{effet de freinage})$$

$$\tau_u = \frac{22,708 \times 10^{-2}}{1,2 \cdot 1,0632} = 0,178 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{Mpa}) = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8f_e} \text{ donc } A_t \geq \frac{b \cdot \tau_u}{0,8f_e} \cdot S_t$$

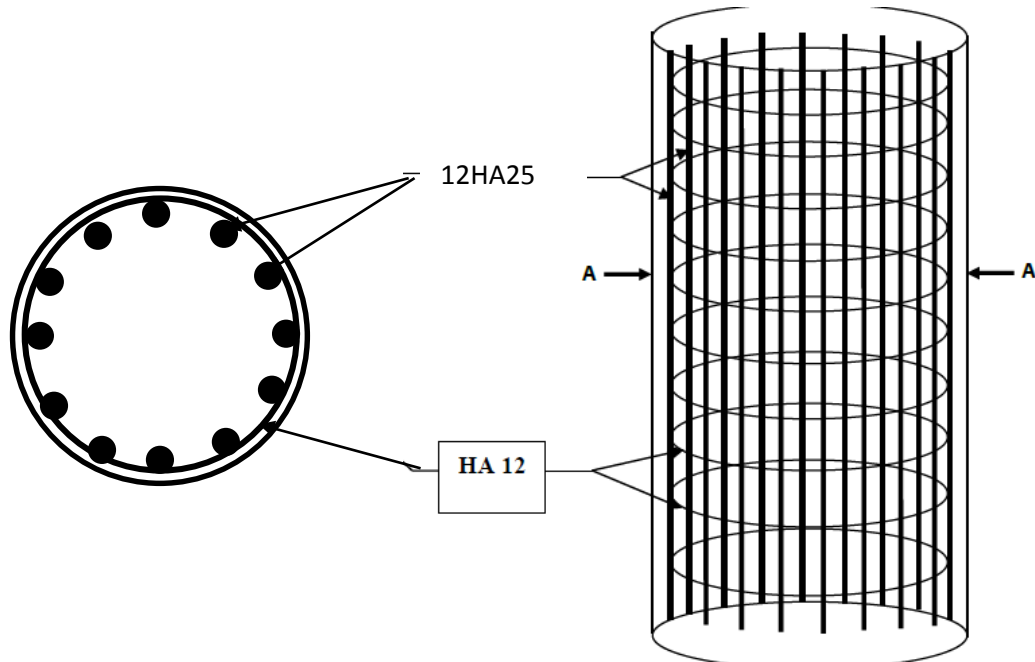
$$A_t \geq \frac{1,0632 \times 0,178 \times 10^2}{0,8 \cdot 500} \cdot 20 = 0,946 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \times f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,40 \times 1,0632 \times 10^2}{500} = 0,085 \text{ cm}; A_t \geq 0,085 \times 20 = 1,7 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_t=2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  soit **HA 12** avec un espacement **St =20 cm**.



**Figure 4.13.** Schéma de ferrailage du fut

#### 4.3.6 Étude de la semelle :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui produisent dans les pieux des forces axiales et le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis normalement, les pieux sont mécaniquement encastres dans la semelle, celle-ci a pour dimensions :

- Longueur :  $D=9,9 \text{ m}$  ;
- Largeur :  $B=6 \text{ m}$  ;
- Épaisseur :  $E = 1,3 \text{ m}$

##### a. Charges permanentes :

- Superstructure :  $G_{\text{sup}} = 312,82 \text{ t}$
- Le poids total de la pile :  $G_{\text{pile}} = 454,98 \text{ t}$ .
- Le poids total :  $G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{pile}} = 767, 80\text{t}$ .

##### b. Les surcharges :

Elles sont indiquées au tableau -4.1- et -4.2- .

**c. Le freinage :**▪ **Système A (l) :**

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,15 + 1,2 + 5,8 + 1,3) = HA(L) \times 8,45 \\ = 6,154 \times 8,45 = 52 \text{ tm}$$

▪ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec  $H_b = 30 \text{ t}$ , chaque appui supporte une force de freinage égal  $= 30/2 = 15 \text{ t}$

Le moment crée par l'effort de freinage :  $M_{BC} = 15 \times 8,45 = 126,75 \text{ t.m}$

**Tableau 4.6.** les sollicitations de freinage

		$H_{\text{frei}}$	$M_{\text{frein}} \text{ (t.m)}$	$M_{\text{frein/ml}}$
A(l)	2 travées (2vc)	6,154	52,00	5,252
BC		15	126,75	12,80

**d. Le séisme :**▪ **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,12 \times 767,8 = 92,136 \text{ t, donc } 92,136/9,9 = 9,306 \text{ t/m}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

- **Minimal** :  $F_{V\text{MIN}} = 1 - \varepsilon_v \times G_T = 1 - 0,036 \times 77,556 = 74,764 \text{ t/ml.}$

- **Maximal** :  $F_{V\text{MAX}} = 1 + \varepsilon_v \times G_T = 1 + 0,036 \times 77,556 = 80,348 \text{ t/ml.}$

▪ **Le moment dû à l'effort sismique :**

$$M_{FS/0} = \varepsilon_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,12 \times (312,82 \times 8,45 + 48,94 \times 7,7 + 65,564 \times 4,2 + 148,172 \times 2,05 + 193,05 \times 0,65) = 446,793 \text{ tm, donc } 446,793/9,9 = 45,148 \text{ tm/m}$$

▪ **Vérification des contraintes :**

La contrainte admissible du sol est égale à :  $\sigma_{sol} = 30 \text{ t/m}^2$  et on vérifie que :  $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$

**Cas 1: 1 travée chargée :**



$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{ref} = \frac{N}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{3 \cdot e_0}{B} \right)$$

▪ **Conditions normales :**

- **Combinaison 01 :** G+A(L) (ou Bc) + Hf [A(L) (ou Bc)] + trottoir (2tro chargés).

$$N = G + 1,2 \cdot R(\text{AL ou Bc}) + 1,2 \text{ trot}$$

$$M_{long} = 1,2 M_{long}(\text{A(L) ou Bc}) + M_{frein}(\text{A(L) ou Bc})$$

- **Combinaison 02 :** G+D<sub>240</sub> OU M<sub>c120</sub>

$$N = G + R(\text{D}_{240} \text{ ou } M_{c120})$$

$$M_{long} = M_{long}(\text{D}_{240} \text{ ou } M_{c120})$$

• **1 travée chargée :**

**Tableau 4.7.** les contraintes dans le sol (ELS une travée chargée)

ELS						
	N	M	e <sub>0</sub>	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{ref}$
G+1,2(A(l)+Tr)	887,02	88,068	0,099	13,450	16,415	14,191
G+1,2(Bc+Tr)	887,8516	194,07	0,218	11,679	18,214	13,313
G+M <sub>c120</sub>	872,372	36,6	0,041	14,070	15,302	14,378
G+D <sub>240</sub>	892,748	43,732	0,048	14,293	15,765	14,661

**Tableau 4.8** les contraintes dans le sol (ELU une travée chargée)

ELU						
	N	M	e <sub>0</sub>	$\sigma_{min}$	$\sigma_{ref}$	$\sigma_{ref}$
1,35.G+1,6.(A(l)+Tr)	1195,49	117,424	0,098	18,149	22,102	19,137
1,35.G+1,6.(Bc+Tr)	1196,5988	258,76	0,216	15,788	24,500	17,966
1,35.(G+M <sub>c120</sub> )	1177,7022	49,41	0,041	18,994	20,658	19,410
1,35.(G+D <sub>240</sub> )	1205,209	59,0382	0,048	19,295	21,283	19,792

- **Cas 2: 2 travées chargées :**

**Tableau 4.9.** les contraintes dans le sol (ELS deux travées chargées)

ELS						
	N	M	$e_0$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{ref}$	$\sigma_{ref}$
G+1,2.(A(l)+Tr)	933,544	62,4	0,066	14,665	16,766	15,190
G+1,2.(Bc+Tr)	913,21	162,1716	0,177	12,643	18,104	14,008
G+M <sub>c120</sub>	884,364	0	0	14,888	14,888	14,888
G+D <sub>240</sub>	945,944	0	0	15,924	15,924	15,924

**Tableau 4.10** les contraintes dans le sol (ELU deux travées chargées)

ELU						
	N	M	$e_0$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{ref}$	$\sigma_{ref}$
1,35G+1,6.(A(l)+Tr)	1257,522	83,2	0,066	19,769	22,571	20,470
1,35G+1,6.(Bc+Tr)	1230,41	216,2288	0,175	17,073	24,354	18,893
1,35.G+1,35.M <sub>c120</sub>	1193,891	0	0	20,099	20,099	20,099
1,35.G+1,35.D <sub>240</sub>	1277,024	0	0	21,498	21,498	21,498

**Condition sismique :**

Les efforts sismiques :

- $N_s = (1 + \varepsilon_v) \times G_{tot} = (1 + 0,036) \times 767,8 = 795,441 \text{ t}$
- $M_s = 441,793 \text{ t}$

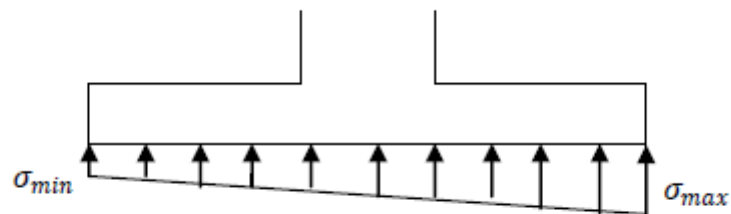
**Tableau 4.11.** les contraintes dans le sol (1 travée -conditions sismiques)

1 travée chargée					
N	M	$e_0$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{ref}$
855,051	462,358	0,540	6,610	22,178	10,502
855,466	462,778	0,540	6,610	22,192	10,506
858,184	463,753	0,540	6,640	22,254	10,543
870,409	468,032	0,537	6,774	22,532	10,713

Tableau 4.12. les contraintes dans le sol (2 travées -conditions sismiques)

2 travées chargées					
N	M	e0	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{ref}$
875,613	441,793	0,504	7,303	22,178	11,022
865,446	446,8288	0,516	7,047	22,092	10,808
865,3794	441,793	0,510	7,131	22,006	10,849
902,3274	441,793	0,489	7,753	22,628	11,471

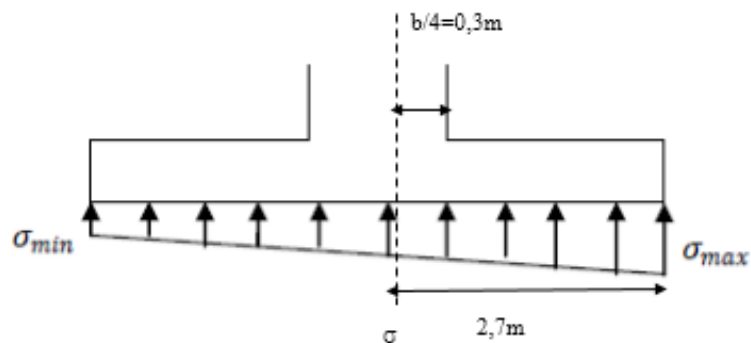
Les contraintes sous la semelle sont inférieures à la contrainte admissible du sol.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

Le cas le plus défavorable est obtenu pour :

- sous les conditions normales  
 $\sigma_{min} = 7,753 \text{ t/m}^2$  ;  $\sigma_{max} = 22,628 \text{ t/m}^2$
- sous les conditions sismiques  
 $\sigma_{min} = 7,753 \text{ t/m}^2$  ;  $\sigma_{max} = 22,628 \text{ t/m}^2$



$$\sigma = \sigma_{min} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{6} \cdot (6 - 2,7)$$

- Pour les conditions sismiques :

$$\sigma = 7,753 + \frac{(22,628 - 7,753)}{6} \cdot (6 - 2,7) = 15,934 \text{ t/m}^2$$

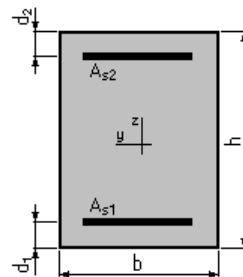
$$M_{sis} = [(22,628 - 15,934) \times \frac{2,7}{2} \times \frac{2,7}{3}] + [(15,934 \times 2,7) \times \frac{2,7}{2}] = 74,346 \text{ tm}$$

- pour les conditions normales

Le cas le plus défavorable est obtenu pour le de 02 travées chargées sous (Bc+tr)

$$\sigma_{min} = 12,643 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{max} = 18,104 \text{ t/m}^2, \quad \sigma = 15,646 \text{ /m}^2 \text{ d'où } M_{ser}=63 \text{ tm/m}$$

$$\sigma_{min} = 17,073 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{max} = 24,354 \text{ t/m}^2, \quad \sigma = 21,077 \text{ /m}^2 \text{ d'où } Mu=84,789 \text{ tm/m}$$



$$b = 100,0 \text{ (cm)}, h = 130,0 \text{ (cm)}, d_1 = 5,0 \text{ (cm)}, d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 25,7 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section théorique } A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 12,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

D'après RPOA ; Si  $A_s$  n'atteint pas la section minimale on prend :  $A_s = 0,25\% \times Ab = 32,5 \text{ cm}^2$  Soit 5HA32/m (40,21  $\text{cm}^2$ .)

