

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*  
*Faculté de Génie de la Construction*  
*Département de Génie Civil*



# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de Master II en Génie Civil*  
*Option: Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)*

## THEME

*Étude et dimensionnement d'un pont en béton précontraint  
construit par encorbellements successifs*



### Réalisé par :

✚ Nait Abderrahmane Azouaou  
✚ SAIM Brahim

### Encadré par :

Mr. KACHI Mohand said

Promotion 2015-2016

## ***REMERCIEMENTS***

En premier lieu nous tenons à remercier dieux pour nous avoir donné la capacité et le pouvoir d'aller au bout de nos études et réaliser ce mémoire de fin d'étude.

Un grand merci pour Mr KACHI MouhandSaid pour avoir accepté de nous encadrer sur ce projet, pour les orientations et conseils qu'il nous a prodigué tout au long de ce travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous nos amis qui nous ont soutenus et qui nous ont apporté leur aide.

**AZOUAOU et BRAHIM**

---

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents

A mes frères et sœurs

A toute ma famille

A tous mes amis

brahim

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents

A mes deux petits frangins

A toute ma famille

A tous mes amis

A tous les militants de bonnes causes

Azouaou

# Sommaire

Introduction générale .....	01
<b>Chapitre I : présentation de projet</b>	
I.1. Présentation de la pénétrante .....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage .....	02
I.3. Les exigences fonctionnelles .....	02
I.3.1. Les données relatives à la voie .....	03
I.3.2. Les exigences naturelles ... ..	04
<b>Chapitre II : proposition des variantes</b>	
II-1- Le choix du type d'ouvrage .....	07
II-2 - Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage .....	07
II-3- conception du tablier : .....	07
II-3-1 - Variante N°01 .....	07
Introduction : .....	07
II-3-1-1 - Forme de la section transversale .....	08
II-3-1-2 – Les avantages et inconvénient .....	08
II-3-2 - Variante N°02 .....	09
Introduction .....	09
II-3-2-2 - Les avantages et les inconvénients : .....	09
II-3-3- Variante N°03 .....	09
Introduction .....	09
II-3-3-2) - Forme de la section transversale .....	10
II-3-3-3 - Les avantages et les inconvénients .....	10
II-4– Variante retenue .....	11
Conclusion .....	11
<b><u>Chapitre III : caractéristique des matériaux</u></b>	

III.1. Le Béton .....	12
III.1.2. Dosage .....	12
III.1.3. Densité .....	12
III.1.4. Résistance caractéristique a la compression .....	12
III.1.5. Résistance caractéristique à la traction.....	13
III.1.6. Contrainte de calcul à l'état limite ultime .....	13
III.1.7. Contraintes de calcul à l'état limite de service (ELS) .....	14
III.1.8. Coefficient de poisson .....	14
III.1.9. Le module de déformation longitudinale du béton.....	14
III.1.10. Module de déformation transversal du béton .....	14
III.2. Les aciers .....	15
III.2.1. Les aciers passifs .....	15
III.2.2. Les aciers actifs.....	16
III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles .....	16
III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques .....	16
<b><u>Chapitre IV : pré-dimensionnement</u></b>	
IV.1. pré-dimensionnement de la structure longitudinale.....	18
IV.1.1. Coupe longitudinale de l'ouvrage .....	18
IV.1.2. Répartition des travées.....	18
IV.1.3. Hauteur des voussoirs .....	18
IV.1.4. Découpage en voussoirs .....	19
IV. 4.1. voussoirs courant .....	19
IV.4.2. voussoirs sur pile .....	19
IV.4.3. Voussoirs de clavage .....	19
IV.2. pré-dimensionnement de la section transversale .....	20
VI.2.1. coupe transversale .....	21
IV.2.2. Epaisseur de l'âme .....	21

IV.2.3.L'inclinaison des âmes .....	22
IV.2.4. Epaisseur de l'hourdie supérieur .....	22
IV.3. Caractéristiques géométriques .....	25
IV.3.1. Section sur pile .....	26
IV.3.2.Section a la clé .....	28
IV.4. loi de variation des différents paramètres géométriques .....	29
IV.4.1.loi de variation de la hauteur .....	29
IV.4.2. loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inferieur .....	31
4.3. loi de variation de la section .....	31
IV.4.4.Loi de variation du centre de gravité de la section .....	31
IV.4.5. loi de variation de l'inertie .....	31
IV.5 Caractéristiques géométriques du caisson sur pile .....	32

## **Chapitre V : charges et surcharges**

Introduction .....	35
V.1. Caractéristique du pont.....	35
V.2. Evaluation des charges et surcharges .....	36
V.2.1. Les charge hors trafic.....	36
V.2.1.1. Les charges permanentes (CP).....	36
V.2.2.Les charges dues au trafic .....	38
V.2.2.1. Charges routières .....	38
V.2.3. Charges sur les trottoirs .....	48
V.2.4. Effet du vent .....	49
V.2.5. Effet du gradient thermique.....	49
V.2.6. Le séisme .....	49
V.3.Combinaisons de charges.....	50

## **Chapitre VI : Etudes longitudinale**

Introduction .....	52
--------------------	----

VI-1. Phases de construction .....	52
VI.2. charge applique au fléau en phase de construction .....	53
VI.2.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique .....	54
VI.2.2. Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau .....	55
VI.2.3. Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique .....	55
V.2.4. le vent .....	57
VI.3. étude de la stabilité des fléaux .....	58
VI.4. les combinaisons des charges .....	59
VI.4.1. situation durable .....	59
VI.4.2. Situation accidentelle.....	60
VI.5. phase de service.....	62
VI.5.1. Présentation du logiciel .....	62
VI.5.2. Modélisation .....	62
VI.5.3. Combinaisons de calcul.....	63
VI .5.4 . Résultats .....	64

## **Chapitre VII :Etudes de la précontrainte**

Introduction .....	66
VII.1.Etude de la précontrainte de fléau .....	66
VII.1.1.détermination les efforts de précontrainte et le schéma de câblage .....	66
VII.1.2. description des câbles .....	69
VII.1.3 Etude du tracé des câbles en élévation.....	69
VII.1.4 : Calcul des pertes de tension de précontrainte .....	72
VII.2.1.les perte de tension instantanée.....	72
VII.2.1.1. Perte par frottement.....	72
VII.2.1.2. Pertes dues aux recule d'ancrages .....	73
VII.2.1.3-Perte de tension due au raccourcissement élastique du béton.....	74
VII.2.2. Les pertes différées.....	75

VII.2.2.1. Pertes dues au retrait du béton.....	76
VII.2.2.2 Pertes dus au fluage du béton .....	76
VII.2.2.3 Perte par relaxation des aciers .....	76
VII.3. Etudes de La précontrainte de continuité.....	77
VII.3.1. les câbles de continuité .....	77
VII.3.2.Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée.....	77
VII.3.2.1. Câblage de la travée de rive .....	79
VII.3.2.2. Câblage de la travée intermédiaire .....	81
VII.3.2.3.Calcul des pertes de précontraintes de continuité .....	82
VII.3.4. Vérification des contraintes en phase de service .....	83

### **Chapitre VIII : Etude transversale**

Introduction .....	85
VIII.1. Modélisation .....	85
VIII.2.définition des charges .....	86
VIII.3.1. Les combinaison d'action .....	87
VIII.4.Ferraillage .....	91
VIII.4.1. Ferraillage des dalles .....	91

### **Chapitre IX : résistances aux efforts tranchant**

Introduction.....	98
IX.1.Détermination des efforts tranchants.....	98
IX.1.1Effort due a la précontrainte .....	98
IX.1.2.Effort due aux charge et surcharge .....	99
IX.1.3. Effet de RESAL .....	99
IX.2.Justification des âmes .....	101
IX-3- vérification des contraintes .....	103
IX.3.1.Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.....	103
IX.3.2.Vérification des contraintes pour la travée de rive .....	104

## **Chapitre X : Equipements de ponts**

Introduction .....	105
X.1. Les appareils d'appui .....	105
X.1.1. Appareils d'appui en élastomère fretté .....	105
X.1.2 : dimensionnement des appareils d'appui .....	106
X.1.2.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action .....	107
X.1.2.2. Compression : sous réaction verticale .....	108
X.1.2.3. Distorsion : déformation angulaire .....	108
X.1.2.4. Contrainte de cisaillement due à la rotation .....	109
X.1.3. Vérifications du dimensionnement .....	109
X.1.4. Dimensionnement des frettes .....	111
X.3 : Les joints de chaussé .....	113
X.3.1. Calcul du souffle des joints .....	113
X.3.1.1. Dilatation thermique .....	114
X.3.1.2. Retrait .....	114
X.3.1.3. Fluage .....	114
X.3.1.4. souffle sismique .....	114
X.3.2. Choix du type du joint de chaussée .....	116
X.4. Le revêtement du tablier .....	117
X.4.1. Couche d'étanchéité .....	117
X.4.2. Couche de roulement .....	117
X.5. Dispositifs retenue .....	118
X.5. 1. Les glissières.....	118
X.5.2. Le garde-corps .....	118
X.6. Corniches .....	118
X.7. Evacuation des eaux .....	118

## **Chapitre XI : Infrastructure**

### XI.1. la pile

Introduction.....119

XI.1.1. Choix du type de pile .....119

XI.1.2 : Dimensionnement et ferrailage de la pile .....119

    XI.1. 2.1. le pré-dimensionnement de la pile .....120

    XI.1.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....120

    XI.1.2.3.Armatures longitudinales .....122

    XI.1.2.4. Armatures transversales .....124

    XI.1.2.5. Vérification de la stabilité au flambement de la pile .....126

### XI.2. la semelle

Introduction .....127

XI.2.1. Choix de type de fondation .....127

XI.2.2.Dimensionnement et ferrailage de la semelle .....128

    XI.2.2.1.Le dimensionnement .....128

    XI.2.2.2.Le ferrailage .....129

XI.2.4.La vérification .....129

## **Conclusion générale**

## Liste des figures

Figure. I.1 : Tracé en plan

Figure. I.2 : Profile en long

Figure .I.3 : Profil en travers

Figure. I.4 : différentes couches du sol

Figure .II.1 : Coupe transversale du tablier

Figure .II.2 : Pont à haubans

Figure .II.3 : Pont caisson

Figure. II.4 : Les différents types des caissons

Figure. III.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Figure.III.2.Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL 91 révisé 99)

Figure III.3 : Acier actif ou toron

Figure. III.4 : diagramme contraintes-déformation des aciers de précontrainte

Figure. IV.1 : Coupe longitudinale schématique de l'ouvrage

Figure . IV. 2 : Coupe transversale schématique de l'ouvrage

Figure . IV.3 : gousset supérieur

Figure .IV.4 : gousset inferieur

Figure IV.5 : coupe de voussoir sur pile

Figure IV.6 : coupe de voussoir à la clé

Figure IV.7: coupe transversale de voussoirs sur pile divisé en forme géométrique simple

Figure IV.8: coupe transversale du voussoir a la clé divisé en forme géométrique simple

Figure IV.9 : Variation de la hauteur de la travée centrale.

Figure IV.10 : Variation de la hauteur des travées de rive

Figure IV.11: coupe transversale de voussoirs sur pile plein

Figure V.1 : Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.

Figure .V.2 : Glissière de sécurité

Figure .V.3 : Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

Figure V.4. Les dimensions de système Bc.

Figure V.5 : Les dimensions de système **Bt**.

Figure .V.6 : dimensions de l'impacte de système **Br**

Figure .V.7 : Les dimensions d'impacte du système **Mc120**.

Figure V.8 : les dimensions du système D 240

Figure. V.1 : réalisation des fléaux sur pile

Figure. VI.2 : clavage a ca clé des deux fléaux

Figure. VI.3: clavage des deux fléaux avec les culés

Figure VI.4 : schéma statique de demi-fléau

Figure VI.5 : Efforts dus au poids propre.

Figure.VI.6 : schéma statique de la surcharge répartie de chantier

Figure. VI.7 : schéma statique de la surcharge d'équipage mobile

Figure VI.8 : schéma statique de la surcharge concentré de chantier

Figure VI.9 : schéma statique de la surcharge répartie du vent

Figure VI.9 : schéma statique de la surcharge dans le cas accidentelle

Figure VI.11 : Vue en 3D du modèle de calcul.

Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant sous  $1.35G + 1.5D240$

Figure VI.13 : Diagramme des moments fléchissant sous  $G + D240$

Figure.VII.1 : disposition des câbles de fléau dans le voussoir sur pile

Figure.VII.2.disposition des câbles dans le gousset supérieur

Figure.VII.3. Trace des câbles en élévation

Figure VII.3.:Diagramme des tensions avant et après ancrage des armatures sous l'effet de recule d'encrage

FigureVII.4 : Diagramme des moments fléchissant sous la combinaison G+ D240

Figure. VIII.1 : Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.

Figure VII.2.Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural

Figure VIII.3. diagramme des moments sous  $1.35+1.6 ( Bt+ St )$

Figure VIII.3. diagramme des moments sous  $G+1.2 ( Bt+ St )$

Figure VIII.5 : diagramme des efforts tranchant sous  $G + 1.2 Bt +St$

Figure VIII.6. diagrammes des moments fléchissent sous  $1.35G + 1.6 ( Bt+St )$

Figure VIII.7 : diagramme des moments fléchissant sous  $G+1.2 (Bt+St )$

Figure VIII.8 : diagrammes des effort tranchant sous  $1.35G + 1.6( Bt+St)$

Figure. IX.1: schéma d'effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.

Figure. IX.2 : effet RESAL

Figure. IX.3 : moment statique d'une section située au dessous de G

Figure. X.1: Appareil d'appui en élastomère fretté.

Figure. X.2 : Dimension des couches d'appareil d'appui

Figure .X.3 : Joint du type Wd (souffle moyen).

Figure. X.4 : Les équipements du pont

Figure. XI.1: vue en plans de la pile 1

Figure .XI.2 : Coupe longitudinale de la pile

Figure. XI.3.schéma des efforts et diagramme du moment sur pile

Figure. XI.4 : schéma de répartition des armatures de la pile

Fig. XI.5: Abaque de Walther pour la flexion composée

Figure XI.6 : ferrailage de la pile

## Liste des tableaux

TAB.IV.1 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

TAB. IV.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir a la clé

TAB.IV.3:la variation des différents paramètres de la travée de rive et demi-travée centrale

TAB. IV.4 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile plein

TAB.V.1: Tableau de classification des ponts

TAB.V.2.Les valeurs de coefficient A1

TAB.V.3. Les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

TAB.V.4.Valeurs de coefficient bc .

TAB .V.5 : Valeurs de coefficient bt

TAB.V.6. Valeurs de S et de  $\delta$  pour les différents cas de charge **Bt**

TAB.V.7. Les valeurs de Bc.

TAB.V.8. Les valeurs S, $\delta$  et de Br en fonction de cas de chargement

TAB .V.9 : Les valeurs de S,  $\delta$ et de Mc 120.

TAB.V.10 : Les différents coefficients de majoration.

TAB.V.11 : Les déférentes combinaisons

TAB.VI.1 : La variation des efforts dans le demi-fléau en fonction de sa porté

TAB.VI.2 : Variation des efforts dans le demi-fléau cas de la situation accidentelle

TAB.VI.4 : Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU

TAB.VI.4 : Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU

TAB.VI.5 : Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

TAB.VI.6 : Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

TAB.VI.7: Combinaisons les plus défavorables.

TAB VI.8 : Les déférents cas de combinaisons de charge et surcharge

TAB.VII.1 : Nombre de câble pour chaque voussoir

TAB. VII.2 : Nombre de câble arrêtés dans chaque voussoir

TAB.VII.3: Tableau donnant les paramètres du tracé élévation des câbles de fléau

TAB.VII.4 : Résultat des pertes par frottement dans chaque câble

TAB.VII.5: Résultat des pertes par recul d'encrage dans chaque câble

Tab.VI.6. Le nombre de câble de continuité dans chaque voussoirs (travée de rive )

Tab.VI.7. Le nombre de câble de continuité dans chaque voussoir (travée intermédiaire)

TAB.VII.8: Tableau des pertes de précontrainte dans la travée de rive.

TAB.VII.9: Tableau des pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

TAB.VII.10:Vérification des contraintes dans la travée de rive sous  $M_{\min}$  et  $M_{\max}$

TAB.VII.11 : Vérification des contraintes dans la travée intermédiaire sous  $M_{\min}$  et  $M_{\max}$

TAB.VII. Les déférentes combinaisons pour l'étude transversales

TAB. IX.1 : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

TAB. IX.1 : Vérification des contraintes pour la travée de rive

TAB .X.1.Différents modèles des joints  $W_d$ .

TAB. X.2. Caractéristiques physiques des joints  $W_d$ .

TAB. XI.1: Les sollicitations maximales sur la pile.



***Introduction générale***

**Introduction :**

D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

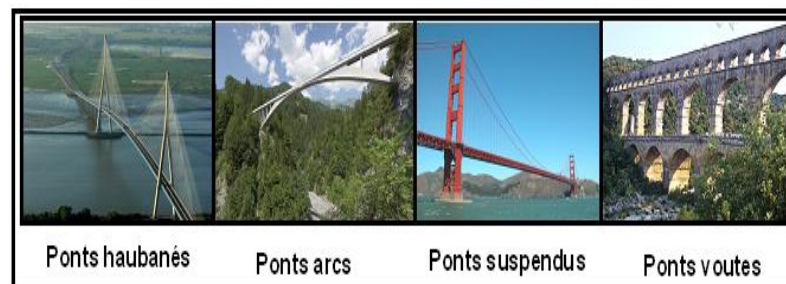
Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature de l'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsque il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si l'ouverture est de dimension respectable. En fin, certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont. En résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement en élévation construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées.

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot**: pont de petites dimension (quelque mètres).
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier.
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées.

On peut également classer les ponts selon :

- **Le matériau utilisé** (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- **La nature de la voie portée** (pont-route, pont-rail, pont-canal, Pont-aqueduc...).
- **La structure** (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....).



**Différent pont selon la structure**

- **La forme** (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- **Leur mode d'exécution** (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

# CHAPITRE I

*Présentation de projet*

### I.1. Présentation de la pénétrante :

Le projet de la pénétrante reliant la wilaya de tiziouzou à l'autoroute est-ouest rentre dans le cadre de développement économique et social de la région et l'ensemble de pays.

Le tracé de cette pénétrante se décompose en deux tronçons :

- **1<sup>er</sup> tronçon** : débute dans la commune de Djebahia (wilaya de Bouira) et se termine a la limite de la commune de Draa El Mizan dans la wilaya de tiziouzou.
- **2<sup>eme</sup> tronçon** : Il prend naissance a la limite de la commune de Draa El Mizan jusqu'au raccordement avec l'évitement sud de la ville de tiziouzou.

Le projet de cette pénétrante comporte :

- ✓ Linéaire de l'axe principale autoroutier : 48 KM
- ✓ Profil en travers : 2x3 voies
- ✓ Nombre de viaducs : 21 unités repartis sur 09 KM
- ✓ Nombre d'ouvrage hydraulique : 51 unités
- ✓ Nombre de tunnels : 3 unités bitube reparti sur 1.352 KM
- ✓ Nombre d'échangeurs : 8 unités .

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet a été proposé par le bureau d'étude de la Direction des travaux public de la Wilaya de Tizi-Ouzou, l'objet de notre étude consiste à faire le dimensionnement et l'étude d'un pont construit par encorbellement successif, qui rentre dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest reliant **Tizi-Ouzou à Bouira** pour permettre le franchissement d'une brèche sur une longueur de **220m**, il est compris entre le **PK 18+048** et le **PK18+268** et composé de trois (03) travées :

- Une travée centrale de 100 m.
- Deux travées de rives de 60 m.

Notre projet est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles et distants de **0.60 m** construits par encorbellement successif. Chaque viaduc a une largeur totale de **13,4 m** a trois voies de circulation de **3,50m** chacune. On se contente d'étudier le pont allant de Tizi-Ouzou vers **Bouira**.

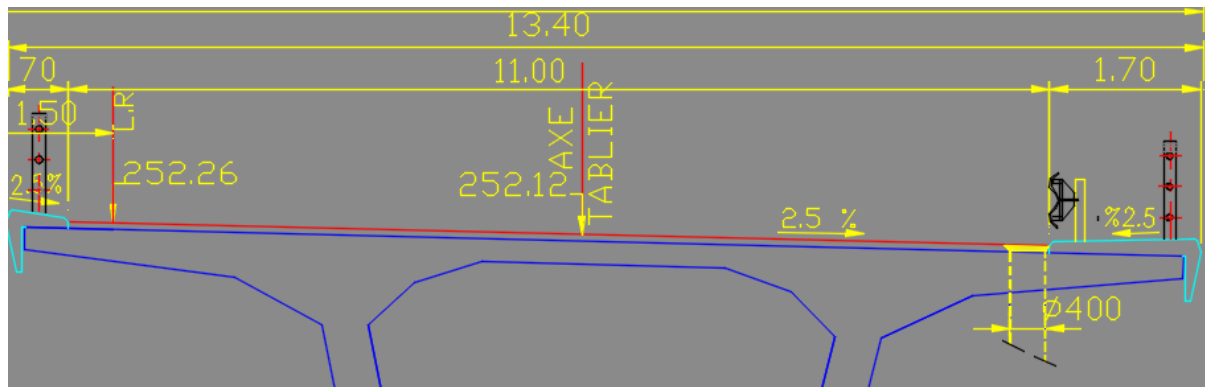
L'ouvrage est implanté en zone de moyenne sismicité, zone II.

### II.3. Les exigences fonctionnelles :

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (**tracé en plan, profil en travers, profil en long**) et à l'obstacle franchi (**le gabarit et les ouvertures**), permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.



- Largeur de trottoir : 1,7 m pour le trottoir à droite.
- Le devers : 2,5%



**Figure .I.3** : Profil en travers

### II.3.2. Les exigences naturelles :

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement entourant le l'ouvrage, on distingue :

- **Les données géologiques :**

La localité d'**AIT YAHYA MOUSSA** dans la daïra de DRAA EL MIZANE est constituée par des limons sableux (cailloux et galets), argile grise très plastique, mica schiste de teinte grise.

Pour connaître le sol de fondation d'une manière parfaite il faut faire des sondages aux endroits de l'emplacement des appuis. (Ces sondages sont tirés de laboratoire de la D.T.P de T.O.).

- **Les données géotechniques :**

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol et le niveau de la nappe d'eau est un paramètre primordial qui permet : de prévoir les meilleures conditions de stabilité et de rigidité de la structure, de définir le type de l'ouvrage convenant le mieux à la brèche et enfin elle conditionne le type de fondation pour les appuis ainsi que leurs procédés d'exécution, dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

La reconnaissance et essais géotechniques doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains à savoir :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).

- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Pour notre projet, le rapport de sondage géotechnique mené par le laboratoire central des travaux publics laisse apparaître les résultats constitués des couches suivantes :

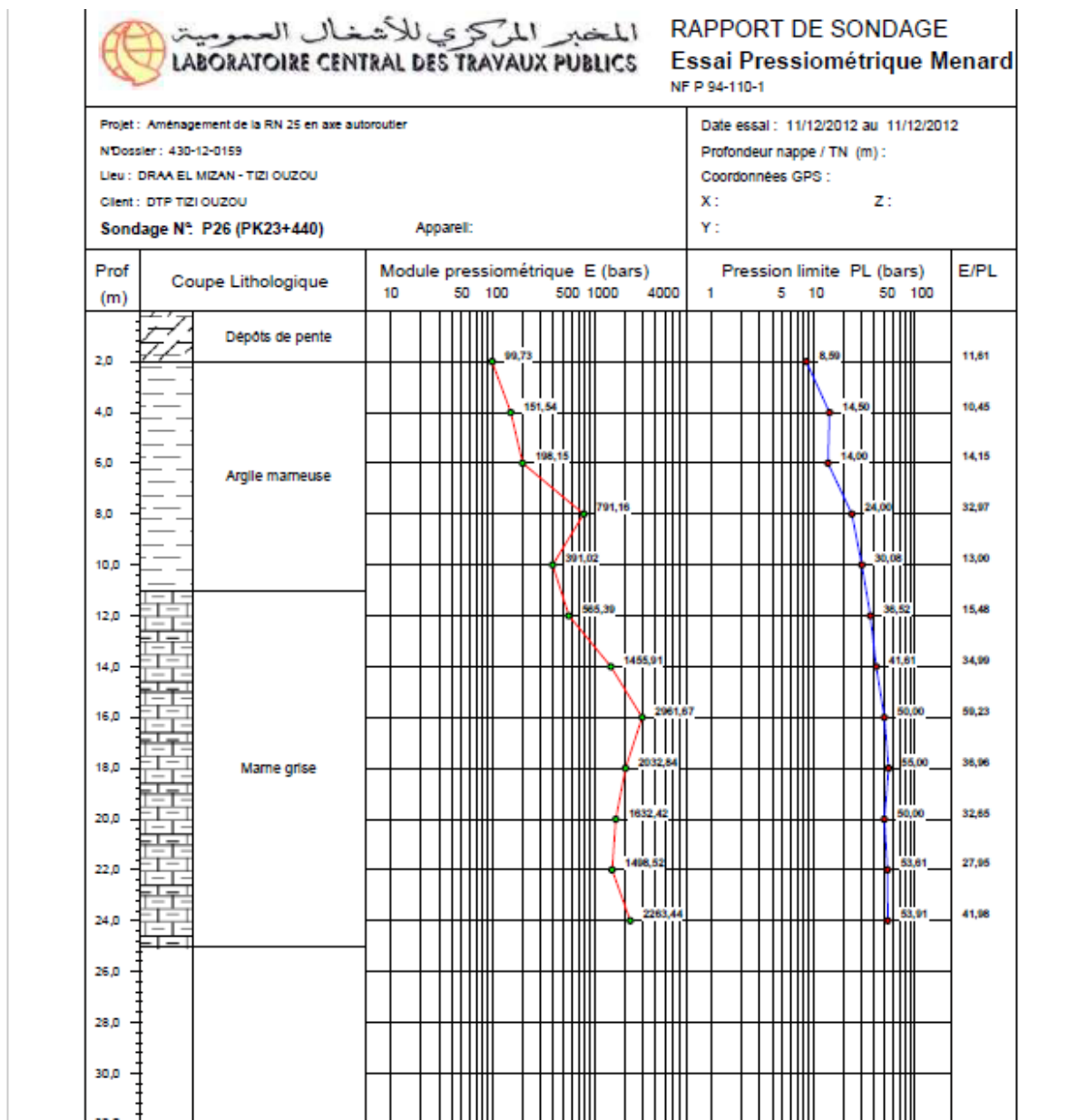


Figure I.4 : différentes couches du sol

- **Essai pressiométrique :**
  - Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, donne une valeur moyenne de **325,72 bars** pour la couche 1 (**argile marneuse**) et une valeur de **1772,88bars** pour la couche 2 (**marne grise**).

- La pression limite « **PL** » qui définit la résistance du sol à la rupture, donne une valeur de **18,24 bars** pour la couche 1 (**argile marneuse**) et une valeur de **48,66 bars** pour la couche 2 (**marne grise**).

- **Les données topographiques :**

L'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, aussi que les mouvements du terrain et l'implantation du chantier.

Notre ouvrage est situé à une zone accidenté.

- **Les données climatiques :**

**Le vent :** Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (**fascicule 61, titre II**).

**La température :** Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui (+30° C).

- **Les données sismiques :**

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques.

Le territoire Algérien est divisé en cinq zones de sismicité croissante définies comme suit :

**Zone 0 :** sismicité négligeable.

**Zone I :** sismicité faible.

**Zone IIa:** sismicité moyenne.

**Zone IIb:** sismicité élevée.

**Zone III :** sismicité très élevée.

Notre ouvrage est classé en **zone IIa**.

### II-1- Le choix du type d'ouvrage:

Il est assez rare que la prise en considération des différentes contraintes naturelles et fonctionnelles de l'ouvrage conduise à une solution unique pour un franchissement donné. Il conviendra donc, la plupart du temps, d'envisager plusieurs solutions au niveau de l'étude préliminaire, avec une précision plus au moins grande selon leur degré de complexité, afin de comparer de façon aussi fiable que possible les plus adéquates d'entre elles.

L'objectif consiste donc à déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées. Pour cela Il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et les types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La prise en compte de ces deux ensembles (contraintes et types d'ouvrages) permet de retenir les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement, à l'expérience et compétence de l'ingénieur.

### II-2 - Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

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

### II-3- conception du tablier :

Nous proposons trois variantes suivantes :

- **Variante N°01** : Ponts mixtes acier-béton bipoutres.
- **Variante N°02** : Pont à haubans.
- **Variante N°03** : Pont caissons.

#### II-3-1 -Variante N°01 :Pont mixte acier-béton bipoutres

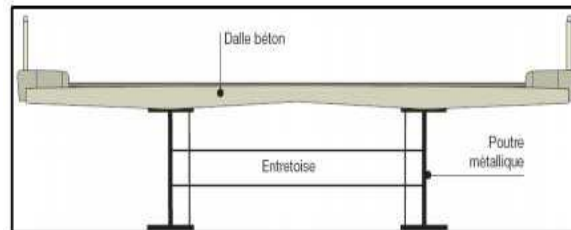
##### *Introduction :*

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

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

### II-3-1-1 - Forme de la section transversale :

On distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis. Actuellement ce sont les poutres en I les plus utilisées car leurs fabrications est relativement simple.



**Figure .II.1** : Coupe transversale du tablier

Notre tablier est composé de deux poutres métalliques en I, chacune est constituée de deux semelles déterminées par les efforts extérieurs appliqués.

Les deux semelles sont reliées par une âme pleine dont l'épaisseur dépend :

- **De l'usinage** (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- **Des phénomènes de voilement** (nombre de raidisseurs).

Et d'une entretoise qui relie les deux poutres.

Tout cet ensemble est connecté à une dalle en béton armé dont l'épaisseur est déterminée par les facteurs suivants :

- Nature des charges.
- présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux...)

### II-3-1-1 – Les avantages et inconvénient :

#### a) - Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées (30 à 110) m.
- La rapidité d'exécution globale.
- La légèreté, donc la diminution du nombre de pieux.
- La précision dimensionnelle des structures.

#### b) - Les inconvénients :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Instabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flambé latéralement lorsqu'elles sont comprimées.

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

### II-3-2 - Variante N°02 : Pont à haubans

#### Introduction :

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques à trois travées, dans de tel ponts le groupe des haubans le plus proche des culées (ou des piles-culées) joue un rôle particulier et essentiel :

En effet dans ces zones le tablier ne peut se déplacer que verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée où pile-culée reste positive). Et les haubans qui sont encrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes. C'est pourquoi on les appelle haubans de retenue ; ils donnent à l'ouvrage l'essentiel : sa rigidité



***Figure II.2 : Pont à haubans***

#### II-3-2-2- Les avantages et les inconvénients :

##### a) - Les avantages :

- Ils représentent une grande importance esthétique.
- Ils sont utilisés pour les grandes portées (généralement supérieur à 200m).

##### c) - Les inconvénients :

- Ce sont des ouvrages très coûteux car ils nécessitent une grande quantité d'acier.
- La complexité d'exécution (ils demandent une main d'œuvre très qualifiée et un matériel spécial).
- L'accroissement des contraintes de compression de la membrure inférieure.
- La multiplication des câbles de précontrainte de fléau.

### II-3-3 - Variante N°03 : Pont caissons

#### Introduction :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction par encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en oeuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m.

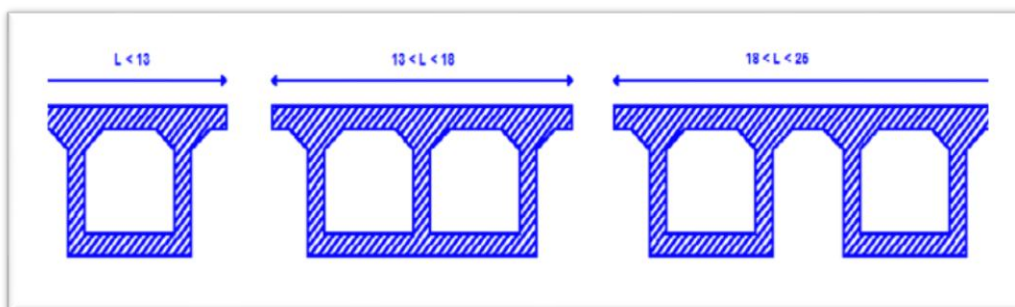


*Figure II.3 : Pont caisson*

### II-3-3-2- Forme de la section transversale :

La forme et le nombre des caissons en section transversale des ponts suit le profil en travers de la chaussée qu'il reliera. Pour donner au hourdis inférieur une épaisseur suffisante sans augmenter la section strictement nécessaire, on est quelque fois amené à incliner les âmes, de façon à réduire la largeur de la membrure inférieure, les critères de choix du nombre des caissons sont :

- $L < 13\text{m}$  : Poutre caisson unique.
- $13 < L < 18\text{m}$  : Poutre caisson a trois âmes (double cellule).
- $L > 18\text{m}$  : Deux caissons séparés.



*Figure II.4 : Les différents types des caissons*

### II-3-3-3 - Les avantages et les inconvénients :

#### a) - Les avantages :

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- Une belle forme esthétique.
- Une très grande portée.
- Rapidité d'exécution.

**b) -Les inconvénients :**

- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.

**II-4– Variante retenue :**

	Pont caissons	Pont à haubans	Pont mixte acier-béton bipoutres
Economie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	/	-	/

**+** : Favorable.      **-** : Défavorable.      **/** : Moyen.

**Conclusion :**

Après l'analyse multicritères des trois variantes selon les critères suivant : esthétique, entretien, réalisation et économique, on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont à caisson construit par encorbellement successif pour une étude plus détaillée.

Au finale, la variante pont construit par encorbellement successif est adoptée pour son intérêt statique et esthétique.

# CHAPITRE III



*Caractéristiques des  
matériaux*

**III.1. Le Béton :**

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment sable, gravier, eau conformément aux prescriptions du **BAEL** ou du **BPEL**.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

**III.1.2. Dosage :**

Pour le béton armé, les dosages en ciment sont de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup> et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500kg/m<sup>3</sup>.

**III.1.3. Densité :**

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

**III.1.4. Résistance caractéristique a la compression :**

Par résistance à la compression du béton, on entend résistance à la compression à j jour (habituellement 28 jours), que l'on note  $f_{c28}$  et que l'on nomme résistance caractéristique.