**Nappe supérieure :**

$$A_s = 0,1\% \times Ab = 13 \text{ cm}^2. \text{ Soit } \mathbf{5HA20}=15,71 \text{ cm}^2.$$

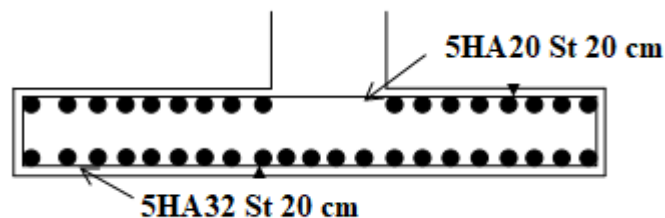


Figure 4.14. Shéma de ferrailage de la semelle

---

# Chapitre 05

---

## CHAPITRE 05 : ÉTUDE DE LA CULÉE

### 5.1 INTRODUCTION :

Les culées ce sont les appuis extrêmes qui permettent de connaître la longueur totale de la brèche à franchir. Ils assurent une liaison entre le pont et les remblais, chose qui les rend particulièrement sensibles à une mauvaise conception.

Ainsi, on s'oriente toujours vers une conception raisonnablement surabondante et des formes aussi simples que possible.

Cette conception doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- La hauteur de la brèche à franchir et le tirant d'air à réserver sous l'ouvrage.
- Les problèmes d'implantation au sol, et le biais.
- Le type du tablier à supporter.
- Le niveau de fondation.
- L'éventualité des tassements.
- La nécessité de pouvoir visiter et éventuellement remplacer les appareils d'appui.

### 5.2 Choix de la morphologie :

Dans notre cas, et compte tenu des conditions du site, on adopte une culée remblayée. Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé, qui sont :

- Un mur frontal qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai
- Deux murs en retour, son rôle est assure le soutènement du remblai mais latéralement.
- Un mur garde grève, il doit remplir les taches suivantes :
  - ✓ résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux charges d'exploitation, aux efforts de poussée des terres et aux efforts transmis par la dalle de transition
  - ✓ Il permet d'établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé
- Un corbeau arrière, pour assure l'appui de la dalle de transition.
- La dalle de transition, elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l'ouvrage résultant d'un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois.

### 5.3 PREDIMENSIONNEMENT DE LA CULÉE :

#### 5.3.1 Le sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie le tablier, sa surface doit être aménagée de manière à permettre :

- L'implantation des appareils d'appui ;
- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appui s'il y a lieu ou pour procéder à des mesures de réaction d'appui ;
- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).

Pour la longueur du sommier, elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 6 \times 1,50 + 2 \times 0,45 = 9,90 \text{ m}$$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm

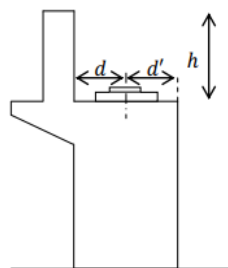
$$d = b/2 + 20$$

**b** = : Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > 40/2 + 20 = 40 \text{ cm}$$

On adopte : **d' = 65cm.**

**d** : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève



$$d = 35 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc, l'épaisseur du sommier : } e_s = d + d' = 100 \text{ cm}$$

#### 5.3.2 Le mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier, des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu

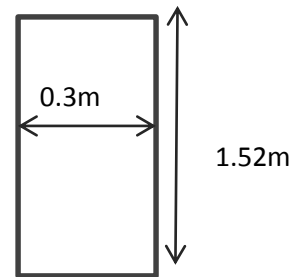
On fixe la hauteur  $h = 1.52\text{m}$

Longueur =  $9.90\text{m}$

$e = \text{Max}(0,30, h/8)$  (SETRA)

$e = \text{Max}(0,30, 1,52/8) = 30\text{ cm}$

$P = 1.52 \times 0.3 \times 9.9 \times 2.5 = 11.286\text{ t}$

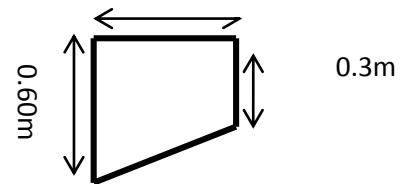


### 5.3.3 Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition. L'épaisseur courante du corbeau est 30cm sa laisse aura une pente de 0.60 pour augmenter sa résistance. 0.3m

$L = 8.9\text{ m}$

$P = [(0.3 + 0.6) \times 0.3 / 2] \times 8.9 \times 2.5 = 3\text{ t}$



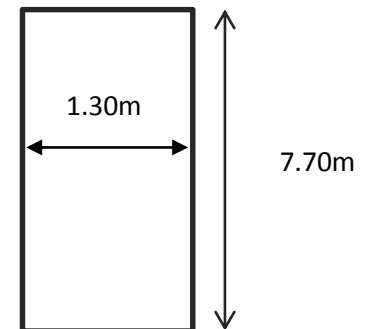
### 5.3.4 Le mur frontal :

Hauteur =  $7.7\text{ m}$

Épaisseur =  $1,30\text{m}$

Longueur =  $9.9\text{ m}$

$P = 1.3 \times 7.7 \times 9.9 \times 2.5 = 247.74\text{ t}$



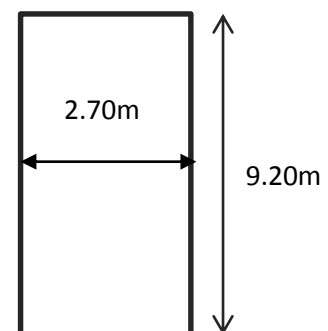
### 5.3.5 Le mur en retour :

Longueur =  $2.7\text{ m}$

Hauteur =  $9.2\text{ m}$

Épaisseur =  $0.50\text{ m}$

$P = 2 \times [2.7 \times 9.2 \times 0.5 \times 2.5] = 62.1\text{ t}$



### 5.3.6 La dalle de transition :

Longueur =  $5\text{m}$ .

Largeur =  $7.7\text{m}$

Épaisseur =  $0,3\text{ m}$ .

$P = 5 \times 7.7 \times 0.3 \times 2.5 = 28.875\text{ t}$

### 5.3.7 La fondation :

Largeur =  $6\text{ m}$

Longueur =  $10.10\text{ m}$

Épaisseur =  $1,30\text{ m}$



$$P=6 \times 10.10 \times 1.3 \times 2.5 = 196.95 \text{ t}$$

#### 5.4 VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DE LA CULÉE :

La culée est un élément qui assure la stabilité du pont (appui de rive). Donc, elle est sensible à la conception. La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

##### • Les sollicitations verticales :

- ✓ Poids du tablier.
- ✓ Poids des éléments constitutifs.
- ✓ Les surcharges

##### • Les sollicitations horizontales :

- ✓ Poussée de la terre.
- ✓ Force de freinage.
- ✓ La surcharge  $Q = 1 \text{ t/m}^2$  (d'après le fascicule 61.titre 2)

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements. La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule de MONOBE-OKABE :

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

Avec :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \quad \theta = \text{artg} \left( \frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V} \right)$$

- $\varphi = 32^\circ$ , angle de frottement,
- $\alpha = 0^\circ$ , angle des talus
- $\beta = 0^\circ$  ; inclinaison de la culée,
- $\delta = 0^\circ$  ; nature de parement est **lisse** (béton bien vibré et peinte par la peinture bitumineuse)

Action	$\epsilon_H$	$\epsilon_V$	k	$\theta$	$K_{ah}$	$\beta$	$\alpha$	$\delta$	$\varphi$
CN	0,00	0.00	1.0000	0.00	0,307	0	0	0	32
SH	0,12	0.00	1,007	6.842	0,381	0	0	0	32
SH+SV1	0,12	-0.036	0,971	7.095	0,371	0	0	0	32
SH+SV2	0,12	0.036	1,042	6.607	0,392	0	0	0	32

5.4.1 Détermination du centre de gravité des éléments :

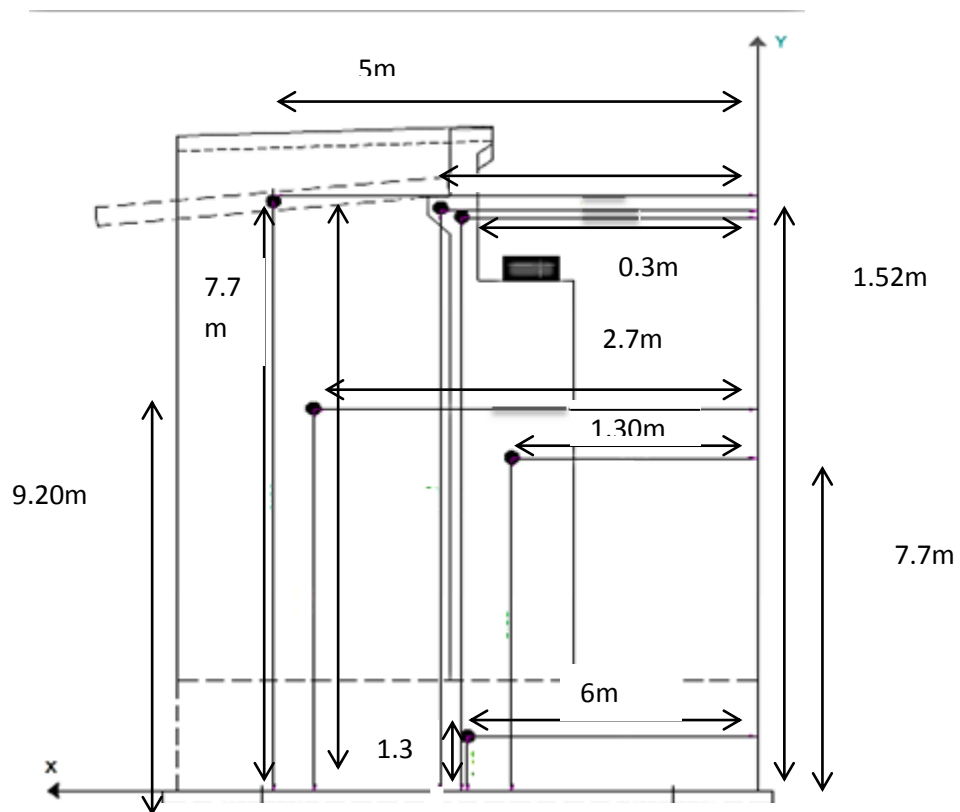


Figure 5-1:- CDG des éléments de la culée

• Calcul des sollicitations :

$M_s$  : moment stabilisant du à  $F_v$

$M_r$  : moment de renversement du à  $F_h$

Désignation		Calcul des Poids	P	$F_h = \epsilon \times P$	$F_v = (1 - \epsilon) \times P$	H m	V m	$M_s = F_v \times H$	$M_r = F_h \times V$
Mur garde grève	CN	$(1.52 \times 0.3 \times 9.9) \times 2.5$	11.286	0.00	11.286	3.15	9.76	35.555	0.00
	SH		11.286	1.354	11.286	3.15	9.76	35.555	13.215
	SH+SV1		11.286	1.354	10.879	3.15	9.76	34.268	13.215
	SH+SV2		11.286	1.354	11.692	3.15	9.76	36.829	13.215
Corbeau	CN	$[(0.3+0.6) \times 0.2/2] \times 8.9 \times 2.5$	3	0.00	3	3.43	9.35	10.29	0.00
	SH		3	0.36	3	3.43	9.35	10.29	3.366
	SH+SV1		3	0.36	2.892	3.43	9.35	9.919	3.366
	SH+SV2		3	0.36	3.108	3.43	9.35	10.660	3.366

Mur en retour	CN	2[2.7×9.2×0.5×2.5]	62.1	0.00	62.1	4.65	5.91	288.765	0
	SH		62.1	7.452	62.1	4.65	5.91	288.765	44.041
	SH+SV1		62.1	7.452	59.86	4.65	5.91	278.369	44.041
	SH+SV2		62.1	7.452	64.335	4.65	5.91	299.16	44.041
Mur frontal	CN	1.30×7.7×9.9×2.5	247.7	0.00	247.7	2.65	5.15	656.405	0.00
	SH		247.7	29.724	247.7	2.65	5.15	656.405	153.078
	SH+SV1		247.7	29.724	238.782	2.65	5.15	632.772	153.078
	SH+SV2		247.7	29.724	248.736	2.65	5.15	680.04	153.078
Semelle	CN	6×10.10×1.3×2.5	196.95	0.00	196.95	3	0.65	590.85	0.00
	SH		196.95	23.634	196.95	3	0.65	590.85	15.362
	SH+SV1		196.95	23.634	189.859	3	0.65	569.577	15.362
	SH+SV2		196.95	23.634	204.040	3	0.65	612.12	15.362
Total culée à vide	CN	$\Sigma P_i$	521,04	0,00	521,04	/	/	1581,87	0,00
	SH		521,04	62,52	521,04	/	/	1581,87	229,07
	SH+SV1		521,04	62,52	502,28	/	/	1524,93	229,07
	SH+SV2		521,04	62,52	539,80	/	/	1638,82	229,07