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- Les résistances à la compression à différents âges de j jours, j différent de 28.
- La résistance à la traction à différents âges.
- Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton du tablier.} \\ 27 \text{ MPa pour le béton d'appuis et fondation.} \end{cases}$$

Pour le béton âgé de moins de 28j, et non traité thermiquement on utilise les formule suivante (BAEL 91 révisé 99) :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Dans notre cas la résistance caractéristique à la compression sera :

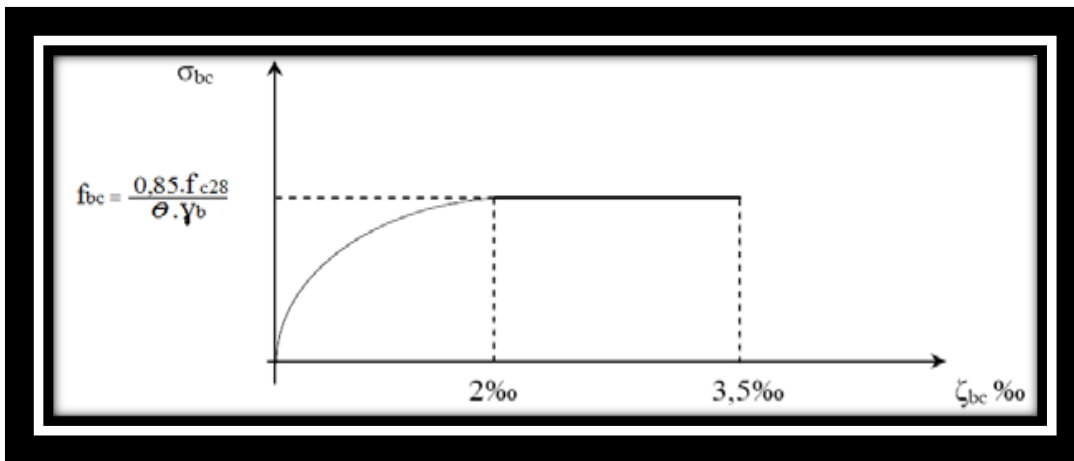
$$j \geq 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$$

**III.1.5. résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 révisé99/ BPEL) :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :  
 $f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+ 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa}$  (pour le tablier)  
 $f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06 (27) = 2,2 \text{ MPa}$  (pour les appuis).  
 $f_{tj}, f_{cj}$  sont exprimées en MPa.

**III.1.6.contrainte de calcul à l'état limite ultime ( BAEL 91 révisé 99)**



*Figure III.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.*

$F_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \gamma_b}$  : est la contrainte de calcul du béton à l'état limite ultime (ELU).

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

$\gamma_b$  : Est un coefficient de sécurité qui vaut :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires. ( en service )} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles (en construction)} \end{cases}$$

**III.1.7. contraintes de calcul à l'état limite de service (ELS) :**

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0,5f_{c28} \text{ en service.} \\ 0,6f_{c28} \text{ en construction.} \end{cases}$$

**III.1.8. coefficient de poisson ( BPEL) :**

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient **nul**. On prend pour les calculs de béton la valeur :

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

$\nu = 0$  pour un béton fissuré (**ELU**)

**III.1.9. Le module de déformation longitudinale du béton (BAEL 91 révisé 99/ BPEL) :**

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

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

$$E_{ij} = \begin{cases} 35\,982 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pour le tablier.} \\ 33\,000 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 12\,103 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pour le tablier.} \\ 11\,100 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pour les appuis.} \end{cases}$$

**III.1.10. Module de déformation transversal du béton :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec} \quad E: \text{Module de Young}$$

**III.2. Les aciers :**

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

- ✓ Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- ✓ Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (absence d'étriers précontraints) pour limiter la fissuration.

**III.2.1. Les aciers passifs :**

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

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence pour les classes Fe E40 et Fe E50, la limite élastique est respectivement 400 MPa et 500 MPa.

- **Le module d'élasticité de l'acier :**

$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$

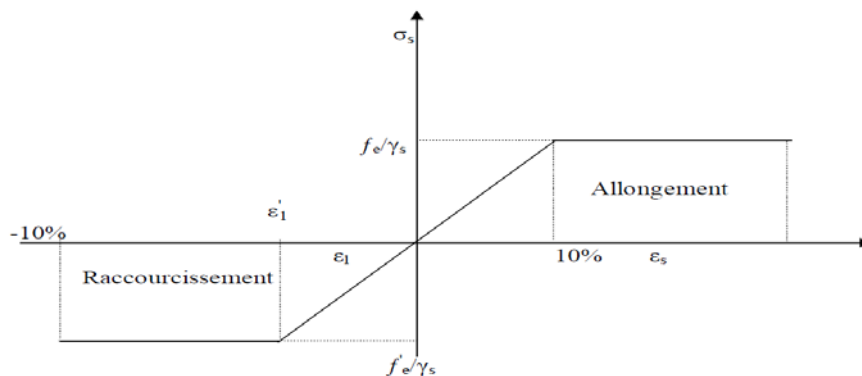


Figure.III.2.Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL 91 révisé 99)

- **L'état limite ultime (ELU) :**  
 Dans les calculs relatifs a l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :  
 $\gamma_s = 1$  Situation accidentelle  
 $\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

La contrainte limite de traction de l'acier est donnée par :  $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **L'état limite de service (ELS) :**  
 La contrainte limite à la traction  $\bar{\sigma}_s$  dépend du type de fissuration.  
 Pour la fissuration peu préjudiciable,  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$   
 Pour la fissuration préjudiciable  $\sigma_s = \min \{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_t \times 28} \}$   
 Pour la fissuration très préjudiciable,  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_t \times 28} \}$   
 Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = \\ 1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérences.} \end{array} \right.$$

### III.2.2. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation. Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles T15super.

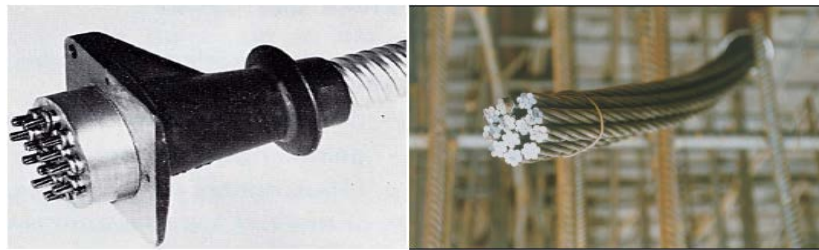


Figure III.3. Acier actif ou toron

#### III.2.2.1. Caractéristiques géométriques des câbles : Selon FREYSSINET

Section nominale d'un toron : 150 mm<sup>2</sup>.

Poids de 1T15s = 1,175 (kg/m).

Section nominale d'un câble à 12 torons, Ap = 1800 mm<sup>2</sup>.

Diamètre extérieur de la gaine : 82 mm.

Diamètre intérieur de la gaine : 75 mm.

#### III.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Module d'élasticité de l'acier : EP = 190 000 MPa.

Coefficient de frottement de courbure :  $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$

Coefficient de perte par frottement linière :  $\phi = 0,003 \text{ m}^{-1}$

Relaxation à 1000 heures ;  $\rho_{1000} = 2.5\%$  (acier à très basse relaxation TBR),  $\mu_0 = 0.43\%$  (TBR).

Recul d'ancrage : 6 mm.

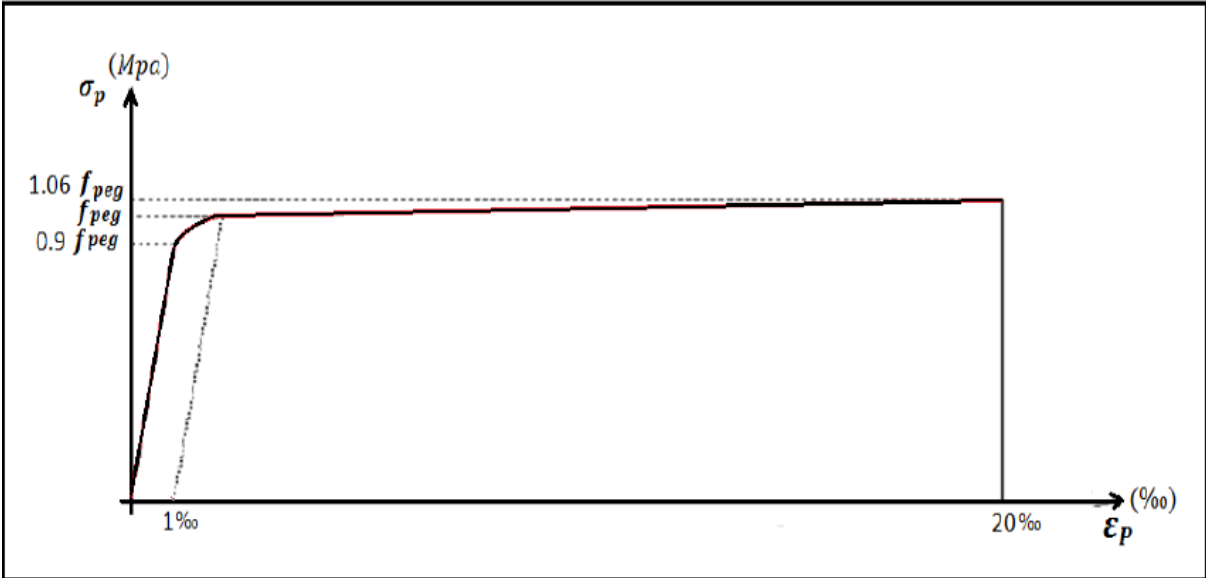
Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ .

Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1660 \text{ MPa}$ .

$\sigma_{P0} = \text{Min}(0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$

$\sigma_{P0} = 1488 \text{ MPa}$ .

L'évolution des contraintes en fonction des déformations est définie dans le diagramme suivant conformément aux règles du BPEL :



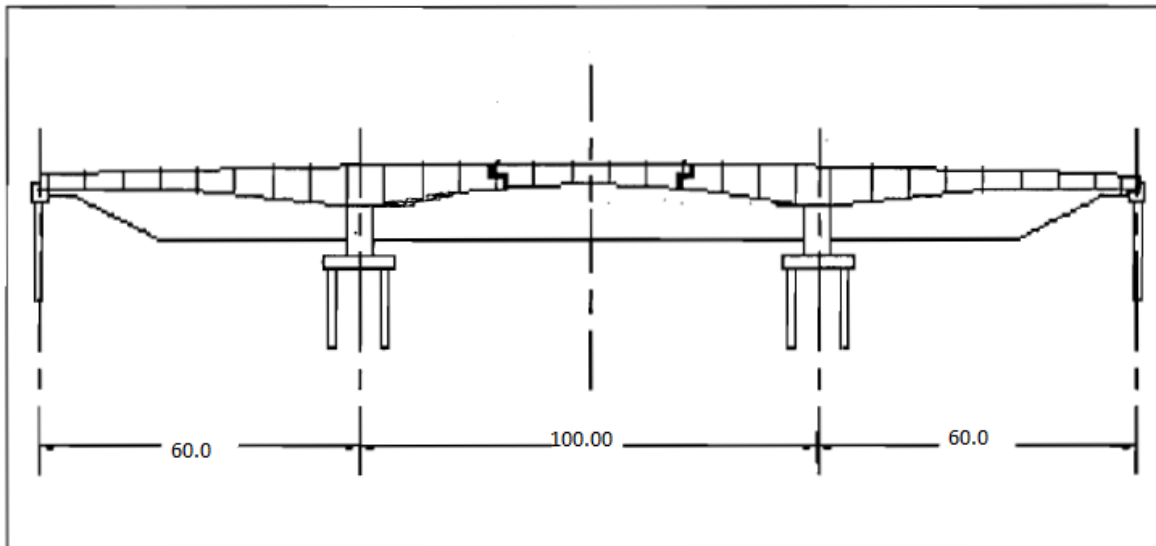
**Figure. III.4** : diagramme contraintes-déformation des aciers de précontrainte

# CHAPITRE IV

*Pré-dimensionnement et  
caractéristiques géométriques*

## IV.1) pré-dimensionnement de la structure longitudinale

### IV.1.1) Coupe longitudinale de l'ouvrage



**Figure. IV.1** : Coupe longitudinale schématique de l'ouvrage

### IV.1.2. Répartition des travées

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueur égales. Et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0.6 et 0.7

Notre ouvrage comporte une travée intermédiaire et deux travées de rive identique ayant respectivement les portes suivants 100m et 60 m

Le tablier se compose d'une poutre caisson à hauteur variable en béton précontraint, et posé sur deux piles et deux culées.

### IV.1.3. Hauteur des voussoirs :

Dans la phase de construction les efforts agissant sur les piles sont plus importants, cela nous permet de faire des voussoirs à hauteur variable pour des raisons techniques et économiques.

#### ➤ Hauteur sur pile :

D'après le guide SETRA la hauteur sur pile est généralement comprise entre

$$\frac{L}{18} \leq \mathbf{HP} \leq \frac{L}{16} \quad \text{avec } L \text{ la portée la plus grande adjacente de la pile}$$

$$\frac{100}{18} \leq \mathbf{HP} \leq \frac{100}{16} \quad \Longrightarrow \quad 5.55 \leq \mathbf{HP} \leq 6.25$$

Pour notre cas on prend **hp= 6 m**

#### ➤ Hauteur a la clé :

Lors de la construction, le moment au niveau de l'extrémité libre est nul, donc on peut avoir une hauteur de l'encastrement nulle pour le dernier voussoir. La hauteur minimale est de 2.2 m a fin de permettre la circulation a l'intérieur de la poutre caisson pour l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câble de la précontrainte et la surveillance de l'ouvrage.

Généralement la hauteur sur la clef (**hc**) est donne par la relation suivant :

$$\frac{l}{25} \leq \mathbf{hc} \leq \frac{l}{30} \quad \Longrightarrow \quad \frac{100}{25} \leq \mathbf{hc} \leq \frac{100}{30} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{2.86} \leq \mathbf{hc} \leq \mathbf{3.33}$$

Pour notre cas on prend **hc= 3m**

#### IV.1.4. Découpage en voussoirs :

##### IV. 4.1. voussoirs courant :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de **2.5 a 4m voire 5m** suivant l'ouvrage. Lorsque les voussoirs sont coulés en place, les deux critères de choix sont le temps de bétonnage et la réduction du nombre de cycles et donc de voussoirs.

##### IV.4.2. voussoirs sur pile :

Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile (VSP) mesure en général au moins deux fois la longueur des voussoirs courants, de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.

##### IV.4.3. Voussoirs de clavage :

La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieur a celle des voussoirs courants, il ne doit pas être trop petit pour assurer le recouvrement des armature longitudinale et la mise

en tension des câble des fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi environ de deux mètre.

On opte pour le découpage suivant :

- Voussoirs sur pile 8m (2 voussoirs)
- Voussoirs courants 3 m ( 60 voussoirs)
- Voussoirs de clavage 2 m (3 seul voussoir)
- Voussoirs coulée sur cintre 9 m( 2 voussoirs )

## IV.2. pré-dimensionnement de la section transversale :

Particulièrement, seules les poutres caissons sont utilisées dans la construction par encorbellement, pour les raisons suivantes :

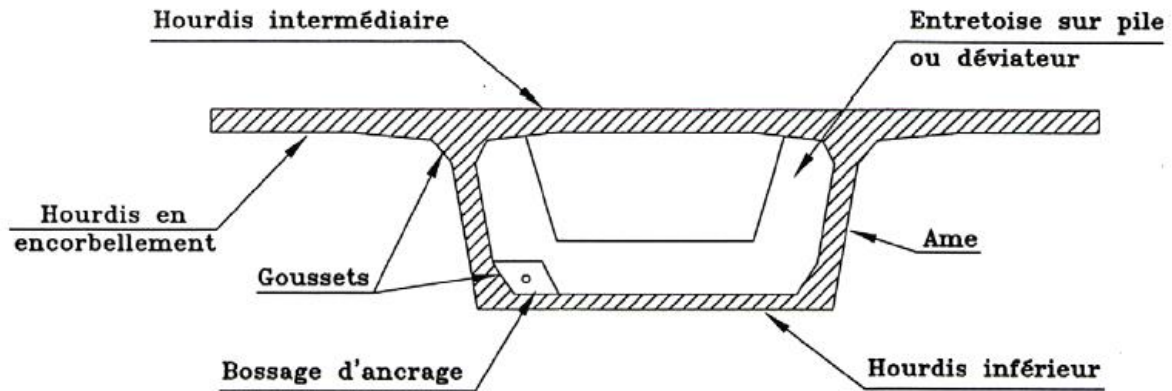
- Les moments de flexions sont négatifs dans la majeure partie des travées (le tablier travaille en console). Les membrures inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compression élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdis inférieur formant une table de compression.
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les entretoises.
- Le bon rendement mécanique (de l'ordre de 0,6) et une résistance élevée à la rupture.
- Les caissons sont, le plus souvent, de hauteur variable (variation décroissante des piles vers la clé) afin de réduire le poids propre en adaptant des sections résistante aux efforts appliqués.

### ➤ Les avantages de la section transversale :

La section transversale est représentée par la section caisson qui a les avantages suivants :

- ✓ Une très bonne résistance à la torsion provoquée en cour de réalisation
- ✓ Le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, le passage des canalisations des conduites diverses.
- ✓ Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur les piles.
- ✓ Le tablier travaille en console, donc engendre des moments négatifs sur la majeure partie des travées, qui est très importantes au voisinage des appuis. Les membrures inférieures doivent alors résister à des efforts de compression élevés, d'où l'utilité de réaliser un hourdis inférieur continu entre âmes ce qui forme une table de compression.

### VI.2.1. coupe transversale



**Figure IV. 2 :** Coupe transversale schématique de l'ouvrage

### IV.2.2.Épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme est conditionné a la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance aux efforts tranchants.

Dans le cas d'un câblage traditionnel cas de notre projet, les épaisseurs minimales doivent être :

- ✓  $e_{min} = 36$  cm pour des unités 12T13
- ✓  $e_{min} = 44$  cm pour des unités 12T15
- ✓  $e_{min} = 59$  cm pour des unités 19T15

L'épaisseur de l'âme vis-à-vis de résistance au cisaillement est donne par le relation suivant :

$$e_a = 26 \text{ (cm)} + \frac{l(m)}{5} \quad \text{avec } L \text{ la porté de la travée}$$

$$e_a = 26 \text{ (cm)} + 100/5 \quad e_a = 46 \text{ cm}$$

Les câbles de précontrainte choisis sont du type 19T15s, alors:  $e_a > 44$  cm

**On choisit :  $e_a = 50$  cm**

### IV.2.3.L'inclinaison des âmes :

L'axe des âmes est inclinés par rapport a la verticale de :  
 $\alpha < 4.00$

donc  $\alpha \leq 14.04$

on prend  $\alpha = 12.84^\circ$

### IV.2.4. Epaisseur de l'hourdie supérieur :

L'épaisseur de l'hourdie supérieure est essentiellement conditionnée par sa résistance à la flexion transversale, aux charges concentrées et par la possibilité de placer des câbles de précontraintes longitudinaux.

Sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale du hourdis pour les

ponts routes, son épaisseur courante :  $e_s \text{ (cm)} = \frac{b}{e_s} = 25 \text{ a } 30$

$$e_s = 578/25 = 23.12$$

on prend  $e_s = 25 \text{ cm}$

sachant que  $b$  entraxe des âmes

### 2.5) Epaisseur de l'hourdi inferieur

L'épaisseur de l'hourdi inferieur est conditionnée par les paramètres suivants :

1. intensité des efforts de compression en phase de construction et en service
2. logement des câbles de continuité
3. encrage des câbles et diffusion des efforts de précontraint correspondant
4. la facilite de bétonnage

L'épaisseur du hourdis inferieur est variable entre la section sur pile est la section à la clé.

#### ➤ a la clé

Elle est conditionnée par les considérations suivantes :

- Les nouvelles règles impose un ferrailage important du hourdi inferieur pour Le quel il est convenable de prévoir une épaisseur minimale de 18 cm.
- Vis-a- vis les câble de continuité, il est recommandé d'avoir une épaisseur au moins égale a trois fois le diamètre extérieur des gaines de précontrainte (**dans notre cas  $\phi = 8.8 \text{ cm}$** )
- pour assurer une bonne répartition des efforts, il convient de prévoir des épaisseurs non disproportionnées pour les âmes et l'hourdi inferieur. a cet égard il est souhaitable que l'épaisseur de hourdi ne descend pas au dessous de tiers de l'épaisseur des âmes

L'épaisseur du hourdi inférieur à la clé doit donc satisfaire la condition suivante :

$$e_{ic}(\text{cm}) \geq \max \left\{ 18\text{cm}, 3\phi, e_a/3 \right\} \quad \Longrightarrow \quad e_i(\text{cm}) \geq \max \left\{ 18, 26.4, 16.7 \right\}$$

Ce qui donne  $e_{ic} = 25\text{cm}$

➤ **épaisseur Sur pile**

L'épaisseur du hourdi inférieur sur pile est en générale 2 à 2,5 fois plus grande que celle de la clé

$$62.5\text{cm} \leq e_{ip} \leq 75\text{cm}$$

On choisit  $e_{pi} = 80\text{cm}$

## 2.6) dimensionnement des goussets

➤ **gousset supérieur**

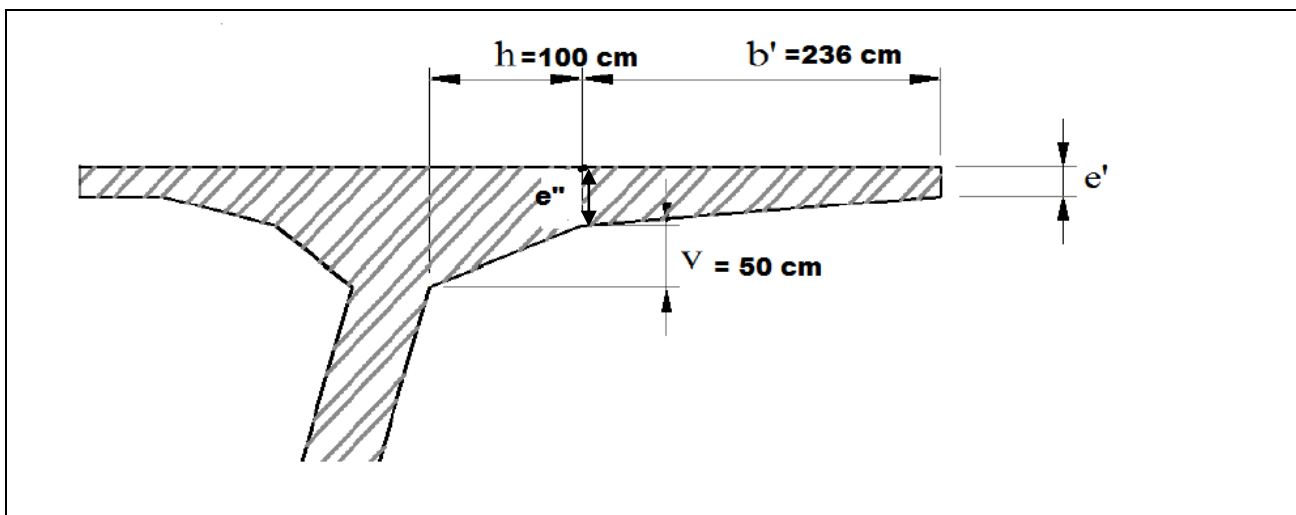


Figure IV.3 : gousset supérieur

-L'épaisseur  $e'$  est comprise entre 20 et 25 cm. On prend :  $e' = 25\text{ cm}$

-La valeur de ( $e''$ ) est comprise entre  $b'/5$  et  $b'/7$

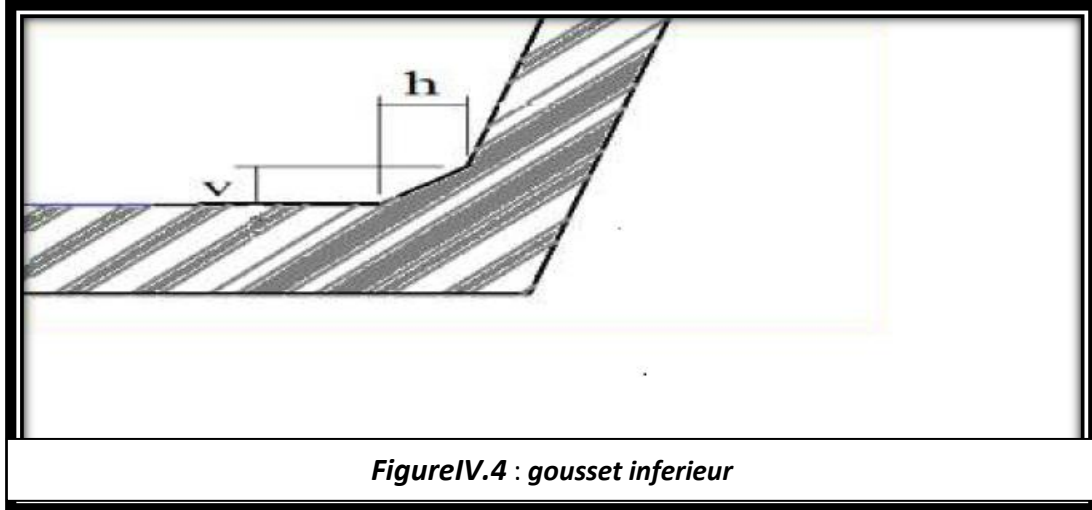
Avec  $b' = 2.36\text{ m}$  on aura :  $33.7 \leq e'' \leq 47.2\text{ cm}$  On choisit :  $e'' = 45\text{ cm}$

L'angle d'inclinaison du gousset est compris entre 30 et 45°

$\text{tg } \alpha = v/h$ ,  $h = 100\text{ cm}$ ,  $v = 50\text{ cm}$

$$\text{tg } \alpha = 50/100 = 0.5 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 26.56^\circ$$

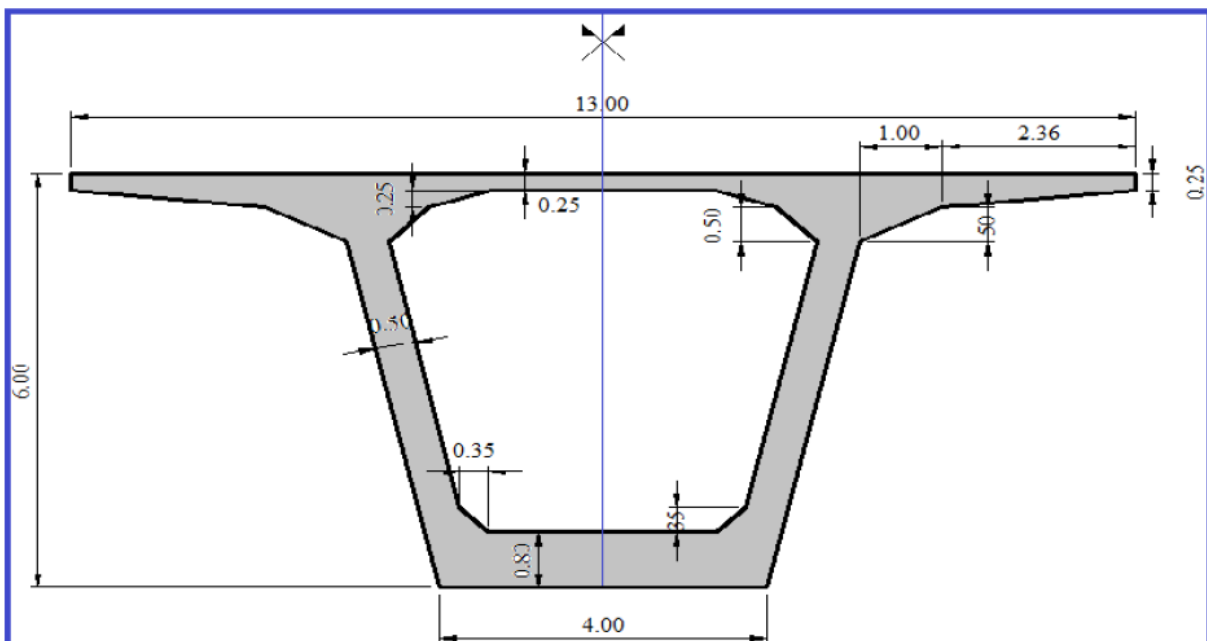
➤ **gousset inferieur**



*Figure IV.4 : gousset inferieur*

Le hourdis inférieur encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, d'inclinaison de ces derniers par rapport à l'horizontale ne doit pas être inférieure à  $45^\circ$ , pour ne pas gêner la mise en place du **béton**.

On opte pour un angle d'inclinaison de  $45^\circ$ , donc on aura  $h = v = 35$  cm.



*Figure IV.5 : coupe de voussoir sur pile*

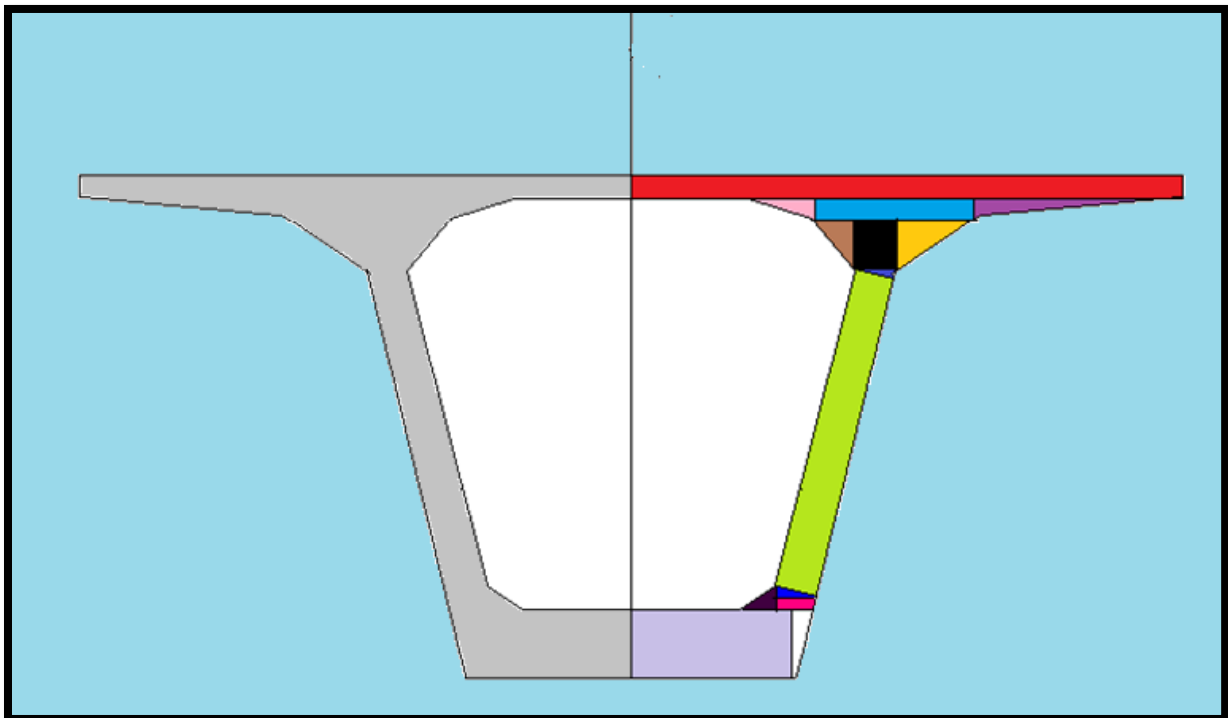


- Moment d'inertie total par rapport à son centre de gravité :  $I_{Gx} = 2 \times \sum (I_{Gi} + S_i d_i^2)$  (théorème d'Huygens).

Avec :

- $V$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :  $V = h - Y_G$
- $V'$  : Distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :  $V' = Y_G$
- $\rho$  : Rendement mécanique de la section :  $\rho = \frac{IGx}{SVV'}$
- $C = \rho \cdot V$  : l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central.
- $C' = \rho \cdot V'$  : l'ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central.