Désignation		Calcul des Poids	P	$\bar{h} = \frac{h}{2}$ ε × P	F v = (1 - ε) × P	H (m)	V (m)	Ms = F v × H	Mr = F h × V
Dalle de transition	CN	(5×7.7×0.3) × 2.5/2	28,875	0	28,875	3,45	9,6	99,618	0
	SH		28,875	3,465	28,875	3,45	9,6	99,618	33,264
	SH+SV1		28,875	3,465	27,835	3,45	9,6	96,032	33,264
	SH+SV2		28,875	3,465	29,914	3,45	9,6	103,205	33,264
Remblais sur la dalle de transition	CN	(7.7×5) × 0.92×2/2	35,42	0	35,42	3,45	9,6	122,199	0
	SH		35,42	4,250	35,42	3,45	9,6	122,199	40,803
	SH+SV1		35,42	4,250	34,144	3,45	9,6	117,799	40,803
	SH+SV2		35,42	4,250	36,695	3,45	9,6	126,598	40,803
Remblais sur la semelle	CN	2× [2.7×8.9×7.7]	370,62	0	370,62	4,65	4,85	1723,383	0
	SH		370,62	44,474	370,62	4,65	4,85	1723,383	215,70
	SH+SV1		370,62	44,474	357,277	4,65	4,85	1661,341	215,70
	SH+SV2		370,62	44,474	383,962	4,65	4,85	1785,424	215,70
La surcharge Q (t/m2)	CN	5×7.7×1/2	19,25	0	19,25	3,45	9,6	66,412	0
	SH		19,25	2,31	19,25	3,45	9,6	66,412	22,176
	SH+SV1		19,25	2,31	18,557	3,45	9,6	64,021	22,176
	SH+SV		19,25	2,31	19,943	3,45	9,6	68,803	22,176
Total culée + remblais	CN	6×1.10×1.3×2.5	975,21	0,00	975,21	/	/	3593,49	0,00
	SH		975,21	117,02	975,21	/	/	3593,49	541,02
	SH+SV		975,21	117,02	940,10	/	/	3464,12	541,02
	SH+SV		975,21	117,02	1010,31	/	/	3722,85	541,02

➤ **Poussée dues aux terres et surcharges :**

La poussée des terres sur une masse de hauteur  $H$  et de largeur  $L$  est :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L \quad (\text{Triangulaire}).$$

La poussée due aux surcharges.  $q = 1,00 \text{ t/m}^2$

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L \quad (\text{Rectangulaire}).$$

Désignation		Kah	F <sub>H</sub>	V(m)	MR=F <sub>H</sub> ×V
<b>Sur mur G.G + mur frontal</b>	CN	0,307	258,366	4,6	1188,484
	SH	0,381	320,643	4,6	1474,959
	SH+SV1	0,371	312,227	4,6	1436,246
	SH+SV2	0,392	329,900	4,6	1517,543
<b>Sur la semelle</b>	CN	0,307	5,240	0,433	2,269
	SH	0,381	6,503	0,433	2,816
	SH+SV1	0,371	6,332	0,433	2,742
	SH+SV2	0,392	6,691	0,433	2,897
<b>Sur mur G.G + mur frontale (Q)</b>	CN	0,307	28,022	4,61	129,183
	SH	0,381	34,776	4,61	160,322
	SH+SV1	0,371	33,864	4,61	156,114
	SH+SV2	0,392	35,780	4,61	164,950
<b>Sur la semelle (Q)</b>	CN	0,307	4,030	0,75	3,023
	SH	0,381	5,00253	0,75	3,752
	SH+SV1	0,371	4,87123	0,75	3,653
	SH+SV2	0,392	5,14696	0,75	3,860
<b>Total</b>	CN	/		/	1322,959
	SH	/		/	1641,848
	SH+SV1	/		/	1598,755
	SH+SV2	/		/	1689,250

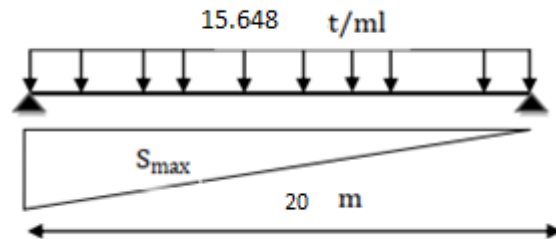
➤ Calcul des efforts dus au tablier :

La réaction maximale due aux charges permanentes est :

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = 10\text{m}^2.$$

$$R_{\max} = 10 \times 15.641 = 156,41\text{t}$$



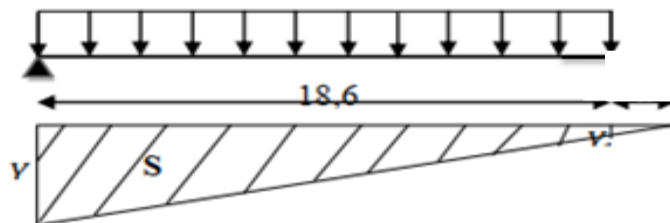
La réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : **12.903 t/ml**

$$R_{\max} = q \times S_{\max}$$

$$S_{\max} = (18,6 / 2)(1 + 0,07)$$

$$S_{\max} = 9,951\text{m}^2.$$

$$R_{\max} = 128,4 \text{ t}$$



Désignation		Poids(t)	FH=e <sub>h</sub> ×P	FV=(1+e <sub>v</sub> )×P	H(m)	V(m)	Ms=F <sub>V</sub> ×H	Mr=F <sub>H</sub> ×V
Tab	CN	156,41	0,00	156,41	2,85	9,15	445,77	0,00
	SH	156,41	18,77	156,41	2,85	9,15	445,77	171,74
	SH+SV1	156,41	18,77	150,78	2,85	9,15	429,72	171,74
	SH+SV2	156,41	18,77	162,04	2,85	9,15	461,82	171,74
sur	CN	128,40	0,00	128,40	2,85	9,15	365,93	0,00
	SH	128,40	15,41	128,40	2,85	9,15	365,93	140,98
	SH+SV1	128,40	15,41	123,77	2,85	9,15	352,76	140,98
	SH+SV2	128,40	15,41	133,02	2,85	9,15	379,10	140,98

**5.4.2 Vérification de la stabilité :****5.4.2.1 Vérification de non renversement :**

$\lambda = M_s / M_r \geq 1,50$  ... condition normale

$\lambda = M_s / M_r \geq 1,00$  ... Condition sismique

$M_s$ : moment stabilisant du à  $F_v$ .

$M_r$  : moment renversant du à  $F_h$ .

**5.4.2.2 Vérification de non glissement :**

$\eta = (F_v / F_h) \cdot \mu \geq 1,50$  ... condition normale

$\eta = (F_v / F_h) \cdot \mu \geq 1,00$  ... condition sismique

$\mu$ : coefficient de frottement terres – béton

$\mu = \tan(3/2) \varphi \approx 0,390$  avec  $\varphi = 32^\circ$

**5.4.3 Étapes d'exécution de la culée :**

1ère étape : culée à vide.

2ème étape : culée à vide + Tablier.

3ème étape : culée à vide + Tablier + Remblais.

4ème étape : culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**1ère Étape : culée à vide :**

Désignation	FH(t)	FV(t)	Ms(t, m)	Mr(t, m)	H	$\lambda$
CN	0,00	521,04	1581,86	0,00	$\infty$	$\infty$
Sh	62,52	521,04	1581,86	229,07	3,25	6,91
SH+SV1	62,52	502,28	1524,91	229,07	3,13	6,66
SH+SV2	62,52	539,79	1638,81	229,07	3,37	7,15

**2ème Étape : culée à vide+ Tablier :**

Désignation	FH(t)	FV(t)	Ms(t, m)	Mr(t, m)	H	$\lambda$
CN	0,00	677,45	2027,63	0,00	$\infty$	$\infty$
Sh	81,29	677,45	2027,63	400,80	3,25	5,06
SH+SV1	81,29	653,06	1954,63	400,80	3,13	4,88
SH+SV2	81,29	701,83	2100,62	400,80	3,37	5,24

3<sup>eme</sup> Étape : culée à vide+ Tablier+ Remblais :

Désignation	FH(t)	FV(t)	Ms(t, m)	Mr(t, m)	H	$\lambda$
CN	295,66	1131,61	7510,52	1322,96	3,44	5,68
Sh	448,22	1131,61	7510,52	2692,78	2,27	2,79
SH+SV1	438,59	1090,87	7240,14	2311,50	2,24	3,13
SH+SV2	458,81	1172,35	7780,90	2402,00	2,30	3,24

4<sup>eme</sup> Étape : culée à vide+ Tablier+ Remblais +surcharges :

Désignation	FH(t)	FV(t)	Ms(t, m)	Mr(t, m)	H	$\lambda$
CN	295,66	1260,01	7876,45	1322,96	1,66	5,95
Sh	463,63	1260,01	7876,45	2833,76	1,06	2,78
SH+SV1	454,00	1214,65	7592,90	2452,48	1,04	3,10
SH+SV2	474,22	1305,37	8160,00	2542,98	1,07	3,21

**Conclusion :** La stabilité de la culée vis-à-vis au glissement et renversement est assurée

## 5.5 ETUDE ET FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE :

### 5.5.1 Mur garde grève :

D'après le document SETRA art 2.3 le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- ✓ La poussée des terres.
- ✓ La poussée d'une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ✓ La force de freinage

#### a) Évaluation ses efforts :

**Remarque :** Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au-dessus du mur frontal qui est égal à (1.52 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastree dans le mur frontal.

- **Poussée des terres :**

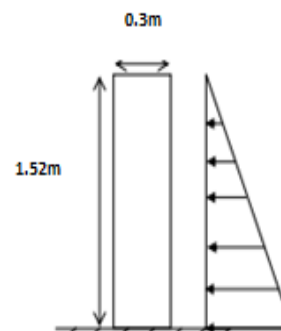
$$P_t = 1/2 \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

$P_t$  : Effort de poussée.

$K_a$  : Coefficient de poussée de la terre

$$\text{Avec : } K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.307$$

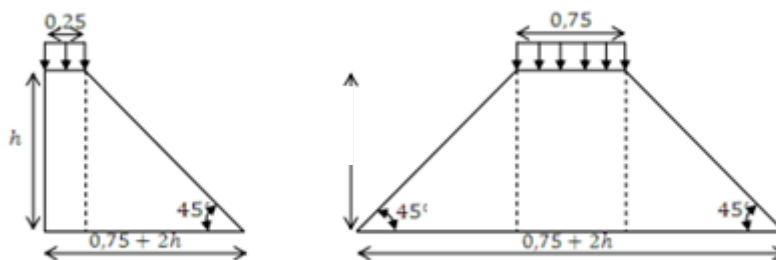
$$\text{On a : } \gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \quad p_t = 0,709/\text{ml}$$



$$M_t = (1/6) \gamma \cdot H^3 \cdot K_a \quad \Rightarrow \quad M_t = 0,359 \text{ t} \cdot \text{m/ml}$$

• **Poussée d'une charge locale :**

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions B c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur garde grève. Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact 0.25×0.75 m<sup>2</sup>, se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.

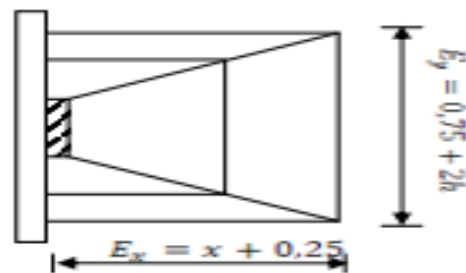


$$M_p = \left( \frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

• **Démonstration :**

$$M_p = q_h \times z \quad ; \quad z = h - x \text{ (bras de levier)}$$

$$q_h = \frac{n \cdot p \cdot \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \cdot E_y} \times K_a$$



n=2 : nombre des charges concentrées.

p=6t : la charge concentrée.

δ = 1 : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1.2 & \text{à ELS} \\ 1.6 & \text{à ELU} \end{cases}$$

b<sub>c</sub> = 1,1 (Pont premier classe avec deux voies charges).