#### IV.3.1. Section sur pile



**Figure IV.7:** coupe transversale de voussoirs sur pile divisé en forme géométrique simple

Les résultats son donné dans le tableau suivant :

N°	B (m)	H (m)	$S_i(m)^2$	$Y_{Gi}(m)$	$S_i \times Y_{Gi}$	$d_i^2(m)^2$	$d_i^2 \times S_i$	$I_{Gi}$	$I_{Gx}$
1	6.5000	0.2500	1.6250	5.8750	9.6469	5.4349	8.8317	0.0085	8.8317
2	0.7500	0.2500	0.0938	5.6666	0.5315	4.5069	0.4227	0.0003	0.4230
3	2.0000	0.2500	0.5000	5.6250	2.8125	4.3318	2.1659	0.0026	2.1685
4	2.3600	0.5000	0.2950	5.6666	1.6716	4.5069	1.3295	0.0010	1.3305
5	0.5000	0.5000	0.1250	5.3333	0.6666	3.2026	0.4003	0.0017	0.4020
6	0.5000	0.5000	0.2500	5.2500	1.3125	2.9114	0.7278	0.0052	0.7330
7	1.0000	0.5000	0.2500	5.3333	1.3333	3.2027	0.8006	0.0034	0.8040
8	0.5000	0.1140	0.0285	4.9620	0.1414	2.0115	0.0573	0.00002	0.0574
9	0.5000	3.8387	1.9194	2.9667	5.6942	0.3329	0.6370	2.3569	2.9939
10	0.5000	0.1140	0.0285	1.0740	0.0306	6.0994	0.1738	0.00002	0.1740
11	0.3500	0.3500	0.0613	0.97166	0.0562	6.9016	0.4230	0.0004	0.4234
12	0.5128	0.2360	0.1210	0.9180	0.110	6.8943	0.8342	0.0006	0.8348
13	0.1823	0.8000	0.1458	0.5333	0.0777	9.0625	1.3213	0.0026	1.3239
14	2.0000	0.8000	1.6000	0.4000	0.6400	9.8828	15.8125	0.0853	15.901
$\Sigma$ .	/	/	7.0218	/	24.6260	/			36.401

**Tab IV.1** :Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} \implies Y_G = \frac{24.626}{7.0218} = 3.5437 \implies Y_G = 3.5437$$

$$X_G = \frac{\sum x_i \cdot S_i}{\sum S_i} \text{ dans notre cas il ya une symétrie alors } \implies X_G = 6.5000 \text{ m}$$

$$S = 2 \times S_i \implies S = 2 \times 7.0218 \implies S = 14.0436 \text{ m}^2$$

$$V' = Y_G \implies Y_G = 3.5437 \text{ m} \implies v' = 3.5437 \text{ m}$$

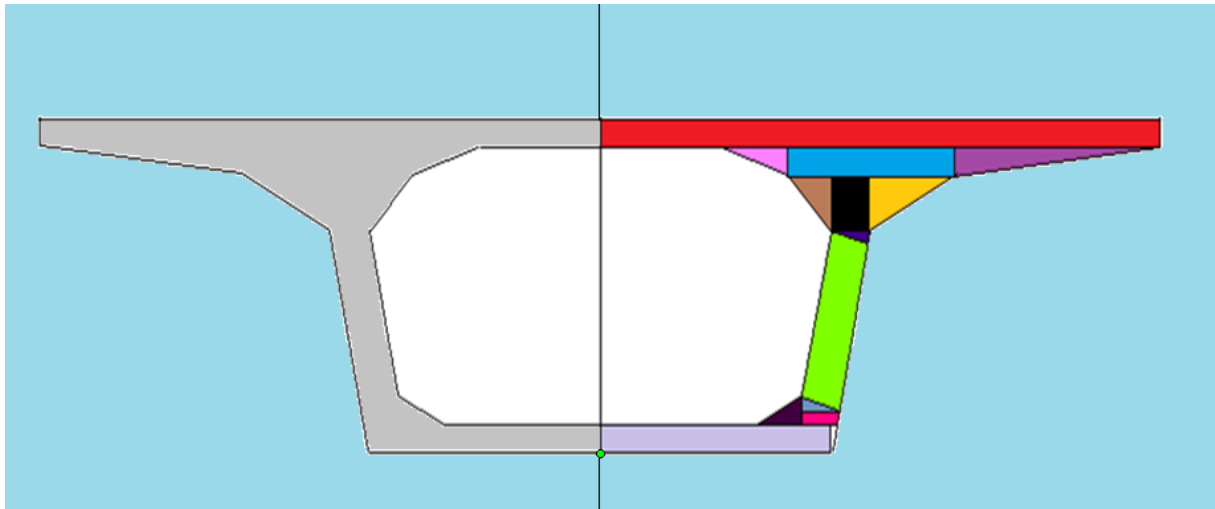
$$V = h - Y_G \implies v = 6.00 - 3.5437 \implies v = 2.4563 \text{ m}$$

$$C' = \rho \cdot V' \implies C' = 0.595 \times 3.5437 \implies C' = 2.1085 \text{ m}$$

$$C = \rho \cdot V \implies C = 0.595 \times 2.4563 \implies C = 1.4615 \text{ m}$$

$$I_{Gx} = 2 \cdot I_{gx} \implies I_{Gx} = 36.401 \times 2 \implies I_{Gx} = 72.802 \text{ m}^4$$

**IV.3.2. Section a la clé**



**Figure IV.8 :** coupe transversale du voussoir a la clé divisé en forme géométrique simple

Les résultats sont donnée dans le tableau suivant :

N°	b	H	$S_i$	$Y_{Gi}$	$S_i \times Y_{Gi}$	$d_i^2$	$d_i^2 \times S_i$	$I_{Gi}$	$I_{Gx}$
1	6.5000	0.2500	1.6250	2.8750	4.6719	0.7386	1.2002	0.0085	1.2087
2	0.7500	0.2500	0.0938	2.6666	0.2501	0.4239	0.0398	0.0003	0.0401
3	2.0000	0.2500	0.5000	2.6250	1.3125	0.3714	0.1857	0.0026	0.1883
4	2.3600	0.2500	0.2950	2.6666	0.7866	0.4239	0.1250	0.0010	0.1260
5	0.5000	0.5000	0.1250	2.3334	0.2917	0.1010	0.0126	0.0017	0.0143
6	0.5000	0.5000	0.2500	2.2500	0.5625	0.0549	0.0137	0.0052	0.0189
7	1.0000	0.5000	0.2500	2.3334	0.5834	0.1010	0.0253	0.0035	0.0288
8	0.5000	0.1140	0.0285	1.9620	0.0559	0.0029	0.0001	0.00002	0.00012
9	0.5000	1.4359	0.7180	1.2820	0.9205	0.7183	0.5157	0.1234	0.6391
10	0.3500	0.3500	0.0612	0.3666	0.0225	2.7190	0.1662	0.0004	0.1666
11	0.5000	0.1140	0.0285	0.5240	0.0149	2.2248	0.0634	0.00002	0.06342
12	0.5000	0.2360	0.1180	0.3680	0.0434	2.7150	0.3204	0.0005	0.3209
13	0.0570	0.25	0.0143	0.1666	0.0024	3.4190	0.0489	0.0001	0.0490
14	2.623	0.25	0.6557	0.125	0.0820	3.5744	2.3437	0.0034	2.3471
			4.7630		9.6003				5.21134

Tab IV.2 :Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir a la clé

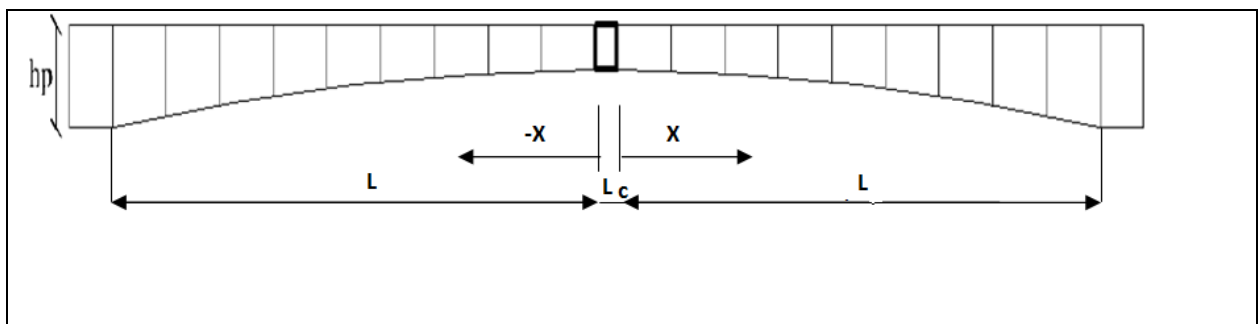
$Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot S_i}{\sum S_i} \Rightarrow Y_G = \frac{9.6003}{4.7630} = 2.0156$	$\Rightarrow$	<b><math>Y_G = 2.0156\text{m}</math></b>
$X_G = \frac{\sum x_i \cdot S_i}{\sum S_i}$ dans notre cas il ya une symétrie alors	$\Rightarrow$	<b><math>X_G = 6.5000\text{m}</math></b>
$S = 2 \times S_i \Rightarrow S = 2 \times 4.7630$	$\Rightarrow$	<b><math>S = 9.5260\text{ m}^2</math></b>
$V' = Y_G \Rightarrow Y_G = 2.0156\text{m}$	$\Rightarrow$	<b><math>v' = 2.0156\text{ m}</math></b>
$V = h - Y_G \Rightarrow v = 3.00 - 2.0156$	$\Rightarrow$	<b><math>v = 0.9844\text{ m}</math></b>
$C' = \rho \cdot V' \Rightarrow C' = 0.551 \times 2.0156$	$\Rightarrow$	<b><math>C' = 1.1105\text{m}</math></b>
$C = \rho \cdot V \Rightarrow C = 0.551 \times 0.9844$	$\Rightarrow$	<b><math>C = 0.5424\text{ m}</math></b>
$I_{Gx} = 2 \cdot I_{gx} \Rightarrow I_{Gx} = 5.21134 \times 2$	$\Rightarrow$	<b><math>I_{Gx} = 10.4227\text{m}^4</math></b>

**IV.4) loi de variation des différents paramètres géométriques**

**IV.4.1) loi de variation de la hauteur**

**a) travée intermédiaire :**

on considérons le demi-fléau intermédiaire représenté sur la figure suivante :



**Figure IV.9 :** Variation de la hauteur de la travée centrale.

L'équation de l'intrados ce forme :  $y = ax^2 + bx + c$

A partir des conditions initiales :

$$Y(0) = h_p = 3\text{m} \implies c = 3 \quad \text{et} \quad y(L) = al^2 + bl + c$$

$$Y'(0) = 0 \implies b = 0 \quad \text{et} \quad a = \frac{hp - hc}{l^2}$$

Ce qui donne  $y = \frac{hp - hc}{l^2} x^2 + c$

On a

$$\text{Pour } 0 \leq x < L \quad \left\{ \begin{array}{l} H(x) = (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2 + h_c \\ H(x) = 3 + 0.00148 x^2 \end{array} \right.$$

et

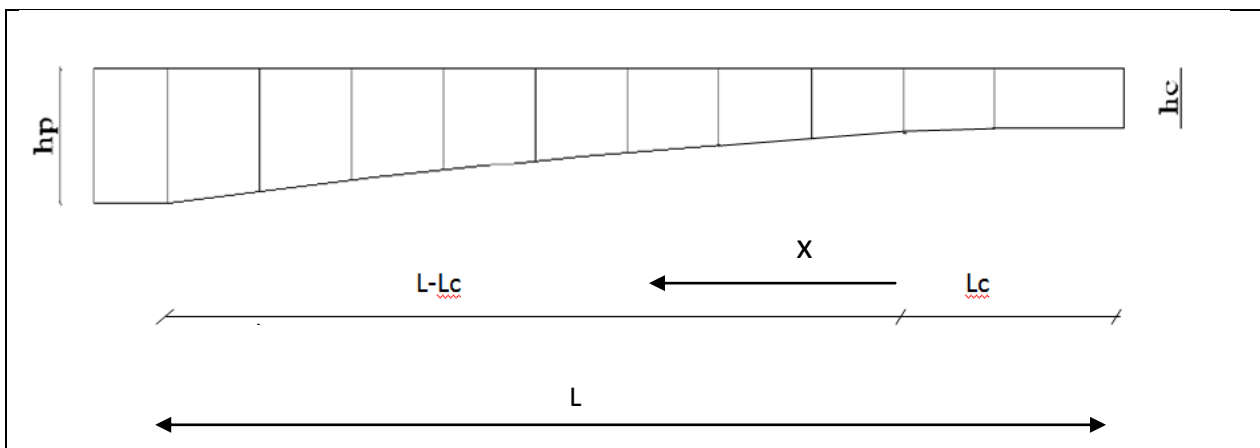
$$L \leq x < 0 \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} H(x) = (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l}\right)^2 + h_c \\ H(x) = 3 + 0.00148 x^2 \end{array} \right.$$

$h_p$ : hauteur de la poutre sur pile

$h_c$ : hauteur de la poutre a la clé

### b. travée de rive

les travées de rive de notre pont , comportent une partie a hauteur constante et une partie a hauteur variable



**Figure IV.10** : Variation de la hauteur des travées de rive

$L_c = 11\text{ m}$  longueur de la partie constante

$L-L_c = 45\text{ m}$  longueur de la partie a hauteur variable

On a

Pour  $L - L_c \leq x < L$  .....  $H(x) = hc = 3 \text{ m}$

Pour  $0 < x \leq L - L_c$  .....  $h(x) = h_c + (h_p - h_c) \left(\frac{x}{l - l_c}\right)^2 = 3 + 0.00148 x^2$

**IV.4.2. loi de variation de l'épaisseur de l'hourdis inférieur :**

a) Travée intermédiaire

$$e_i(x) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{l^2} \cdot x^2$$

b) travée de rive

$$e_i(x) = e_{ic} + \frac{e_{ip} - e_{ic}}{(l - l_c)^2} \cdot x^2$$

**4.3. loi de variation de la section :**

a) travée intermédiaire

$$s(x) = s_c + \frac{s_p - s_c}{l^2} \cdot x^2$$

b) travée de rive

$$s(x) = s_c + \frac{s_p - s_c}{(l - l_c)^2} \cdot x^2$$

**IV.4.4. Loi de variation du centre de gravité de la section :**

a. travée intermédiaire

$$Y_{G(x)} = Y_{gc} + \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{L^2} x^2$$

b. travée de rive

$$Y_{G(x)} = Y_{gc} + \frac{Y_{gp} - Y_{gc}}{(l - l_c)^2} x^2$$

**IV.4.5) loi de variation de l'inertie :**

a. travée intermédiaire

$$I(x) = I_c \left[ 1 + k \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}$$

avec  $k = \left[ \left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0.4} - 1 \right]$

b. travée de rive

$$I(x) = I_c \left[ 1 + k \left( \frac{x}{l - l_c} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}$$

Les résultats sont donnée dans le tableau suivant :

x	H(x) m	e <sub>i</sub> (x) m	S(x) m <sup>2</sup>	Y <sub>G</sub> (x)m	I(x)m <sup>4</sup>	V(x) m	V'(x)m	ρ(x)	C(x)m	C'(x)m
0	3	0.25	9.5260	2.0156	10.4227	0.9844	2.0156	0.5510	0.5424	1.1105
3	3.0133	0.25	9.5460	2.0223	10.5592	0.9910	2.0223	0.5519	0.5469	1.1161
6	3.0533	0.26	9.6060	2.0427	10.9753	1.0073	2.0427	0.5550	0.5590	1.1337
9	3.1199	0.27	9.7060	2.0766	11.6903	1.0434	2.0766	0.5558	0.5799	1.1542
12	3.2113	0.29	9.8470	2.1241	12.7372	1.0889	2.1241	0.5559	0.6053	1.1808
15	3.3330	0.31	10.027	2.1852	14.1630	1.1448	2.1852	0.5649	0.6467	1.2344
18	3.4795	0.34	10.248	2.2598	16.0305	1.2197	2.2598	0.5676	0.6922	1.2824
21	3.6530	0.37	10.509	2.3481	18.4189	1.3019	2.3481	0.5733	0.7464	1.3462
24	3.8525	0.40	10.810	2.4499	21.4256	1.4021	2.4499	0.5770	0.8090	1.4136
27	4.0789	0.45	11.151	2.5652	25.1683	1.5137	2.5652	0.5812	0.8798	1.4909
30	4.3325	0.50	11.533	2.6942	29.7863	1.6378	2.6941	0.5853	0.9586	1.5769
33	4.6117	0.55	11.954	2.8367	35.4427	1.7750	2.8367	0.5880	1.0451	1.6680
36	4.9181	0.60	12.416	2.9927	42.3269	1.9254	2.9927	0.5916	1.1390	1.7704
39	5.2511	0.66	12.918	3.1624	50.6562	2.0887	3.1624	0.5937	1.2400	1.8775
42	5.6107	0.73	13.460	3.3456	60.6784	2.2651	3.3456	0.5949	1.3475	1.9903
45	6.0000	0.80	14.042	3.5430	72.7000	2.4570	3.5430	0.5950	1.4619	2.1080

**Tab IV.3:** la variation des différents paramètres de la travée de rive et demi-travée centrale

#### IV.5 Caractéristiques géométriques du caisson sur pile

Les caractéristiques géométriques données dans le tableau (**Tab. IV.1**) concernant le voussoir sur pile ne sont utilisées que pour établir les différentes lois de variation, mais en réalité le voussoir sur pile est toujours plein pour résister aux efforts tranchants qui sont très important dans cette zone

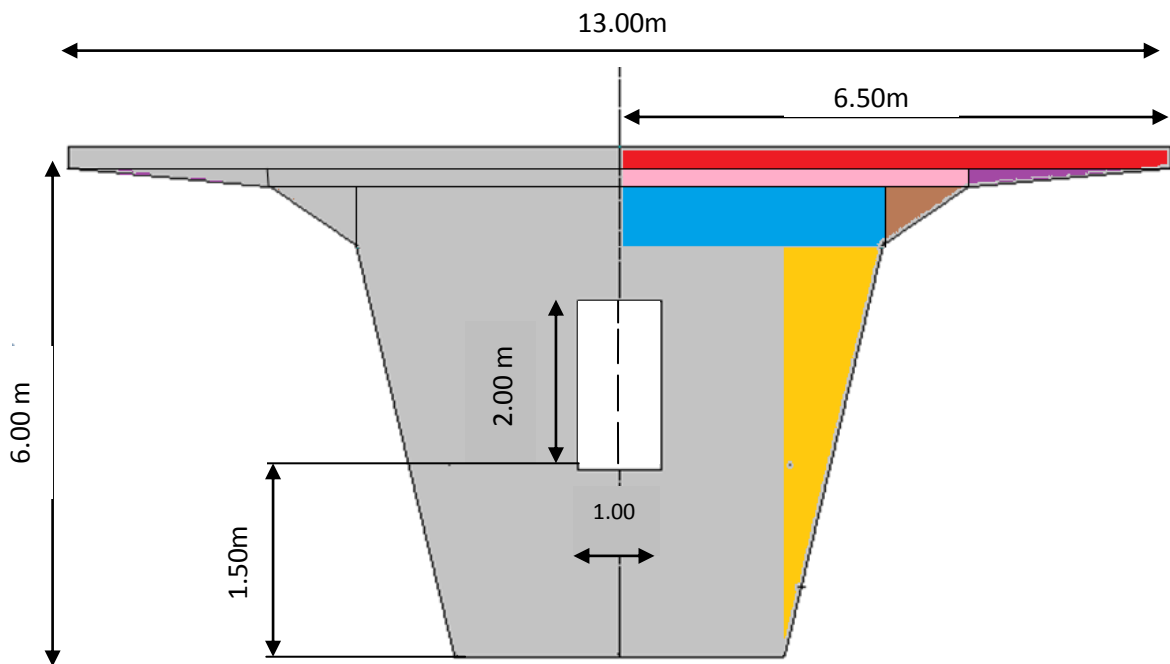


Figure IV.11: coupe transversale de voussoirs sur pile plein

Les resultats sont donnée dans le tableau suivant

N°	b	h	Si	Y <sub>Gi</sub>	S <sub>i</sub> xY <sub>Gi</sub>	d <sub>i</sub> <sup>2</sup>	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> .Si	I <sub>Gi</sub>	I <sub>Gx</sub>
1	6.500	0.2500	1.6250	5.8750	9.5469	7.7173	12.5406	0.0085	12.5845
2	4.1400	0.2500	0.5175	5.6250	2.9109	6.3908	3.3072	0.0054	3.3126
3	2.3600	0.2500	0.2950	5.6666	1.6717	6.6032	1.9479	0.0010	1.9489
4	3.1400	0.5000	1.5700	5.2500	2.4225	4.6354	7.2776	0.0327	7.3103
5	1.0000	0.5000	0.2500	5.3333	1.3333	5.0012	1.2503	0.0035	1.2538
6	2.0000	5.0000	10.000	2.5000	25.000	0.3564	3.5640	20.833	24.3970
7	1.1400	5.0000	2.8500	3.3333	9.4999	0.0559	0.1593	3.9583	4.1176
8(vide)	0.5000	2.0000	-1.000	2.5000	-2.500	0.3564	-0.3564	-0.333	-0.6894
—	/	/	16.1075	/	49.885	/	/	/	54.2353

Tab IV.4 :Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile plein

Le calcul :

$$Y_G = \frac{\sum Y G_i . S_i}{\sum S_i} \implies Y_G = \frac{49.885}{16.1075} = 3.0970 \text{ m} \implies \boxed{Y_G = 3.0970 \text{ m}}$$

$$X_G = \frac{\sum x_i . S_i}{\sum S_i} \text{ dans notre cas il ya une symétrie alors } \implies \boxed{X_G = 6.5000 \text{ m}}$$

$$S = 2 \times S_i \implies S = 2 \times 16.1075 \implies \boxed{S = 32.215 \text{ m}^2}$$

$$V' = Y_G \implies Y_G = 3.0970 \text{ m} \implies \boxed{v' = 3.0970 \text{ m}}$$

$$V = h - Y_G \implies v = 6.00 - 3.0970 \implies \boxed{v = 2.9030 \text{ m}}$$

$$\rho = \frac{I_{gi}}{S V V'} \implies \rho = \frac{54.2353}{144.816} \implies \boxed{P = 0.375}$$

$$C' = \rho . V' \implies C = 0.375 \times 3.0970 \implies \boxed{C' = 1.1614 \text{ m}}$$

$$C = \rho . V \implies C = 0.375 \times 2.9030 \implies \boxed{C = 0.5424 \text{ m}}$$

$$I_{Gx} = 2 . I_{gx} \implies I_{Gx} = 2 \times 54.2353 \implies \boxed{I_{Gx} = 108.47 \text{ m}^4}$$

# CHAPITRE V



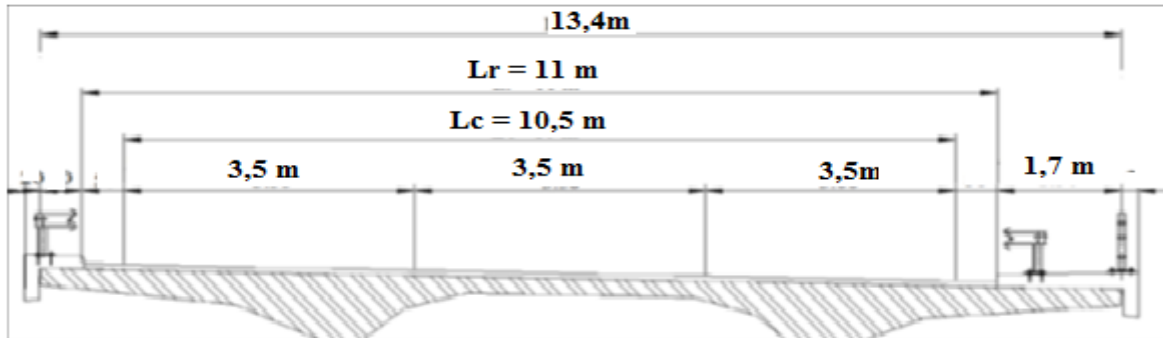
*Charges et surcharges*

**Introduction :**

Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

**V.1.1. Caractéristique du pont :**

Les caractéristiques du pont sont données par le fascicule 61 titre II.



*Figure V.1. Schéma explicatif des différentes largeurs dans un pont.*

**a. largeur roulable :**

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordure.

- Dans notre cas **Lr = 11 m.**

**b. largeur chargeable :**

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière).

- En général la largeur chargeable s'écrit sous la forme suivante : **LC= LR - 2 X0,5.**
- Si la chaussée est encadrée par deux bordures, alors **Lc = Lr.**
- Si la chaussée est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, alors **lc = Lr - 0.5**

- Dans notre cas **Lc = 10 m.**

**C . Largeur total :**

- Dans notre cas **Lt = 13 m.**

**D. nombres de voies de circulation :**

$$Nv = \frac{Lc}{3} = \frac{10}{3} = 3.33 \quad \Longrightarrow \quad Nv = 3 \text{ voies.}$$

**e)- Largeur de la voie :**

$$Lv = \frac{Lc}{Nv} = \frac{10}{3} \quad LV = \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ voies de } 3.5 \text{ m.} \\ 1 \text{ voie de } 3 \text{ m.} \end{array} \right.$$

**F. Classe de pont:**

Le le RPOA a classé les ponts selon le tableau suivant :

Pont	Classe
$Lr \geq 7,00 \text{ m}$	1 <sup>er</sup>
$5,50 \text{ m} < Lr < 7,00 \text{ m}$	2 <sup>eme</sup>
$Lr . 5,50 \text{ m}$	3 <sup>eme</sup>

**TAB.V.1:** tableau de classification des ponts

Pour notre projet ; il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable  $Lr = 11\text{m}$ , donc c'est un pont de 1<sup>ère</sup> classe.

**V.2. Evaluation des charges et surcharges :****V.2.1. Les charges hors trafic :****V.2.1.1. Les charges permanentes (CP) :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, revêtement, dispositif de sécurité).

**➤ Élément porteur  $G(x)$  :**

C'est le poids propre du tablier défini par le produit de la section transversale et le poids volumique du matériau constitutif.

$$\text{On a : } \quad \mathbf{G = 2G_1 + G_2 + 4G_3 + 2G_4}$$

Avec :

$G_1$  : poids propre du voussoir sur pile.

$G_2$  : poids propre du voussoir à la clé.

$G_3$  : poids propre de la partie avec variation de hauteur.

$G_4$  : poids propre du voussoir coulé sur cintre.

$$G_1 = (\gamma_b \cdot Svps \cdot 8) = (2,5 \times 14,0436 \times 8) = \mathbf{280,872t}$$

$$G_2 = (\gamma_b \cdot Sc \cdot 2) = (2,5 \times 9,526 \times 2) = \mathbf{47,63t}$$

$$G_3 = \gamma_b \cdot \int_0^{45} [(Sp - Sc) \frac{x^2}{L^2} + Sc] dx = \mathbf{1241,085t}$$

$$.G4 = (\text{yb. Sc. 11}) = (2,5 \times 9,625 \times 11) = 264,6875 \text{t}$$

$$\Rightarrow G = 2(280,872) + 47,63 + 4(1241,085) + 2(264,6875) =$$

$$G = 6103,09 \text{t.}$$

➤ **Les charges complémentaires permanentes (CCP) :**

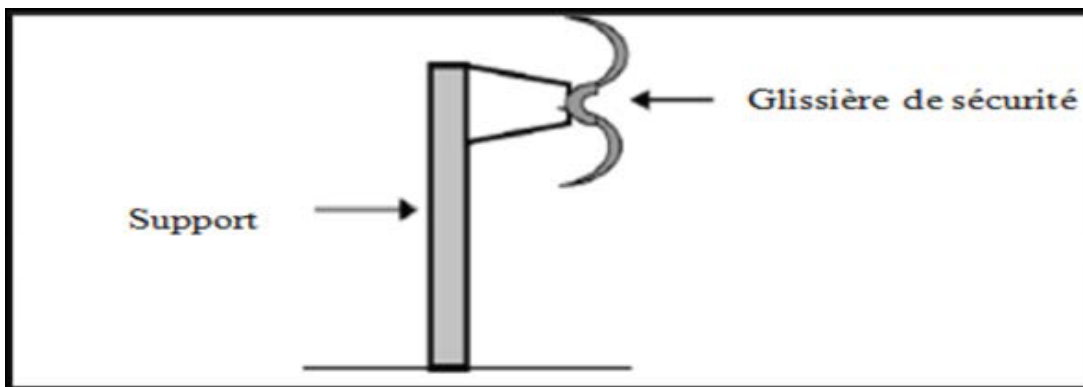
- **Revêtement :**

La chaussée du pont est composée d'une couche d'étanchéité de 1cm et d'une couche de roulement de 8cm pour le trafic. Avec les densités suivantes : 20 KN/m<sup>3</sup>, 22 KN /m<sup>3</sup>.

$$P_{\text{revêtement}} = (11 \times 0,01 \times 2) + (11 \times 0,08 \times 2,2) = 2,156 \text{t/ml.}$$

- **poids du dispositif de sécurité :**

C'est le poids des glissières de sécurité plus les garde-corps.



*Figure .V.2. Glissière de sécurité*

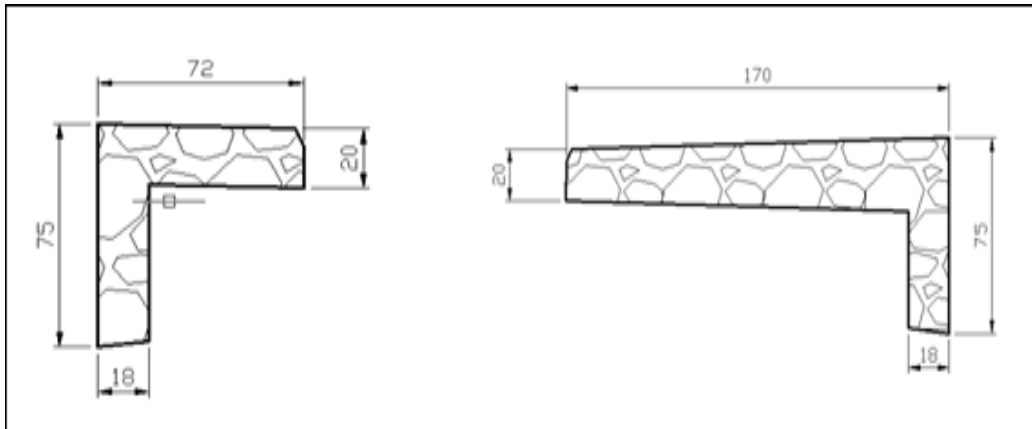
Les glissières souples standards sont les plus utilisées, elles sont composées d'éléments glissants, leurs poids est pris égal à :

$$P_{\text{gl}} = 0,06 \text{t/ml.}$$

- **Poids du garde corps :**

Sont des barrières métalliques, disposé sur chaque trottoir leurs poids est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.  $P_{\text{gc}} = 0,1 \text{t/m.}$   $P(2\text{gc}) = 0,2 \text{t/m.}$

- poids de corniche et du trottoir :



**Figure .V.3.** Coupe transversale des deux trottoirs avec corniche.

$$P_{(tr+corniche)} = \gamma_b \times (S_{trot+corn-droite} + S_{trot+corni-gauche})$$

$$P_{(tr+corniche)} = 2,5 \times (0,5035 + 0,2735) = 1,9425t/ml.$$

$$P_{(tr + corniche)} = 1,943t/ml.$$

Donc :  $CCP = P_{revêtement} + P_{gli} + P_{gc} + P_{(tr+corniche)}$ .

$$CCP = 2,156 + 0,06 + 0,2 + 1,943.$$

$$CCP = 4,36t/ml.$$

### V.2.2.Les charges dues au trafic :

#### V.2.2.1. Charges routières :

D'après le fascicule **61 titre II** les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ✓ La charge de type A (L).
- ✓ Système B (Bc, Bt , Br).
- ✓ La surcharge militaire Mc120.
- ✓ Le convoi exceptionnel D240.
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

#### ❖ Système de charges A (L) :

D'après le **fascicule 61 titre II**, la chaussée supporte une surcharge uniforme dont l'intensité est définie par la formule suivante en fonction de la longueur chargée L (portée du pont).

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{L+12} \text{ exprimé en ( kg/m}^3\text{)}$$

**Ac** (A(l) corrigée) obtenu en majorant A(L) par les coefficients a1 et a2 (**Ac= a1.a2 A(l)**).

-Le coefficient  $a_1$  est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, les valeurs de sont données par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>er</sup>	1	1	0,9	0,75	0,7
	2eme	1	0,9	/	/	/
	3eme	0,9	0,8	/	/	/

**TAB.V.2.** les valeurs de coefficient  $A_1$

Donc :  $a_1 = 0,9$  (pont de 1ère classe, et avec 03 voies)

La valeur de  $a_1$  est donnée par la formule suivante :  $a_2 = \frac{V_0}{V}$

$V_0$  dépend de la classe du pont :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_0 = 3,5 \text{ pour un pont de 1ere classe.} \\ V_0 = 3 \text{ pour un pont de 2eme classe.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas  $V_0 = 3,5$ .

$V$  : largeur réel de la voie =  $\frac{Lr}{3} = \frac{11}{3} = 3,667$ .

Donc  $a_2 = \frac{3,5}{3,667} = 0,955$

⇒ Ce qui donne :  $A_c = 0,9 \cdot 0,955 A(l) = 0,8595 A(l)$ .

Le choix du placement de la charge  $A(l)$  sur les travées qui donne les moments fléchissant, et efforts tranchants max ne peut pas être déterminé directement, pour se faire il faut donc envisager les différents cas de chargement possible.

Dans notre cas nous avons 5 cas de charges possible.

Les différentes valeurs de A (l) sont données par le tableau suivant :

cas Travées Chargées	L (m)	A(l) t /m <sup>2</sup>	a <sub>2</sub>	a <sub>1</sub> 1 <sup>ère</sup> et2 <sup>ème</sup> voies	a <sub>1</sub> 3 <sup>ème</sup> voie	Ac t /m <sup>2</sup> 1 <sup>ère</sup> et2 <sup>ème</sup> voies	Ac t/m <sup>2</sup> 3 <sup>ème</sup> voie	1 voie 3.5m t /ml	2voies 7m t /ml	3voies 10m t / ml
1	60	0,730	0,955	1	0,9	0,6971	0,6274	2,4398	4,3918	<b>6,274</b>
2	160	0,4393	0,955	1	0,9	0,4195	0,3775	1,4682	2,9365	3,775
3	120	0,5027	0,955	1	0,9	0,48	0,432	1,68	3,36	4,32
4	100	0,5514	0,955	1	0,9	0,5265	0,4739	1,6586	3,6855	4,739
5	220	0,3851	0,955	1	0,9	0,3677	0,3309	1,2869	2,5739	3,309

**TAB.V.3.** les valeurs de A(l) pour chaque cas de charge.

Le cas le plus défavorable vaut : **6,274 t/ml**, sur la travée de rive de **60m**.

**b)-Système de charge B :**

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts (Bc,Bt,Br) dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont.

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

➤ **Système de charge Bc :**

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

- ✚ masse totale .....30 t.
- ✚ Masse portée par chacun des deux essieux arrière ..... 12 t.
- ✚ Masse portée par l'essieu avant ..... 6t.
- ✚ Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière ..... 4,5 m.
- ✚ Distance entre les deux essieux arrière ..... 1, 5 m.
- ✚ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....2m.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- ✚ **Disposition dans le sens transversal :**Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

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

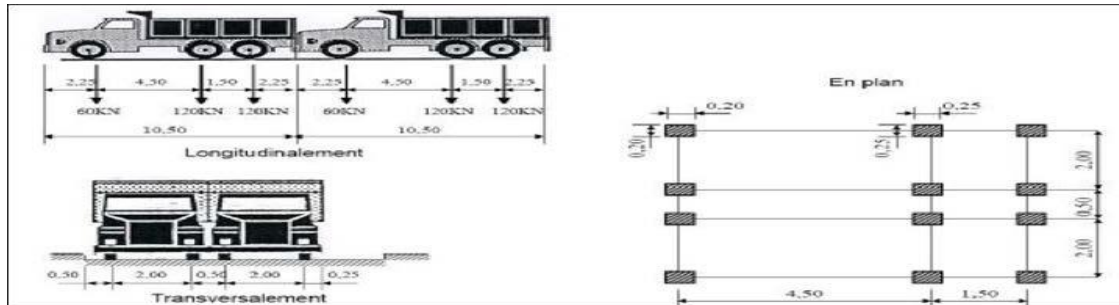


Figure V.4. Les dimensions de système Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prise en compte sont multipliées par le coefficient bc qui est donné dans le tableau suivant :

pont Classe du	Nombre de files				
	1	2	3	4	≥5
1ere	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2eme	1	1	/	/	/
3eme	1	0,8	/	/	/

TAB.V.4. Valeurs de coefficient bc .