$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_P = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} \cdot dx$$

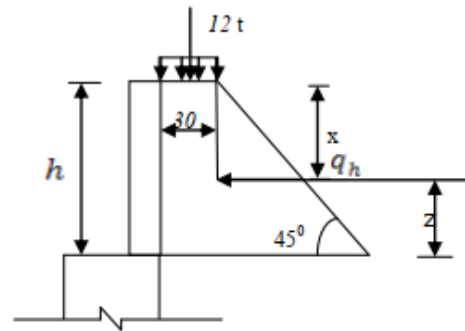
$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x + 0,25 - 0,25}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (x + 0,25)}{0,25 + x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h + 0,25}{0,25 + x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \ln(0,25 + x) - x]_0^h$$



Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

$K_a$  : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,307$$

Donc :

$$K = \begin{cases} 0,341 & \text{à ELS} \\ 0,455 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$$M_P = 3,1662 K [-x + (0,25 + h) \cdot \ln(x + 0,25)]_0^h$$

$$M_P = 6,156 \times K$$

$$M_P = \begin{cases} 2,099 \frac{tm}{ml} & \text{à ELS} \\ 2,801 \frac{tm}{ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

• Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est

donné par  
la formule :

$$M_F = \left( \frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \cdot \gamma$$

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 3.326 \frac{tm}{ml} \text{ à } ELS \\ 4.435 \frac{tm}{ml} \text{ à } ELU \end{cases}$$

❖ **Combinaison des moments :**

$$M_T = 1,35M_t + 1,2(M_P + M_F) \text{ à } ELU$$

$$M_T = M_T + 1,2(M_P + M_F) \text{ à } ELS$$

**E. L. U :**

$$M_{TU} = 1,35 \cdot 0,359 + (2,801 + 4,435) = 7,721 \text{ t. m/ml}$$

**E. L. S :**

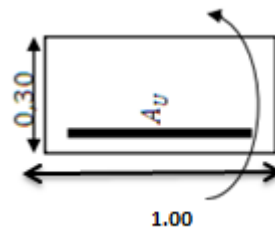
$$M_{TS} = 0,359 + (2,099 + 3,326) = 5,785 \text{ t. m/ml}$$

**.1.2. Calcul des armatures :**

• **Ferraillage vertical :**

Le ferraillage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)
- Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- $b = 100,00$  (cm) ;  $h = 30$  (cm) ;  $d_1 = 5,00$  (cm) ;  $d_2 = 5,00$  (cm)
- $M_u = 7,721$  tm ;  $M_s = 5,785$  tm



- Sections d'Acier :

- Section théorique  $A_{s1} = 12,20$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,00$  (cm<sup>2</sup>)
- Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3$  (cm<sup>2</sup>)

Donc :  $A_s = 12,20 \text{ cm}^2$

Soit : **8HA 16** ( $A_S = 16.08 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec  $S_t=12 \text{ cm}$

• **Ferrailage horizontal :**

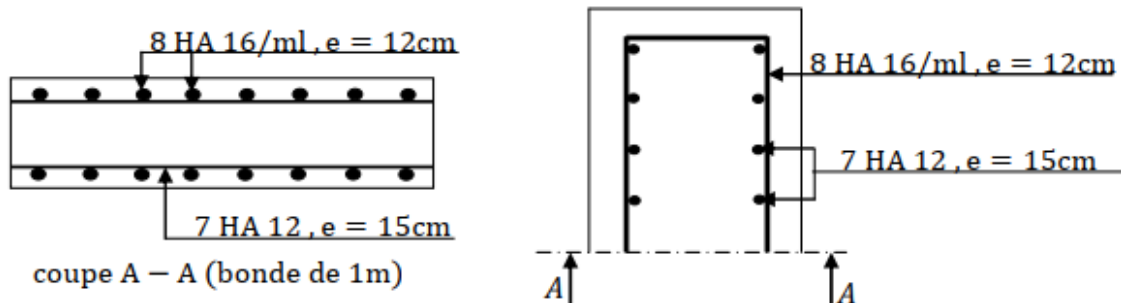
Sans tenir compte la valeur de  $M$ , on prend la formule suivante :

$$A_{SV}/4 \leq A_{SH} \leq A_{SV}/2$$

On prend :

$$A_{SH} = A_{SV}/2 = 12,2/2 = 6,1 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA 12** ( $A_{SH} = 7,92 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .



**Figure-5-2** : Ferrailage de mur de garde grève.

**5.5.2 Dalle de transition :**

Cette dalle est en béton armé enterré sous la chaussée à l'arrière du mur garde grève, elle a pour but d'éviter les tassements éventuels au niveau du raccordement entre le corps de chaussée et la route et celui du pont.

• **Les sollicitations :**

a) **Réactions des charges permanentes :**

- Poids propre :  $0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$

- Remblais :  $0,92 \times 2 \times 1 = 1,84 \text{ t/ml}$

- Revêtement :  $0,06 \times 1 \times 2,2 = 0,132 \text{ t/ml}$

**$G_T = G = 3,222 \text{ t/ml}$**

L'étude de la dalle de transition est comme une poutre simplement appuyée, on doit donc vérifier que :

$$L_d \geq \pi/2 L_e \quad \text{avec} \quad L_e = (4 EI / K_b)^{1/4}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000 \text{ t/m}^2$$

I: inertie d'une bande de 1ml.

b=1 m, K = 6000 t/m<sup>2</sup> coefficient raideur du sol

Donc :

$$L_e = 1,491\text{m} \quad \Rightarrow \quad L_d = 5,00\text{m} \geq 1,697\text{m} \dots \dots \dots \text{cv}$$

**b) Surcharges :**

- ✓ Surcharges Q = 1t/m<sup>2</sup> réparties sur toute la dalle « C. P. S ».
- ✓ Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se traduit sous l'effet du système B t, les roues des rangées P1et P2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml.
- ✓ La charge de rangée P1 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'un appui).
- ✓ La charge de ranger P2 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 1,2.

Donc : P<sub>1</sub> = 2 × 5,5 = 11t/ml

$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6\text{t/ml}$$

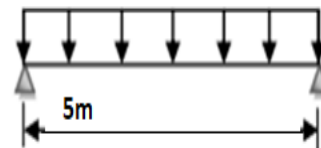
• **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :**

➤ **Charge permanente**

$$M_G = G \cdot L^2 / 8 = 3,222 \times 5^2 / 8 = 10,068\text{t.m/ml}$$

$$T_G = GL / 2 = (3,222 \times 5) / 2 = 8,055 \text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge :**



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

$$M_Q = QL^2 / 8 = (1,2 \times 5^2) / 8 = 3,75\text{t.m/ml}$$

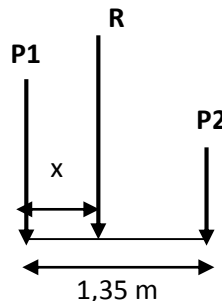
$$T_Q = GL / 2 = (1,2 \times 5) / 2 = 3 \text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent P1, P2, on applique le théorème de BARRE.

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11x = 6,6 \cdot 1,35 - x \Rightarrow x = 0,51 \text{ m}$$



• **1<sup>er</sup> Cas :**

La section critique est sous P1.

$$P_1 = P_k \text{ charge critique } C = 0,51 \text{ m}$$

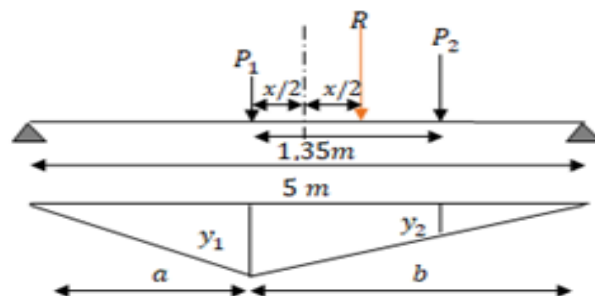
$$b = l/2 + c/2 = 5,00/2 + 0,51/2 = 2,755 \text{ m}$$

$$\text{et } a = 2,245 \text{ m}$$

$$Y_1 = a \cdot b / l = 2,245 \cdot 2,755 / 5 = 1,236 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1,236 \times (2,755 - 1,35) / 2,755 = 0,630 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 17,754 \text{ t. m/ml}$$



• **2<sup>ème</sup> Cas :**

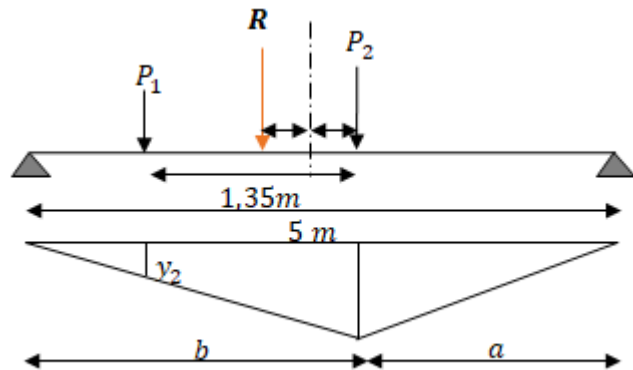
La section critique est sous P2, C=0,84 m

$$b = L/2 + C/2 = 2,92 \text{ m et } a = 1,58 \text{ m}$$

$$Y_1 = a \cdot b / l = 1,214 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,652m$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 15,184 \text{ t.m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable que le 2<sup>ème</sup> Cas.

La charge critique est P1, la section critique  $x = 2,245m$  de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 17.745 \text{ t.m/ml}$$

• **Calcul des moments au niveau de la section critique  $x = 2,245m$  :**

➤ **Sous la charge permanente :**

$$M_G = g \cdot L/2 \cdot x - g \cdot x^2/2 = 9,963 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge répartie :  $q = 1 \text{ t/m}^2$**

$$M_q = q \cdot L/2 \cdot x - q \cdot x^2/2 = 3,092 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Combinaisons des efforts ( $x = 2,245m$ ) :**

$$M_G = 9,963 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{s q} + M_q = 20,837 \text{ t.m/ml}$$

• **E. L. U :**

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 46.789 \text{ t.m/ml}$$

• **E. L. S:**

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 34.967 \text{ t.m/ml}$$

• **Calcul des moments à mi- travée :**

➤ **Sous les charges permanentes :**

$$M_G = 10,068 \text{ t.m/ml}$$

$$M_q = q \cdot l^2/8 = 1 \times 5^2/8 = 3.12 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Sous la surcharge Bt :** P1 est posée sur L/2

$$M_{sq} = 17,545 \text{ t. m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 20,66 \text{ t. m/ml}$$

➤ **Combinaison des efforts à mi- travée :**

**E. L. U :**

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 46.647 \text{ t. m/ml}$$

**E. L. :**

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 34.86 \text{ t. m/ml}$$

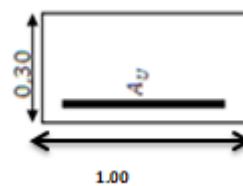
D'après les calculs, on remarque que la section  $x = 2,245 \text{ m}$  nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = 46, 789 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{Ser} = 34, 967 \text{ t. m/ml}$$

#### 4.2.3. Ferrailage de la dalle de transition :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une Flexion simple



- Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- $b = 100,00$  (cm) ;  $h = 30$  (cm) ;  $d_1 = 3,00$  (cm) ;  $d_2 = 3,00$  (cm)
- $M_u = 46,789 \text{ tm}$  ,  $M_s = 34,967 \text{ tm}$
- Sections d'Acier :
  - Section théorique       $A_{s1} = 73,4$  (cm<sup>2</sup>)
  - Section théorique       $A_{s2} = 17,6$  (cm<sup>2</sup>)
  - Section minimum       $A_{smin} = 2.7$  (cm<sup>2</sup>)

- **La nappe inférieure**

- ✓ **Longitudinalement**

$$A_s = 73,4 \text{ cm}^2$$

Soit : **10 HA 32** ( $A_s = 80.42 \text{ cm}^2$ ), avec un espacement **St = 10 cm**.

- ✓ **transversalement** : On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = A_l / 3 = 73.4 / 3 = 24.46 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{06 \text{ HA } 20} \text{ (} 25.13 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- **La nappe supérieure :**

- ✓ Longitudinalement :  $A_{\text{sup}} = 17,6 \text{ cm}^2$

Soit : **06 HA 20** ( $18.85 \text{ cm}^2$ ), avec **St = 16.66 cm**

- ✓ transversalement :  $A_{\text{sup}} = A_s / 3 = 5,86 \text{ cm}^2$

Soit : **6 HA 12** ( $6.79 \text{ cm}^2$ ), avec **St = 16.66 cm**

- **Effort tranchant :**

$$V_U = 1,35 T_G + 1,6 T_Q$$

Avec :  $T_G = 8,055 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2.5 \text{ t/ml}$$

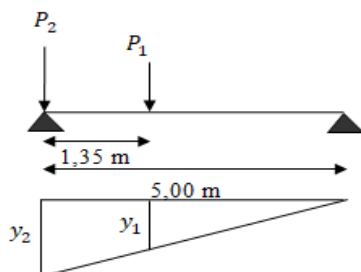
$$T_{q2} = T_{Bc} = 15,373 \text{ t/ml voir figure}$$

$$V_U = 1,35 \times 8,055 + 1,6 \times (15,818 + 2.5) = \mathbf{40,18 \text{ t/m}}$$

$$\tau_u = v_u / d \times b_0 = 40.18 \times 10^{-2} / (0,27 \times 1,00) = 1,488 \text{ MPa}$$

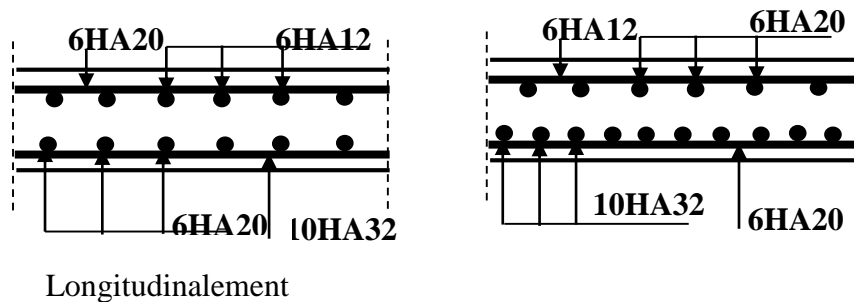
$$\tau_u \bar{=} \min ( 0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa} ) = 2,7 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,488 < \tau_u = 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.





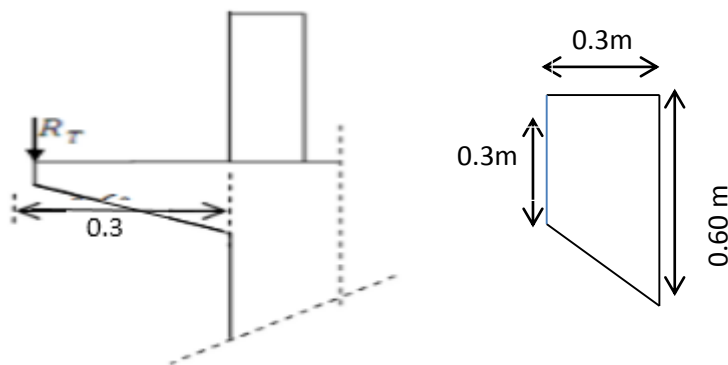
➤ Schéma de ferrailage :



La figure. 5.3 : ferrailage de la dalle transitions

### 5.5.3 Le corbeau :

Il est considéré comme un appui pour la dalle de transition, pour le calculer, on l'assimile comme une console et les sollicitations sont les suivantes :



#### a) Les réactions :

- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) / 2 = 1,875 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,92 \times 2) \times 1 / 2 = 4,60 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids de revêtement de la chaussée :

$$R_r = (5,00 \times 0,06 \times 2,2 \times 1) \times 1/2 = 0,33 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_{pc} = [(0,3 + 0,60) \times 0,3/2] \times 2,5 \times 1 = 0,337 \text{ t/ml}$$

- La réaction due aux surcharge sur remblais  $Q=1\text{t/m}^2$  :

$$R_s = (5,00 \times 1) / 2 = 2,5 \text{ t/ml}$$



$$A_{SH} = A_{SV}/2 = 4.2/2 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 8 ( $A_{SH} = 3,52\text{cm}^2$ ), avec  $S_t = 14 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage :

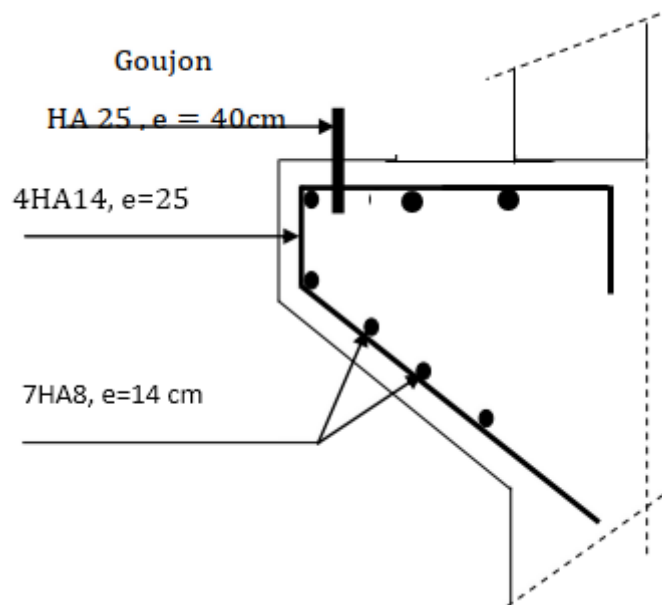


Figure 5.4 : ferrailage de le corbeau

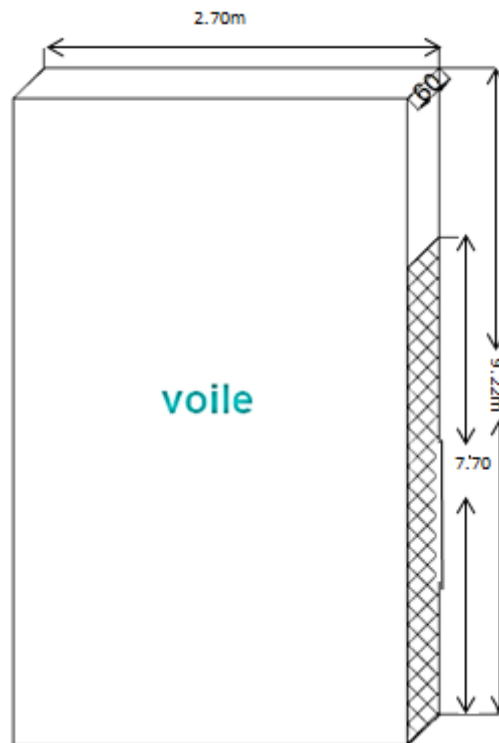
#### 5.5.4 Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constant sauf éventuellement en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

Le mur en retour assure le soutènement latéral des terres du remblai, il est soumis aux efforts suivants :

- ✓ Poids du mur y compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur).
- ✓ La poussée horizontale due au remblai.
- ✓ La poussée horizontale due à la surcharge  $q = 1\text{t/m}^2$

Pour calculer le ferrailage du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales.



### 5.1. Étude des sollicitations :

➤ **Poussée des terres :**

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$$

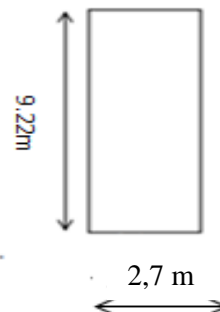
➤ **Poussée due à la surcharge :**

$$P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$$

On fait les calculs à trois hauteurs pour déterminer les efforts moyens.

$K_a$ : Coefficient de poussée de la terre.

$$K_a = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = 0.307$$



**Voile :**

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 2.70 \times 0,307 \times 9,22^2 = 70,463t$$

$$P_q = 1,00 \times 2.70 \times 0,307 \times 9,22 = 7,642 t$$

➤ **Force sismique :**

$$F_{SH} = 0.12 \cdot G$$

G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure (Ps)

$$P_s = 0,30 \times 2,7 = 0,81t$$

$$G = S_{Me} \times 0,5 \times 2,5 + P_s = 31,928t$$

$$F_{SH} = 0,12 \times 31,928 = 3,831 t$$

efforts	Bras de levier /à l'encastrement	M <sub>G</sub> t. m	M <sub>Q</sub> t. m	M <sub>F<sub>SH</sub></sub> t. m
<b>P<sub>t</sub> = 70,463t</b>	2.70/2 = 1.35m	70,463×1,35=95,125	/	/
<b>P<sub>q</sub> = 7,642t</b>	2.70/2 = 1.35m	/	7,642 ×1,35=10.317	/
<b>F<sub>SH</sub> = 3,831</b>	2.70/2 = 1.35m	/	/	5,172
	Σ=	95,125	10,317	5,172

**a. Les combinaisons :****E . L . U :**

$$CN : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{144,926t.m}$$

$$CS : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{F_{SH}} = \mathbf{106,487 t.m}$$

**E . L . S :**

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{107,505 t. m}$$

On remarque pour L'E.L.U que la CN est plus défavorable que la CS, donc on va prendre L'E.L.U en CN.

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à 7,7m

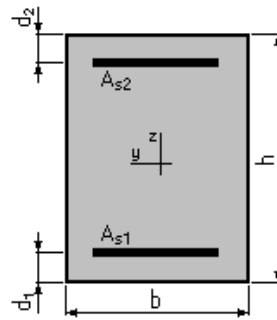
$$M_u = 144,926/7.7 = \mathbf{18,821 t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 107,505/7.7 = \mathbf{13,962 t. m/ml}$$

**5.5.2. Le ferrailage du mur en retour :****5.5.2.1 Ferrailage horizontal :**

$$b_0 = 1m \quad d = 0.5m$$

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $F_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration préjudiciable
- $M_u = 18,82 t.m$  ,  $M_s = 13,962 t.m$
- Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}; \quad h = 50,0 \text{ (cm)}; \quad d_1 = 5,0 \text{ (cm)}; \quad d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

- Sections d'Acier :

- Section théorique  $A_{s1} = 16,2 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Donc on prend la section des armatures maximales :  **$A_s = 16,2 \text{ cm}^2$**

Soit : **06HA 20/ml** (18,85 cm<sup>2</sup>), Avec **St = 16,5 cm**

### 5.5.2.2 Ferrailage de répartition :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \text{donc} \quad 4,71 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 9,425 \text{ cm}^2$$

On prend : **5 HA14** (7,70 cm<sup>2</sup>), Avec **St = 20cm**

### Remarque :

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant, pour équilibrer le moment créé au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan. D'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante : Partie non encastré au mur frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport à son plan d'encastrement P.

- **Évaluation des efforts :**

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 2,70 \times 0,307 \times 1,52^2 = 1,915t$$

$$P_q = 1,00 \times 2,70 \times 0,307 \times 1,52 = 1,259t$$

✓ Donc :

$$P_t = 1,915t$$

$$P_q = 1,259t$$

Ces forces sont appliquées  $H/3=0,506$  m pour les poussées des terres et à  $H/2=0,76$  m pour la surcharge  $q$ .

➤ **Force sismique :**

$$F_{SH} = 0,12 \cdot G$$

Avec :  $G = G_1 + \text{Superstructure}$

$$G = 2,5 \times 0,5 \times 4.104 + 0.81 = 5,94 \text{ t}$$

$G$  : Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure  $G = 5,94$  t.

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,12 \times 5,94 = 0,713 \text{ t}$$

*Tableau-5.1: évaluation des efforts*

Efforts (t)	Bras de levier /à l'encastrement	$M_G$ (t.m)	$M_Q$ (t.m)	$M_{F_{SH}}$ (t.m)
$P_t = 1,915$	$1,52/3=0,506$	0,969	/	/
$P_q = 1,259$	$1,52/2=0,76$	/	0,957	/
$F_{SH} = 0,713$	0,76	/	/	0,542
$\Sigma =$		0,969	0,957	0,542
$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,6M_Q$ (CN)		<b>2,839</b>		
$M_{ELU} = M_G + 0,6M_Q + M_{F_{SH}}$ (CS)		<b>2,085</b>		
$M_{ELS} = M_G + 1,2M_Q$		<b>2,117</b>		

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à 2,7 m.

$$M_{ELU} = 2,839 / 2,7 = 1,051 \text{ tm/m}$$

$$M_{ELS} = 2,117 / 2,7 = 0,784 \text{ t m/m}$$

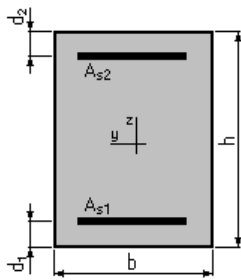
• **Ferraillage :**

$$b_0 = 1\text{m}, d = 0,5\text{m}, d' = 0,05$$

**a) Hypothèses :**

- Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)                      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)
- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

**b) Section :**



- $b = 100,0$  (cm)
- $h = 50,0$  (cm)
- $d_1 = 5,0$  (cm)
- $d_2 = 5,0$  (cm)

**c) Moments appliqués :**

	$M_{max}$ (T*m)	$M_{min}$ (T*m)
État Limite Ultime (fondamental)	1,05	0,00
État Limite de Service	0,78	0,00
État Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**d) Résultats :**

Section théorique	$A_{s1} = 4,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s_{min}} = 4,6$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Donc : on prend la section des armatures maximales :  $A_s = 4,6 \text{ cm}^2$

On remarque que la section verticale prédéterminée ( $7,7 \text{ cm}^2$ ) est supérieure à ( $A_s = 4,6 \text{ cm}^2$ ) calculée. Donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

**1.1.1 Effort tranchant :**

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(1,915t) + 1,6(1,259t) = 4.599 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{4.599}{2.70} = 1.70 \text{ t/ml}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{1.70 \times 10^{-2}}{0,5 \times 1,00} = 0,034 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$



$\tau_U = 0,034 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$  On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