- Coefficient de majoration dynamique :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec :

**L :** la longueur de l'élément exprimée en mètres.

**G :** poids propre de la travée considérée.

**S :** La charge de Bc max prise avec pondération.

**Donc :**  $S = n \times 30 \times bc$  Un camion.....30t

n : nombre de camion

Les valeurs de S et de  $\delta$  pour les différents cas de la charge Bc sont données par le tableau suivant :

Cas de charge des travées	L	G(t)	bc 1 file	bc 2 files	bc 3 files	S(t) 1 file	S(t) 2 files	S(t) 3 files	$\delta$ 1 file	$\delta$ 2 files	$\delta$ 3 files
1	60	1838,2725	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0343	1,0310	<b>1,0422</b>
2	120	3676,55	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0183	1,0207	1,0222
3	100	3194,8	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0215	1,0243	1,0261
4	160	5033,0725	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0139	1,0156	1,0168
5	220	6871,345	1,2	1,1	0,95	72	132	171	1,0102	1,02	1,0124

- Les surcharges du système **BC** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique  $\delta$ .

Les calculs sont donnés par le tableau suivant :

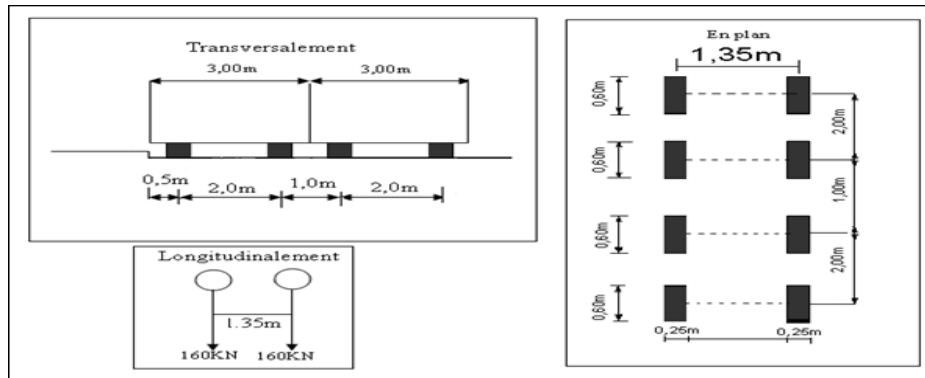
Cas de charge des travées	L	S(t) 1 file	S(t) 2 files	S(t) 3 files	$\delta$ 1 file	$\delta$ 2 files	$\delta$ 3 files	Bc 1 (t)	Bc 2 (t)	Bc 3 (t)
1	60	72	132	171	1,0343	1,0310	1,0422	74,4696	136,092	<b>178,2333</b>
2	120				1,0183	1,0208	1,0222	73,3176	174,5568	174,7962
3	100				1,215	1,0243	1,0261	73,548	135,2076	175,4631
4	160				1,0139	0,156	1,0168	73,0008	134,592	173,8728
5	220				1,0102	1,02	1,0124	72,7344	134,64	173,1204

➤ Système de charge Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux, tous deux à roues Simples munies de pneumatiques .Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au

moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- ✚ Masse portée par chaque essieu. .... 160 KN.
- ✚ Distance des deux essieux. .... 1,35 m.
- ✚ Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu. .... 2 m.



**Figure V.5.** Les dimensions de système **Bt**.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient **bt** qui est présenté dans le tableau suivant (**fascicule 61 titre II**) :

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient bt	1	0,9

**Tab .V.5 :** Valeurs de coefficient **bt**

• **Coefficient de majoration dynamique :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :  $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2L}$

Avec :

**L** : la longueur de l'élément exprimée en mètres.

**G** : poids propre de la travée considérée.

**S** : La charge de Bc max prise avec pondération.

$S = n \times 32 \times bt$  avec  $n$  : nombre de camion, (camion de 32t).

Notre pont est de première classe **bt=1**

Les calculs sont dans le tableau suivant :

Cas de charge des travées	L	G(t)	bt	S 1 (t)	S 2 (t)	S 3 (t)	$\delta$ 1 file	$\delta$ 2 filles	$\delta$ 3 filles
1	60	1838,2725	1	64	128	192	1,0359	1,0405	<b>1,046</b>
2	120	3676,55					1,0185	1,0211	1,023
3	100	3194,8					1,0220	1,0249	1,0279
4	160	5033,0725					1,0133	1,0159	1,0177
5	220	6871,345					1,0102	1,0116	1,013

**TAB.V.6.** valeurs de S et de  $\delta$  pour les différents cas de charge **Bt**

- Les surcharges du système Bt sont multipliées par de coefficient de majoration dynamique.

Les calculs sont donnés par le tableau suivant :

Cas de charge des travées	L	S 1 (t)	S 2 (t)	S 3 (t)	$\delta$ 1 file	$\delta$ 2 filles	$\delta$ 3 filles	Bt 1 (t)	Bt 2 (t)	Bt 3 (t)
1	60	64	128	192	1,0359	1,0405	1,046	66,208	133,184	<b>200,832</b>
2	120				1,0185	1,0211	1,023	64,184	130,7	196,416
3	100				1,022	1,0249	1,0279	64,408	131,187	197,356
4	160				1,0133	1,0159	1,0177	64,851	130,035	195,398
5	220				1,0102	1,0116	1,013	64,652	129,484	194,496

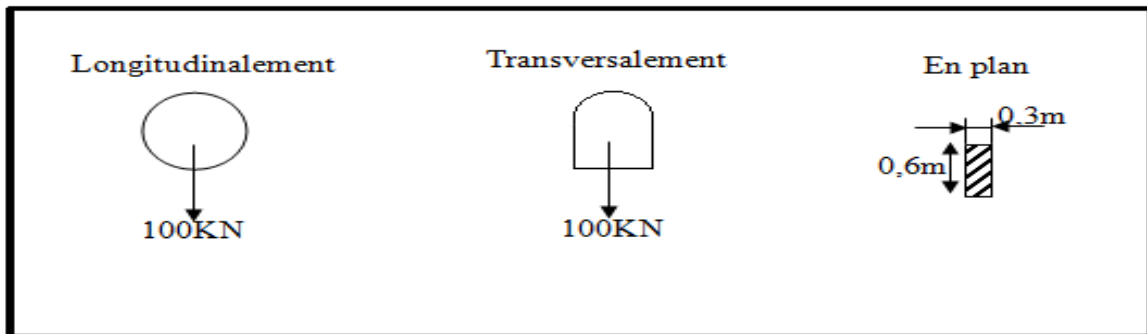
**TAB.V.7.** les valeurs de Bc.

➤ **Système de charge Br :**

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 100 kN, Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le cote transversal mesure 0,60 m et le cote longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br dispose normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut-être placé n'importe où sur la largeur roulable.

Schématisations des caractéristiques de système Br :



**Figure .V.6 :** dimensions de l'impact de système *Br*

• **Coefficient de majoration dynamique :**

Ce coefficient est déterminé par la formule :  $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2L}$

G : La charge permanente de la travée considérée.

S : La charge Br.

Largeur roulable  $L_r = 11,00$  m.

S = 10 t.

Les valeurs de **S**,  **$\delta$** , **Br** sont données dans le tableau suivant :

Cas de charge des travées	L	G(t)	S (t)	$\delta$	Br (t)
1	60	1838,2725	10	<b><u>1,0315</u></b>	<b><u>10,315</u></b>
2	120	3676,55	10	1,0164	10,164
3	100	3194,8	10	1,0195	10,195
4	160	5033,0725	10	1,0124	10,124
5	220	6871,345	10	1,0092	10,092

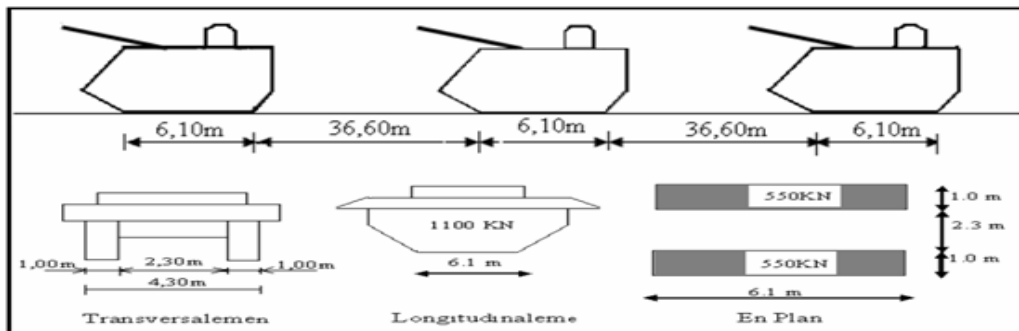
**TAB.V.8.** les valeurs S,  $\delta$  et de Br en fonction de cas de chargement

**c)- Charges militaire Mc120 :**

Les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d’être plus défavorables que les charges A et B.

Ces derniers peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n’est pas limité, mais on doit limiter l’espace entre deux convois est environ de **30,5 m**.
- Masse totale est de **100 t**.
- Longueur d’une chenille est de **6, 10m**.
- Largeur d’une chenille est égale à **1, 0m** Distance d’axe en axe des deux chenilles est de **3, 30m**.



**Figure .V.7.** Les dimensions d’impact du système **Mc120**.

- Coefficient de majoration dynamique :
- Ce coefficient est déterminé par la formule :  $\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2L}$

Avec :  $S = n \times 110 \text{ t.}$

Les valeurs S,  $\delta$  et de Mc120 sont données par le tableau suivant :

Cas de charge des travées	L	G	N	S (t)	$\delta$	Mc 120 (t)
1	60	1838,2725	2	220	1,048	230,56
2	120	3676,55	4	440	1,033	454,52
3	100	3194,8	3	330	1,034	341,22
4	160	5033,0725	5	550	1,028	565,4
5	220	6871,345	6	660	1,023	675,18

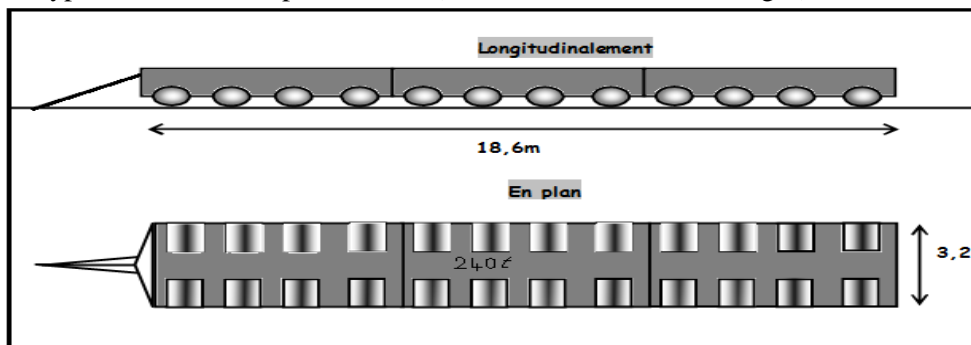
**Tab .V.9 :** Les valeurs de S,  $\delta$  et de Mc 120.

**d)- Charges exceptionnels D 240 :**

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois lourds exceptionnels.

Le convoi type D240 comporte une remorque supportant 2400 KN (une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total) , ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

- Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toute autre charges).



**Figure V.8 :** les dimensions du système D 240

- ✚ Les charges exceptionnelles D240 ne sont pas frappées de majorations pour effet dynamique, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. (Vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée comme une charge statique).

**e)- Effort de freinage :**

Les charges de chaussée des systèmes **A(I)** et **Bc** sont susceptibles de développer des réactions de freinage, **Ff** effort s'exerçant à la surface de la chaussée.

- Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

➤ **Effort du au système A(I) :**

L'effort de freinage dû à la charge A est égal à la fraction du poids de celle-ci :

$$F_{A(I)} = \frac{1}{20+0,0035s} A(I) = 0,2838t .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A(I)} = A(I)_c = 6,274 \text{ t/ml} \\ \mathbf{S} : \text{surface charge par m}^2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \ll \text{cas le plus défavorable} \gg \\ S = L_x L_c = 60 \times 10 = 600 \text{ m}^2 . \end{array}$$

➤ **Effort de freinage du a Bc :**

**Bc** = 30 t par tablier un seul camion est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système **Bc** ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients .

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut :

$$\mathbf{FBc} = \mathbf{Bc} = 30 \text{ t} .$$

**f)- Force centrifuge :**

Par convention les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système **Bc** dans les conditions suivantes :

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système **Bc** disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

- Les effets développés par la force centrifuge sont frappés de majoration pour effets dynamiques. il ya lieu également de tenir compte des coefficients **bc**

- En désignant par **R** (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu; une fraction de son poids égale :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_c = \frac{(R+150)Bc}{(6R+350)b} & \text{si } R \leq 400\text{m} . \\ F_c = \frac{80Bc}{R} & \text{si } R > 400\text{m} . \end{array} \right.$$

Dans notre cas  $R = 800 \text{ m} > 400 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } F_c = \frac{80 \times 178,2333}{800} = 17,82\text{t} .$$

**V.2.3.Charges sur les trottoirs :**

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou deux trottoirs, donc on va les assimiler à des charges réparties de **1,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la justification de la flexion longitudinale et **4,5 KN/m<sup>2</sup>** pour la flexion locale.

Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé.

Dans notre cas on charge uniquement un trottoir.

➤ **Charges locales :**

Le trottoir chargé :  $St = 0.45 \times 1,70 = 0.765 \text{ t/ml}$ .

➤ **Charges générales :**

Le trottoir chargé :  $St = 0.15 \times 1,70 = \mathbf{0.255 \text{ t/ml}}$

#### **V.2.4. Effet du vent :**

D'après le fascicule 61 titre II ; le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- $P = 2 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en service.
- $P = 1.25 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.
- $P = 1.0 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut **1.25 KN/m<sup>2</sup>** car la durée de réalisation du projet dépasse 1 mois.

#### **V.2.5. Effet du gradient thermique :**

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de Drâa El mizane  $\Delta T = \pm 12^\circ\text{C}$ .

#### **V.2.6. Le séisme :**

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie. En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle.

Notre ouvrage est classé en zone **IIa**.

La zone est à *moyenne* risque sismique.

**V.3. Combinaisons de charges :**

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Actions	ELU	ELS
<b>Charge permanente (G)</b>	1,35	1
<b>Surcharge A (L)</b>	1,6	1,2
<b>Système B</b>	1,6	1,2
<b>M120</b>	1,35	1
<b>D240</b>	1,35	1
<b>gradient thermique (<math>\Delta T</math>)</b>	0	0,5
<b>Vent (W)</b>	1,5	1
<b>Surcharge de Trottoirs (St)</b>	1,6	1
<b>L'effet de précontrainte (P)</b>	1	1
<b>Freinage</b>	1,6	1,2

***Tab .V.10 : Les différents coefficients de majoration.***

Combinaisons de charges à L'E.L.U et à L'E.L.S sont données par le tableau suivant:

Action prépondérante	Combinaisons
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6 (A (I) + St)$
	$1,35G + 1,6 (Bc + St)$
	$1,35G + 1,6 (Bt + St)$
	$1,35G + 1,35 MC120$
	$1,35G + 1,35 D240$
	$1,35 G + 1,5 W$
A L'E.L.S	$G + 1,2 (A (I) + St)$
	$G + 1,2 (Bc + St)$
	$G + 1,2 (Bt + St)$
	$G + Mc120$
	$G + D240$
	$G + 1,2 (A (I) + ST) + 0,5 \Delta T$
	$G + 1,2 (BC + ST) + 0,5 \Delta T$
	$G + Mc120 + 0,5 \Delta T$
	$G + D240 + 0,5 \Delta T$
	$G + W$

**Tab .V.11** : Les différentes combinaisons

# CHAPITRE VI



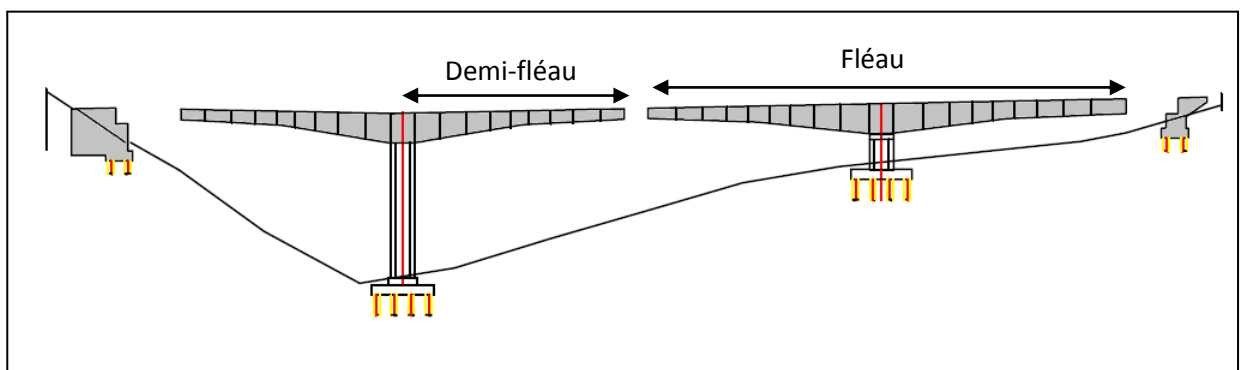
*Etude longitudinale*

## INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellement successif consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs de part et d'autre à partir de la pile considérée pour ne pas avoir un renversement, soit dans des ateliers de préfabrication est on le met en place avec des engins, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