### 1.1.2 Ferrailage de l'autre face du mur (constructive) :

#### A- Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{18,85}{10} = 1,885 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5 \text{ HA } 12/\text{m} \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm } (5,65 \text{ cm}^2)$$

#### B- Ferrailage vertical :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{7,7}{2} = 3,85 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5 \text{ HA } 12/\text{m} \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm } (5,65 \text{ cm}^2)$$

### 1.1.3 Schéma de ferrailage :

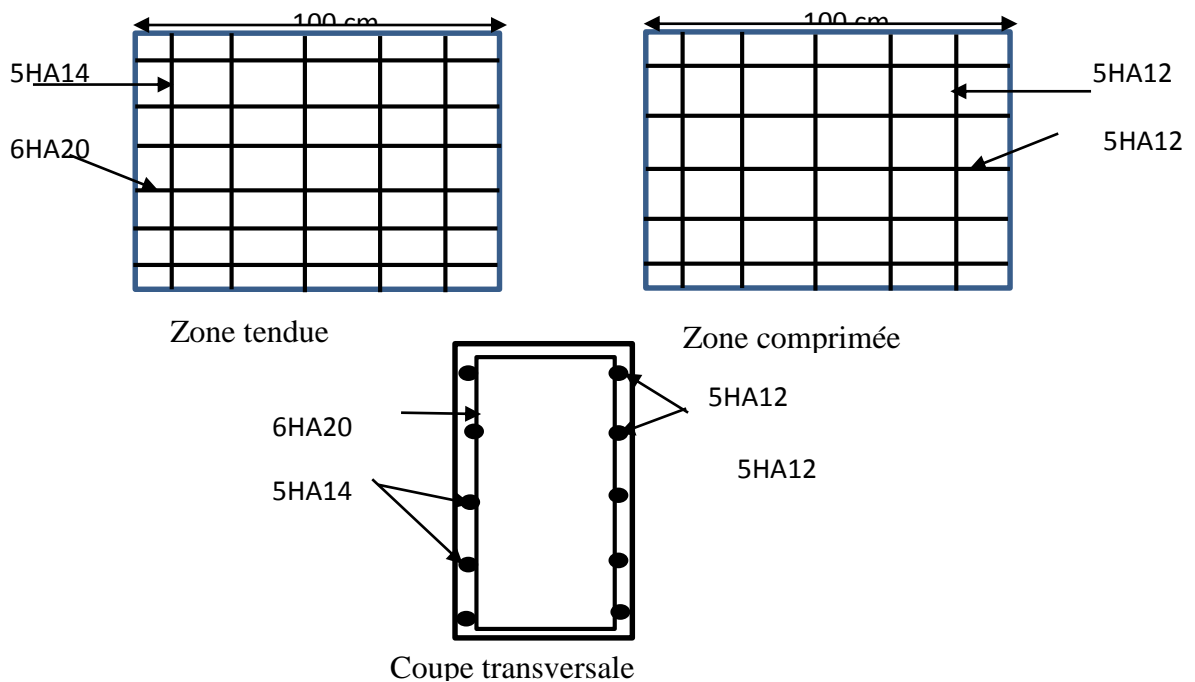


Figure5-5: Schéma de Ferrailage du mur en retour

### 5.5.5.Mur frontal :

#### 5.5.5.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal :

Il est encastré dans la semelle et travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

#### A- Forces horizontales :

- La poussée des terres.
- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- La surcharge  $Q = 1\text{t}/\text{m}^2$ .
- Effet sismique  $F = 0,12G(\text{Tablier}+\text{Culée})$ .

**B- Forces verticales :**

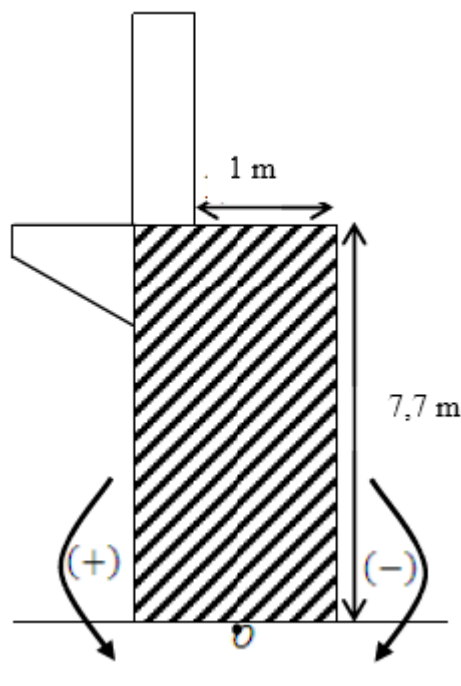
- Poids du tablier.
- Poids des éléments de la culée.
- Poids due aux surcharges.

**Remarque :**

- Pour les signes des moments par rapport au point *O*.

(-) : Moment stabilisateur ;

(+) : Moment de renversement



**5.5.5.2 Calcul des sollicitations :**

Désignation		Poids(t)	Fh(t)	Fv(t)	H(m)	V(m)	Ms(t,m)	Mr(t,m)
Mur garde grève	CN	11,286	0	11,286	0,5	8,46	5,643	0,000
	SH	11,286	1,354	11,286	0,5	8,46	5,643	11,455
	SH+SV1	11,286	1,354	10,879	0,5	8,46	5,440	11,455
	SH+SV2	11,286	1,354	11,692	0,5	8,46	5,846	11,455
Corbeau	CN	3	0	3	0,78	8,05	2,340	0,000
	SH	3	0,36	3	0,78	8,05	2,340	2,898
	SH+SV1	3	0,36	2,892	0,78	8,05	2,256	2,898
	SH+SV2	3	0,36	3,108	0,78	8,05	2,424	2,898

Mur en retour	CN	62,1	0	62,1	2	4,61	124,200	0,000
	SH	62,1	7,452	62,1	2	4,61	124,200	34,354
	SH+SV1	62,1	7,452	59,86	2	4,61	119,720	34,354
	SH+SV2	62,1	7,452	64,335	2	4,61	128,670	34,354
Mur frontal	CN	247,7	0	247,7	0	3,85	0,000	0,000
	SH	247,7	29,724	247,7	0	3,85	0,000	114,437
	SH+SV1	247,7	29,724	238,782	0	3,85	0,000	114,437
	SH+SV2	247,7	29,724	248,736	0	3,85	0,000	114,437
Total culée à vide	CN	521,04	0	521,04	/	/	132,183	0,000
	SH	521,04	62,52	521,04	/	/	132,183	163,144
	SH+SV1	521,04	62,52	502,28	/	/	127,415	163,144
	SH+SV2	521,04	62,52	539,8	/	/	136,940	163,144
Dalle de transition	CN	28,875	0	28,875	0,8	8,3	23,100	0,000
	SH	28,875	3,465	28,875	0,8	8,3	23,100	28,760
	SH+SV1	28,875	3,465	27,835	0,8	8,3	22,268	28,760
	SH+SV2	28,875	3,465	29,914	0,8	8,3	23,931	28,760
Remblais sur la dalle de transitions	CN	35,42	0	35,42	0,8	8,3	28,336	0,000
	SH	35,42	4,25	35,42	0,8	8,3	28,336	35,275
	SH+SV1	35,42	4,25	34,144	0,8	8,3	27,315	35,275
	SH+SV2	35,42	4,25	36,695	0,8	8,3	29,356	35,275
Remblais sur la semelle	CN	370,62	0	370,62	2	3,55	741,240	0,000
	SH	370,62	44,474	370,62	2	3,55	741,240	157,883
	SH+SV1	370,62	44,474	357,277	2	3,55	714,554	157,883
	SH+SV2	370,62	44,474	383,962	2	3,55	767,924	157,883
La surcharge Q (t/m <sup>2</sup> )	CN	19,25	0	19,25	0,8	8,3	15,400	0,000
	SH	19,25	2,31	19,25	0,8	8,3	15,400	19,173
	SH+SV1	19,25	2,31	18,557	0,8	8,3	14,846	19,173
	SH+SV2	19,25	2,31	19,943	0,8	8,3	15,954	19,173
Total culée + remblais	CN	975,21	0	975,21	/	/	940,259	0,000
	SH	975,21	117,02	975,21	/	/	940,259	404,234
	SH+SV1	975,21	117,02	940,1	/	/	906,398	404,234
	SH+SV2	975,21	117,02	1010,31	/	/	974,106	404,234

### 5.5.5.2 Les sollicitations dues aux terres et la surcharge :

Désignation		K	FH	V	V(m)	Mr=F <sub>H</sub> ×V
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	0,307	258,366	1/3×9,22	3,073	793,95872
	SH	0,381	320,643	1/3×9,22	3,073	985,33594
	SH+SV1	0,371	312,227	1/3×9,22	3,073	959,47357
	SH+SV2	0,392	329,3	1/3×9,22	3,073	1011,9389
	CN	0,307	28,022	1/2×9,22	4,61	129,18142
	SH	0,381	34,776	1/2×9,22	4,61	160,31736

Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	SH+SV1	0,371	33,864	1/2×9,22	4,61	156,11304
	SH+SV2	0,392	35,78	1/2×9,22	4,61	164,9458
Total	CN	0,307	286,388	/	/	923,140138
	SH	0,381	355,419	/	/	1145,6533
	SH+SV1	0,371	346,091	/	/	1115,58661
	SH+SV2	0,392	365,08	/	/	1176,8847

### 5.5.5.3 Les sollicitations dues au tablier :

Désignation		Réaction	F <sub>h</sub> = ε <sub>H</sub> *P	F <sub>v</sub> =(1 ε <sub>V</sub> )*P	H(m)	V(m)	M <sub>s</sub> =F <sub>v</sub> ×H	M <sub>r</sub> =F <sub>h</sub> ×V
Charge permanente	CN	156,41	0	156,41	0,2	7,85	31,282	0,000
	SH	156,41	18,77	156,41	0,2	7,85	31,282	147,345
	SH+SV1	156,41	18,77	150,78	0,2	7,85	30,156	147,345
	SH+SV2	156,41	18,77	162,04	0,2	7,85	32,408	147,345
Surcharge (D240)	CN	128,4	15,41	128,4	0,2	7,85	25,68	120,969
	SH	128,4	15,41	128,4	0,2	7,85	25,68	120,969
	SH+SV1	128,4	15,41	123,77	0,2	7,85	24,754	120,969
	SH+SV2	128,4	15,41	133,02	0,2	7,85	26,604	120,969

### 5.5.5.4 Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,flt} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

**G** : Module d'élasticité transversale, Pour les ponts routiers :  $G = 80 \text{ t/m}^2$ .

**T** : L'épaisseur totale de l'élastomère. **T = 4** (Chapitre d'équipement)

**a et b** : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 25 cm**, **b = 30 cm**

**Δr, ΔT** : sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{3 \times 10^{-4} \times 20}{2} = 0,003 \text{ m} = 0,3 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 10^{-4} \times 20 = 0,002 \text{ m} = 0,2 \text{ cm}$$

$$H_r = 80 \times 0,25 \times 0,30 \times 0,003 / 0,04 = \mathbf{0,45 \text{ t}}$$

$$H_T = 0,3t$$

$$H_r = 0,45 + 0,3 = 0,75t/1 \text{ appareil}$$

$$\Rightarrow H_r = 0,75 \times 7 = 5,25t$$

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_r(t.m)$
<b>B<sub>c</sub></b>	15	7,85	117,75
<b>T+F+R</b>	5,6	7,85	43,96

**A- Les charges permanentes :**

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	258,366	1112,37	956,141	793,959
SH	454,123	1112,37	956,141	1517,742
SH+SV1	445,707	1072,323	921,708	1491,879
SH+SV2	462,78	1152,407	990,559	1544,345

**B- Les surcharges :**

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_r(t.m)$
CN	58,432	147,65	41,080	367,900
SH	67,496	147,65	41,080	418,209
SH+SV1	66,584	142,327	39,600	414,005
SH+SV2	68,5	152,963	42,558	422,837

C- R+F+T :

	FH(t)	V(m)	(t. m)
T+R	5.6	7,85	43,96

1.1.4 Combinaisons :

CN : ELU : 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS : G + 1,2Q + 0,6T

CS : G + Q + 0,6T

- Condition normale :

Etat	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>R</sub> (t. m)
ELU	446,765	1737,940	1356,518	1695,652
ELS	342,721	1289,550	1005,437	1322,185

- Condition sismique :

Etat	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>R</sub> (t. m)
SH	524,979	1260,02	997,221	1962,326
SH+SV1	515,651	1214,65	961,308	1932,260
SH+SV2	534,64	1305,37	1033,118	1993,558

5.5.5.6 Calcul du ferrailage :

A- Vérification du flambement de mur :

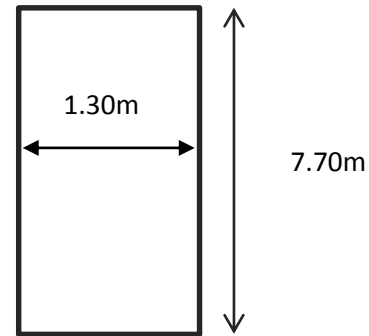
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } l_f = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 7,70 = 5,444 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec : } B = 1,30 \times 7,70 = 10,01 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,30 \times 7,7^3}{12} = 49,457 \text{ m}^4$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{49,457}{10,01}} = 2,222$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{5,444}{2,222} = 2,450 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations ( $M_U^*$ ;  $N_U^*$ ) .

### B- Calcul de ferrailage vertical :

$$N_u = \frac{17,3794}{10,01} = 1,736 \text{ MN/ml} ; \quad N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00098$$

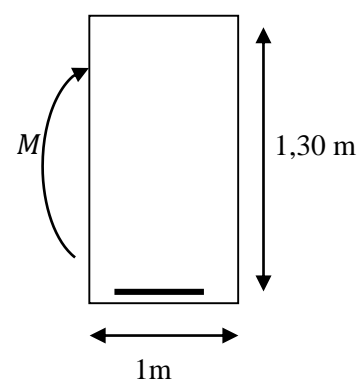
$$N_U^* = 1,736 \times 1,00098 = 1,737 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{339,134}{173,794} = 1,951 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,030\text{m}$$

$$M_U^* = 1,737 \times (1,951 + 0,030) = 3,44 \text{ MN} \cdot \text{m/ml}$$



Après le calcul (avec **EXPERT**) on trouve que **AS** = 12.35 cm<sup>2</sup> section entièrement comprimée

Donc on prend la section minimale :

**C- Section minimale  $A_{S\ min}$  :**

$$A_{S\ min} = 0,23. a. b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 130 \times 100 \times \frac{2,10}{500} = \mathbf{12,55\text{cm}^2}$$

**Soit : 4 HA 20 (12.57cm) ;  $S_t = 20\text{ cm}$**

**D- Ferrailage horizontal :**(dû à l'effort tranchant) k8

$$H_U = \frac{534,64}{7,70} = 69,433\text{ t/ml}$$

$\alpha = 90^\circ$  (les armatures perpendiculaires aux armatures principales ) et  $K = 0$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K). b_0}{0,8. f_e. (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U. b_0}{0,8f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b. d} = \frac{69,433 \times 10^{-2}}{1 \times 1.15} = 0,603\text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7\text{Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00150\text{ m}$$

$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}. \Rightarrow$  On fixe :  **$S_t = 20\text{ cm}$** .

$A_t > 5,6\text{ cm}^2$ .

**E- Vérification du pourcentage :**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_U}{2}; 0,4\text{Mpa}\right). b_0}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,603\text{cm}$$

On fixe :  **$S_t = 20\text{ cm}$** .Donc :

$A_t > 1,20\text{cm}^2$ .On adopte une section vérifiant les deux conditions. **$A_t = 12,71\text{ cm}^2$**

**Soit : 5 HA 20 avec : $S_t = 20\text{ cm}$**

**F- Armatures à droite :**

Dans le sens vertical :

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{12,57}{3} = \mathbf{4,19\text{ cm}^2}$$
 , Soit : **4HA12 Avec : $S_t = 20\text{ cm}$**



Dans le sens horizontal :

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{12.71}{2} = 6,3 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } 4 \text{ HA } 16, \text{ Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

1.1.5 Schéma de ferrailage :

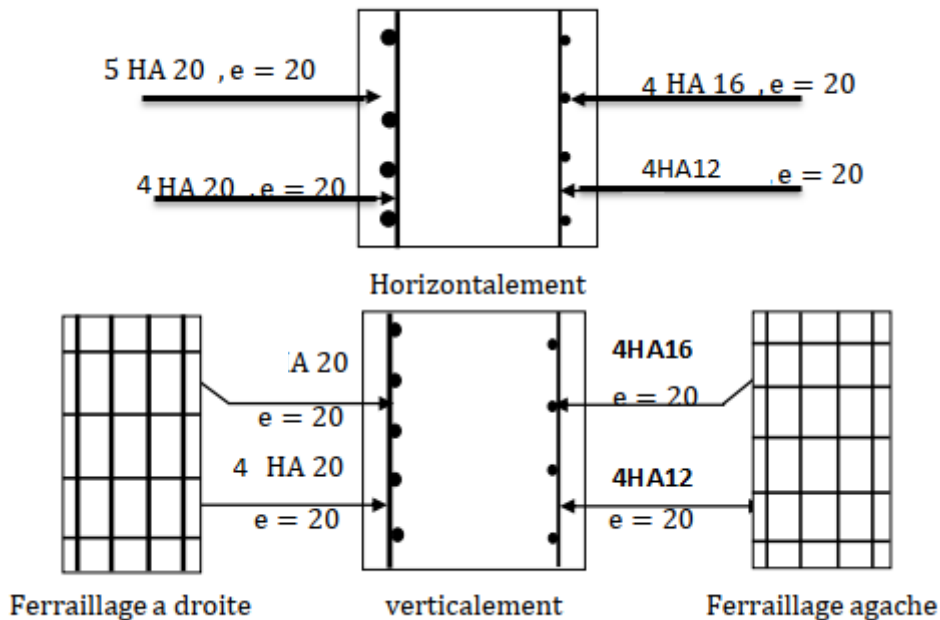


Figure5-6 : de ferrailage de mur frontal

5.6. Étude de ferrailage de la semelle sous culée :

5.6.1. Les sollicitations :

Désignation		Poids(t)	Fh(t)	Fv (t)	H(m)	V(m)	Ms=Fv*h	Mr=Fh*V
Mur garde grève	CN	11,286	0	11,286	0,93	9,76	10,496	0
	SH	11,286	1,354	11,286	0,93	9,76	10,496	13,215
	SH+SV1	11,286	1,354	10,879	0,93	9,76	10,117	13,215
	SH+SV2	11,286	1,354	11,692	0,93	9,76	10,874	13,215
Corbeau	CN	3	0	3	1,21	9,35	3,63	0
	SH	3	0,36	3	1,21	9,35	3,63	3,366
	SH+SV1	3	0,36	2,892	1,21	9,35	3,4993	3,366
	SH+SV2	3	0,36	3,108	1,21	9,35	3,7607	3,366
Mur en retour	CN	62,1	0	62,1	2,43	5,91	150,9	0
	SH	62,1	7,452	62,1	2,43	5,91	150,9	44,041
	SH+SV1	62,1	7,452	59,86	2,43	5,91	145,46	44,041

	SH+SV2	62,1	7,452	64,335	2,43	5,91	156,33	44,041
Mur frontal	CN	247,7	0	247,7	0,43	5,15	106,51	0
	SH	247,7	29,724	247,7	0,43	5,15	106,51	153,08
	SH+SV1	247,7	29,724	238,782	0,43	5,15	102,68	153,08
	SH+SV2	247,7	29,724	248,736	0,43	5,15	106,96	153,08
Total culée à vide	CN	521,04	0	521,04	/	/	271,54	0
	SH	521,04	62,52	521,04	/	/	271,54	213,7
	SH+SV1	521,04	62,52	502,28	/	/	261,75	213,7
	SH+SV2	521,04	62,52	539,8	/	/	277,92	213,7
Dalle de transition	CN	28,875	0	28,875	1,23	9,6	35,516	0
	SH	28,875	3,465	28,875	1,23	9,6	35,516	33,264
	SH+SV1	28,875	3,465	27,835	1,23	9,6	34,237	33,264
	SH+SV2	28,875	3,465	29,914	1,23	9,6	36,794	33,264
Remblais sur la dalle de transitions	CN	35,42	0	35,42	1,23	9,6	43,567	0
	SH	35,42	4,25	35,42	1,23	9,6	43,567	40,8
	SH+SV1	35,42	4,25	34,144	1,23	9,6	41,997	40,8
	SH+SV2	35,42	4,25	36,695	1,23	9,6	45,135	40,8
Remblais sur la semelle	CN	370,62	0	370,62	2,43	4,85	900,61	0
	SH	370,62	44,474	370,62	2,43	4,85	900,61	215,7
	SH+SV1	370,62	44,474	357,277	2,43	4,85	868,18	215,7
	SH+SV2	370,62	44,474	383,962	2,43	4,85	933,03	215,7
La surcharge Q (t/m <sup>2</sup> )	CN	19,25	0	19,25	1,23	9,6	23,678	0
	SH	19,25	2,31	19,25	1,23	9,6	23,678	22,176
	SH+SV1	19,25	2,31	18,557	1,23	9,6	22,825	22,176
	SH+SV2	19,25	2,31	19,943	1,23	9,6	24,53	22,176
Total culée + remblais	CN	975,21	0	975,21	/	/	1003,4	0
	SH	975,21	117,02	975,21	/	/	1003,4	311,94
	SH+SV1	975,21	117,02	940,1	/	/	967,24	311,94
	SH+SV2	975,21	117,02	1010,31	/	/	1039,5	311,94

➤ **Poussée dues aux terres et surcharges :**

Désignation		K	FH	V	V(m)	Mr=FH*V
Poussée du terre sur mur MGG et MF	CN	0,307	258,366	1/3*9,22+1,3	4,37	1129,059
	SH	0,381	320,643	1/3*9,22+1,3	4,37	1401,21
	SH+SV1	0,371	312,227	1/3*9,22+1,3	4,37	1364,432
	SH+SV2	0,392	329,3	1/3*9,22+1,3	4,37	1439,041
	CN	41,0647	28,022	1/2*9,22+1,3	5,91	165,61

Poussée due au surcharge sur mur MGG et MF	SH	67,259	34,776	1/2*9,22+1,3	5,91	205,5262
	SH+SV1	64,1051	33,864	1/2*9,22+1,3	5,91	200,1362
	SH+SV2	70,6007	34,78	1/2*9,22+1,3	5,91	205,5498
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,307	5,24	1/3*1,3	0,43	2,2532
	SH	0,381	6,503	1/3*1,3	0,43	2,79629
	SH+SV1	0,371	6,332	1/3*1,3	0,43	2,72276
	SH+SV2	0,392	6,691	1/3*1,3	0,43	2,87713
Surcharge sur la semelle	CN	41,0647	4,03	1/2*1,3	0,65	2,6195
	SH	67,259	5,00253	1/2*1,3	0,65	3,251645
	SH+SV1	64,1051	4,87123	1/2*1,3	0,65	3,1663
	SH+SV2	70,6007	5,14696	1/2*1,3	0,65	3,345524

### 5.6.2. Les sollicitations :

➤ Les sollicitations dues au tablier :

La Réaction maximale due aux charges permanentes est :  $R_{\max} = 156,4 \text{ t}$

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 :  $R_{\max} = 128,4 \text{ t}$

Désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H * P$	$F_v = (1 \epsilon_v) * P$	H(m)	V(m)	$M_s = F_v * H$	$M_r = F_h * V$
Charge permanente	CN	156,41	0	156,41	0,6	9,05	93,846	0
	SH	156,41	18,77	156,41	0,6	9,05	93,846	169,8685
	SH+SV1	156,41	18,77	150,78	0,6	9,05	90,468	169,8685
	SH+SV2	156,41	18,77	162,04	0,6	9,05	97,224	169,8685
Surcharge (D240)	CN	128,4	0	128,4	0,6	9,05	77,04	0
	SH	128,4	15,41	128,4	0,6	9,05	77,04	139,4605
	SH+SV1	128,4	15,41	123,77	0,6	9,05	74,262	139,4605
	SH+SV2	128,4	15,41	133,02	0,6	9,05	79,812	139,4605

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, retrait :

	$F_H(t)$	V(m)	$M_r(t.m)$
$B_c$	15	9,05	135,75
T+F+R	5.6	9,05	50,68

Désignation		Fh(t)	Fv(t)	H(m)	V(m)	Ms=Fv*H	Mr=Fh*V
Total culée +remblais	CN	0	975,21	/	/	1003,4	0
	SH+SV2		117,02	/	/	1003,4	311,94
Poids permanant de tablier	CN	0	156,41	0,63	9,15	98,5383	0
	SH+SV2	18,77	156,41	0,63	9,15	98,5383	171,7455
Poussée de la terre sur MGC et MF	CN	258,366	/	/	4,6	/	1188,4836
	SH+SV2	320,643	/	/	4,6	/	1474,9578
Poussée de la terre sur la semelle	CN	5,24	/	/	0,4	/	2,096
	SH+SV2	6,691	/	/	0,4	/	2,6764
Surcharge Q	CN	0	19,25	1,2	9,5	23,1	0
	SH+SV2	2,31	19,25	1,2	9,5	E23,1	21,945
SurchargeD240	CN	0	128,4	0,63	9,15	80,892	0
	SH+SV2	15,41	128,4	0,63	9,15	80,892	141,0015
Poussée de la surcharge sur MGC et MF	CN	28,022	/	/	6,3	/	176,538
	SH+SV2	34,776	/	/	6,3	/	219,088
Poussée de la surcharge sur la semelle	CN	4,03	/	/	0,63	/	2,538
	SH+SV2	5,146	/	/	0,63	/	3,24198
effort de ferinage Bc	CN	15	/	/	9,15	/	137,25
	SH+SV2	15	/	/	9,15	/	137,25
R+F+T	CN	5,6	/	/	9,15	/	51,24
	SH+SV2	5,6	/	/	9,15	/	51,24

❖ Tableau récapitulatif :

➤ Les charges permanentes:

	F <sub>H</sub> (t)	F <sub>V</sub> (t)	M <sub>S</sub> (t. m)	M <sub>R</sub> (t. m)
CN	263.606	1131.62	1101.93	1190.57
SH+SV2	327.334	273.43	1101.93	1477.63

## ➤ Les surcharges :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	47.052	147.65	103.992	316.326
SH+SV2	54.922	147.65	103.992	359.579

## ➤ R+ T :

	$F_H(t)$	$V(m)$	$(t.m)$
T+R	5.6	9,15	51,24

**Combinaisons :**

CN : ELU :  $1,35G + 1,6Q + 0,8T$

ELS :  $G + 1,2Q + 0,6T$

CS :  $G + Q + 0,6T$

**Condition normale :**

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
ELU	435.63	1527.68	1653.99	2113.39
ELS	323.42	605.37	1653.99	2570.12

**Condition sismique :**

Etat	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
SH+SV1	385.616	421.08	1205.92	1837.20

**Combinaisons** : Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Avec :  $M_{nette} = M_{FH} - M_{FV}$

		$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_{nette} \text{ t. m}$
<b>E. L. S</b>	<b>CN</b>	323.42	605.37	916.13
<b>E. L. U</b>	<b>CN</b>	435.63	1527.68	459.4
	<b>CS</b>	385.616	421.08	631.28

❖ **Vérification des contraintes :**

La contrainte admissible du sol est supposée égale à :  $\sigma_{sol} = 30 \text{ t/m}^2$  et on vérifie que :  $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$  **Tel que :**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A.B} \left(1 - \frac{6.e_0}{B}\right)$$

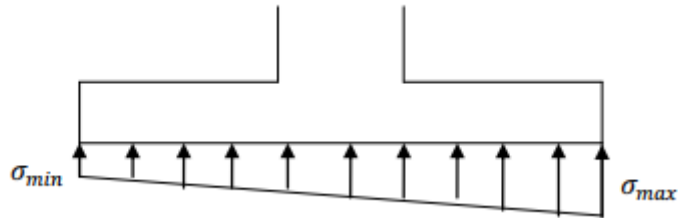
$$\sigma_{ref} = \frac{N}{A.B} \left(1 - \frac{3.e_0}{B}\right)$$

B : Largeur semelle 6 m ; A : longueur semelle 1 m.

	$N(t/ml)$	$M_{nette}(t.m/ml)$	e (m)	$\sigma_{ref} (t/m^2)$	$\sigma_{min} (t/m^2)$	$\sigma_{max} (t/m^2)$
<b>CN (ELS)</b>	605.37	916.13	1,513	17,548	-5,128	25,107
<b>CN(ELU)</b>	1527.68	459.4	0,301	29,000	17,628	32,790
<b>CS</b>	421.08	631.28	1,499	12,157	-3,469	17,366

Conditions normale :

$e_0 = 1,513m < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1.m \Rightarrow C. A. D$  le diagramme des contraintes est trapézoïdal.



Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

Conditions sismique :

$e_0 = 1,499m < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1.m \Rightarrow C. A. D$  Le diagramme des contraintes est triangulaire.

$$\frac{x}{3} = \left(\frac{B}{2} - e_0\right) \Rightarrow X = 3\left(\frac{6}{2} - 1.499\right)$$

$$X = 4,503m.$$

$$\sigma = AX + B.$$

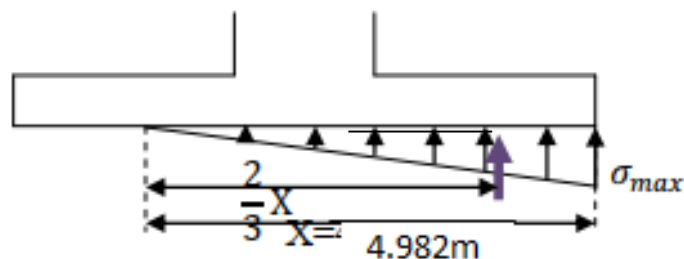
$$\sigma = 0 \quad X = 0$$

$$\sigma = 17,366 \text{ t/m}^2$$

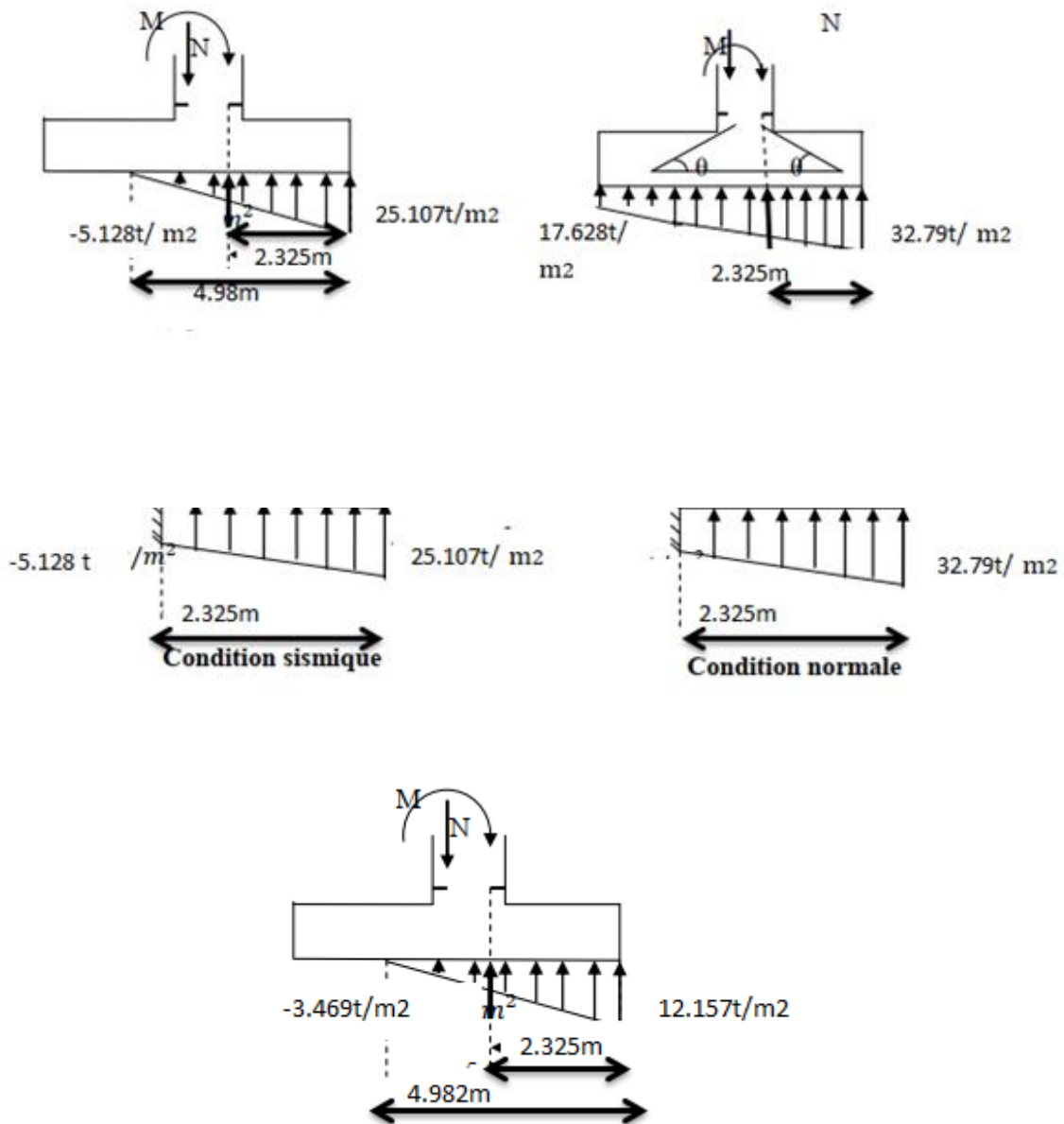
$$A = \frac{17.366}{4.503} = 3.85$$

$$\text{et } B = 0.$$

Pour:  $X = 3,59m. \sigma = 3,85 \times 3,59 = 13,82 \text{ t/m}^2 < \sigma_{sol} = 30 \text{ t/m}^2$



Le diagramme des contraintes est triangulaire



Condition normale :

- ELS :

$$M_1 = 13.39 \times (2.325 \times 1) \times \frac{2.325}{2} = 36.19 \text{ t.m}$$

$$M_2 = (11.717 \times \frac{2.325}{2} \times 1) \times \frac{2}{3} \times 2.325 = 21.112 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = M_1 + M_2 = 57.30 \text{ t.m}$$

- ELU :

CN :

$$M_1 = (9.286 \times 2.325) \times \frac{2.325}{2} = 25.090 \text{ tm}$$



$$M2 = (32.70 - 9.286 \frac{2.325}{2} \times 1) \frac{2}{3} \times 2.325 = 42.351 \text{ tm}$$

$$Mu = M1 + M2 = 67.44 \text{ t.m}$$

**Condition sismique :**

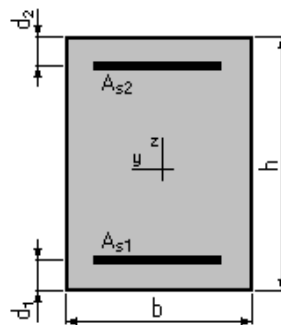
$$M1 = (5.673 \times 2.325 \times 1) = 13.189 \text{ t.m}$$

$$M2 = (5.673 \times \frac{2.325}{2} \times 1) \frac{2}{3} \times 2.325 = 10.282 \text{ t.m}$$

$$MU = M1 + M2 = 23.411 \text{ t.M}$$

La condition normale est plus importante ; le calcul par Robot donne la section suivante :

- $Mu = 67,440 \text{ tm}$  ;  $Ms = 57,300 \text{ tm}$
- Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$       Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$
- Fissuration préjudiciable
- Section:



$$b = 100,00 \text{ (cm)} ; h = 130,00 \text{ (cm)} ; d_1 = 5,00 \text{ (cm)} ; d_2 = 5,00 \text{ (cm)}$$

- Sections d'Acier :
  - Section théorique  $A_{s1} = 19,22 \text{ (cm}^2)$       Section théorique  $A_{s2} = 0,00 \text{ (cm}^2)$
  - Section minimum  $A_s \text{ min} = 12,50 \text{ (cm}^2)$

D'après RPOA; Si  $A_s$  n'atteint pas la section minimale l'en prend :

$$A_s = 0,25\% \times A_b = 32.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5HA32 = 40,21 \text{ cm}^2.$$

**Nappe supérieure :**

$$A_s = 0,1\% \times A_b = 12.50 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 5HA20 = 15.71 \text{ cm}^2.$$

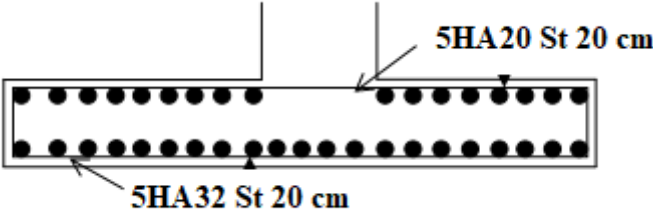


Figure – 5-7-: Schéma de ferrailage de la semelle sous

---

# Conclusion

---

### **Conclusion :**

L'étude d'un ouvrage d'art est très complexe, elle fait appel à des connaissances approfondies dans plusieurs domaines dont ; la géotechnique, la résistance des matériaux, le béton armé, le béton précontraint, ...etc.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances théoriques acquises au cours de notre formation. Elle nous a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul et de dimensionnement des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen pour faciliter le calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

En général, l'étude d'un ouvrage d'art met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique de modélisation.

---

# Bibliographie

---



# *Bibliographie*

- + Projet et conception des ponts : Jean-Armand CALGARO
- + Conception des ponts : Anne BERNARD-GELY et Jean-Armand CALGARO
- + RPOA
- + Document de SETRA
- + Tableaux de Guyon Massonnet.
- + Cours de 3<sup>ème</sup> année, master1 et master2 de pont et béton armé.
- + Fascicule 61 titre 2
- + B.A.E.L.91 : Jean PERCHAT et Jean ROUX
- + Thèses de PFE :
  - PFE de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
  - PFE de l'université de Jijel.
- + Les logiciels :
  - ROPOT
  - EXPERT
  - EXCEL