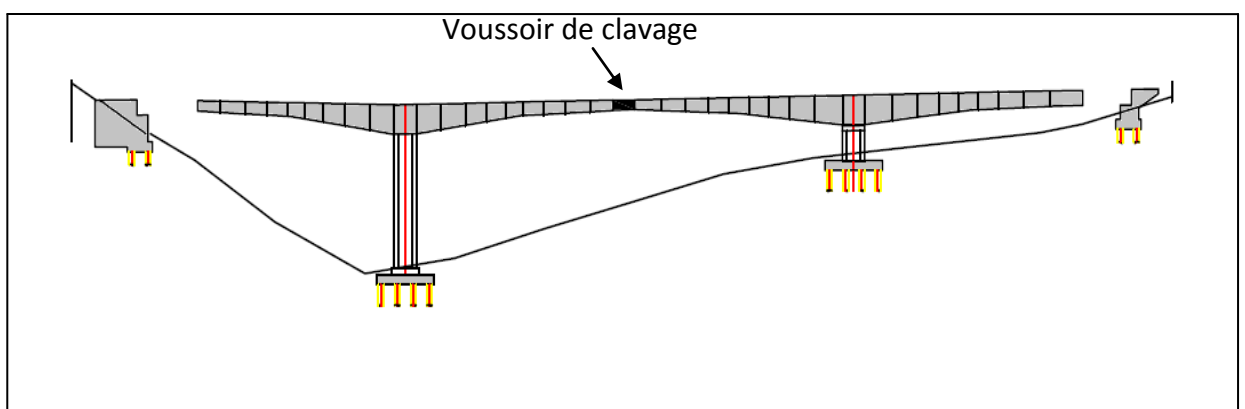
### VI.1. Phases de construction :

#### ➤ Phase 1 :



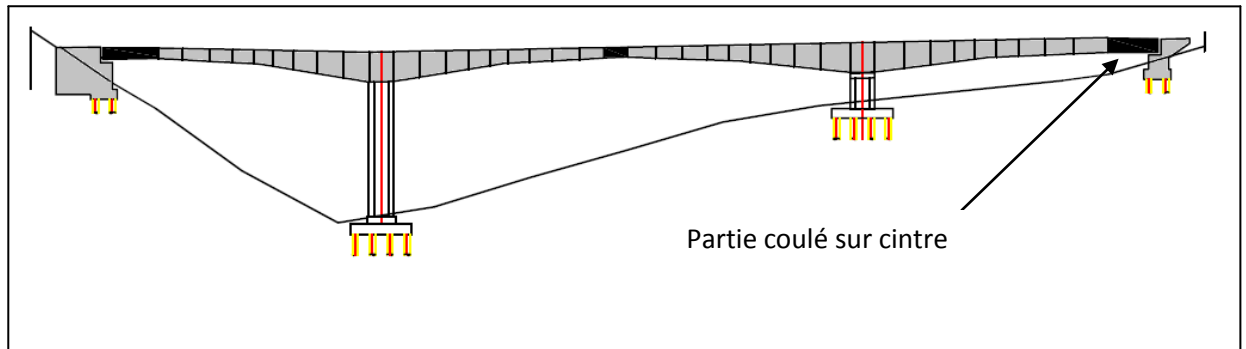
*Figure.V.1 : réalisation des fléaux sur pile*

#### ➤ Phase 2 :



*Figure. VI.2 : clavage a ca clé des deux fléaux*

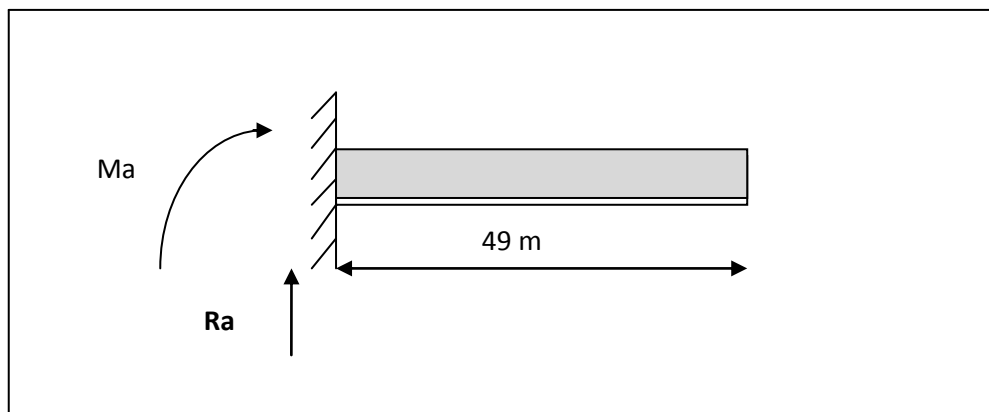
## ➤ Phase 3 :



**Figure. VI.3:** clavage des deux fléaux avec les culés

### VI.2) charge applique au fléau en phase de construction

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une **bi console**.



**Figure VI.4 :** schéma statique de demi-fléau

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- ✓ **le poids propre de tablier : G**
- ✓ **les surcharges de chantier :** On tient compte des divers matériels de chantier

que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de  $Q_{pra1} = 0,02 \text{ T/m}^2$  et une surcharge concentrée  $Q_{pra2} = 10 \text{ T}$  appliquée au bout de fléau

- ✓ **Equipages mobile:** le poids de l'équipage mobile sensiblement égale à la moitié de poids du voussoir le plus lourd qu'il sert à bétonner ( **le poids du voussoir = 106 t** ) et en prendra  $P_{em} = Q_{prc1} = 55 \text{ t}$  concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

- ✓ **Le vent :** D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale  $100 \text{ kg/m}^2$  si la phase de construction n'excède pas un mois, et  $125 \text{ kg/m}^2$  sinon. Donc pour notre cas on prendre  $125 \text{ kg/m}^2$  soit  $Q_w = 0,125 \text{ t/m}^2$ .

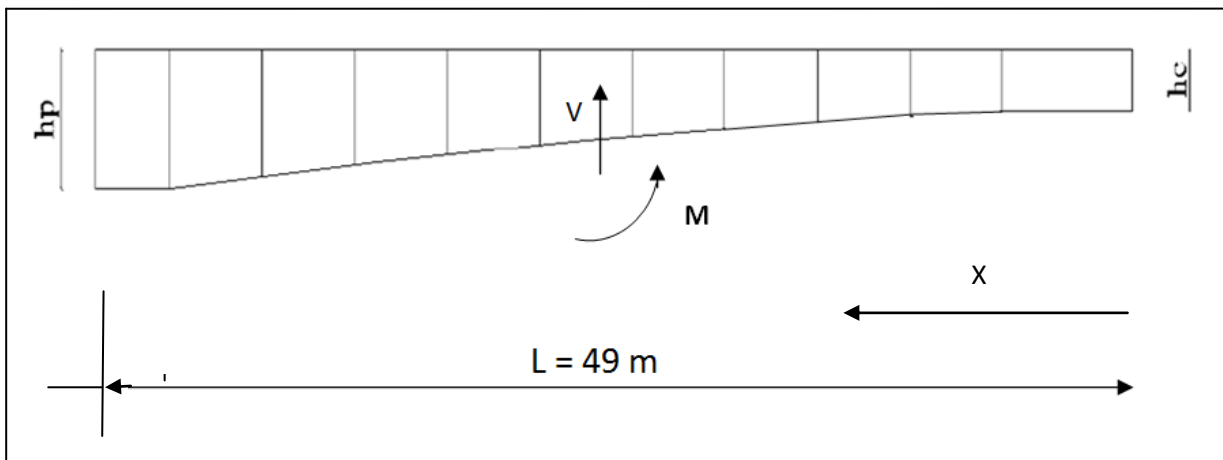
- ✓ **Actions accidentelles :** des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter.  
 Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration = 2.  
 Pour notre cas  $F_A = 110 \text{ t}$

**VI.2.1. Effets dus au poids propre dans le demi-fléau isostatique :**

Tous les calculs d'efforts sont faits par rapport à l'axe de la pile. On fait les hypothèses suivantes:

- Extrados supposé rectiligne horizontal
- Intrados parabolique
- Variation parabolique de la section de béton entre la section de clef et celle sur pile



**Figure VI.5 :** Efforts dus au poids propre.

la variation de la sections transversale des voussoirs dans le chapitre de pré-dimensionnement est défini par la formule suivante :  $s(x) = sc + (sp - sc)\left(\frac{x^2}{l^2}\right)$

✓ **le poids propre de tablier** ( par mètre linéaire )

pour  $0 \leq x \leq 49\text{m}$   $\implies G(x) = \gamma_b \cdot S(x) \implies G(x) = \gamma_b \cdot [Sc + (Sp - Sc)\left(\frac{x^2}{l^2}\right)]$

✓ **Effort tranchant :**

$$V(x) = \gamma_b \cdot [Sc \cdot x + (Sp - Sc)\left(\frac{x^3}{3l^2}\right)]$$

✓ **Moment fléchissant :**

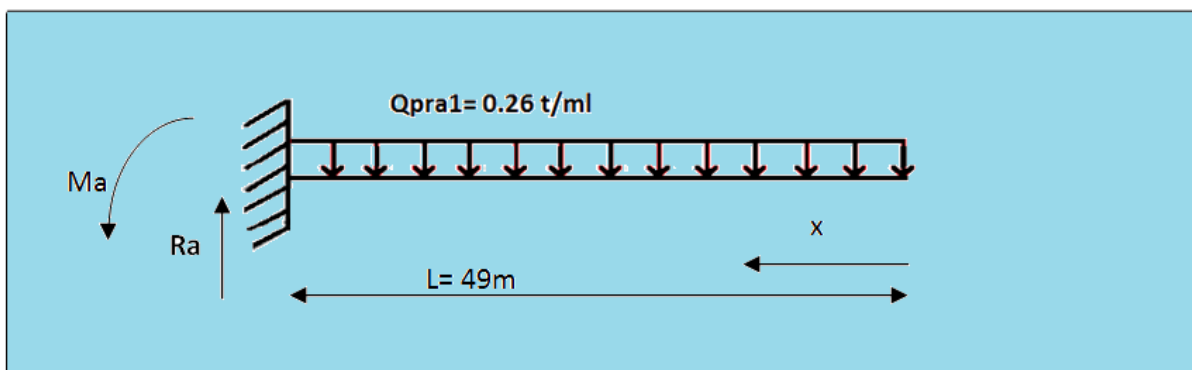
$$M(x) = \gamma_b \cdot \left[ \frac{Sc \cdot x^2}{2} + (Sp - Sc)\left(\frac{x^4}{12l^2}\right) \right]$$

Avec  $X = L-x$

### VI.2.2) Effet des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau :

la surcharge répartie  $Q_{pra1} = 0.02 \text{ t/m}^2 \implies Q_{pra1} = 0.02 \times 13 = 0.26 \text{ t/ml}$

Avec :  $L = 13 \text{ m}$  largeur de tablier



**Figure.VI.6** : schéma statique de la surcharge répartie de chantier

#### ✓ Effort tranchant

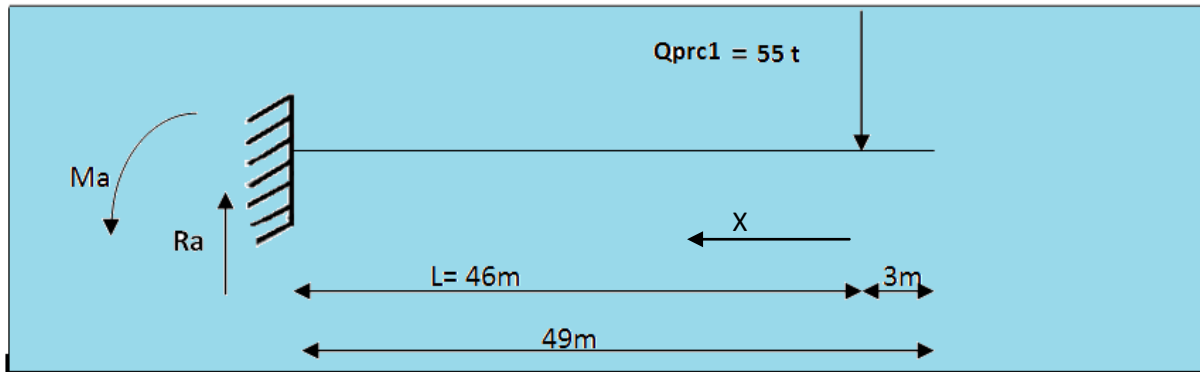
$$T(x) = Q_{pra1} \cdot x \implies T(x) = 0,26 \cdot x$$

#### ✓ Moment fléchissant

$$M(x) = Q_{pra1} \cdot x^2 / 2 \implies M(x) = 0,13 \cdot x^2$$

### VI.2.3. Effet des surcharges concentrées dans le demi-fléau isostatique :

- Surcharge de l'équipage mobile



**Figure VI.7** : schéma statique de la surcharge d'équipage mobile

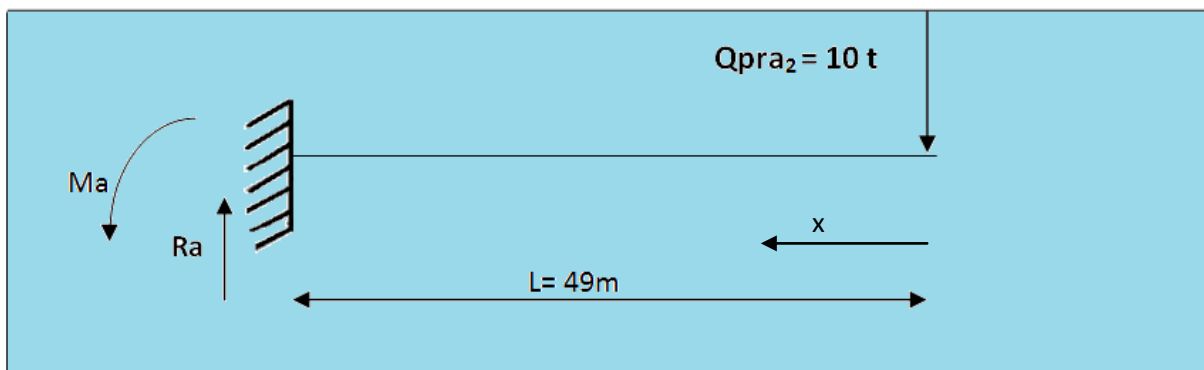
✓ Effort tranchant

$$T(x) = Q_{prc1} \implies T(x) = 55 \text{ t}$$

✓ Moment fléchissant

$$M(x) = Q_{prc1} \cdot x \implies M(x) = 55 \cdot x \text{ t} \quad \text{avec } 0 \leq x \leq 46\text{m}$$

• surcharge concentré de chantier (Qpra<sub>2</sub>)



**Figure VI.8** : schéma statique de la surcharge concentré de chantier

✓ Effort tranchant

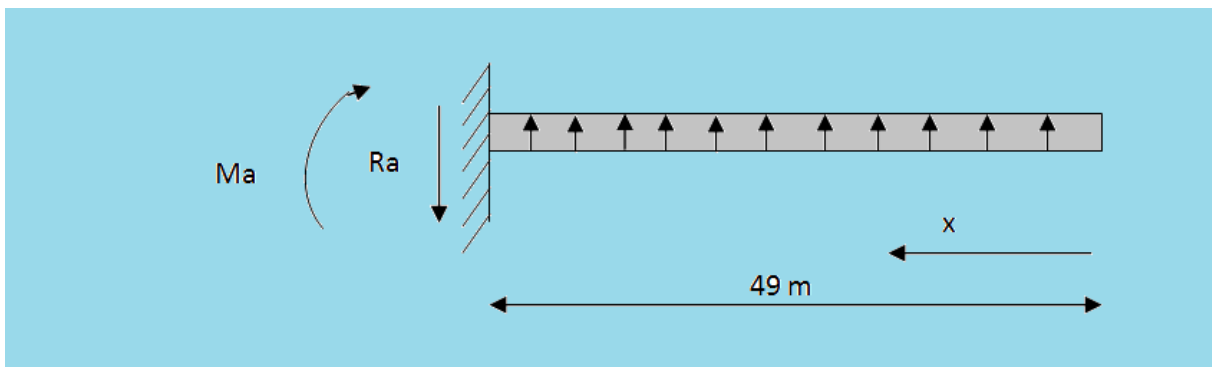
$$T(x) = Q_{pra1} \implies T(x) = 10 \text{ t}$$

✓ Moment fléchissant

$$M(x) = Q_{pra1} \cdot x \implies M(x) = 10 \cdot x$$

V.2.4) le vent :

D'après le fascicule 61 titre II, la charge du vent est égale à 125 kg/m<sup>2</sup>, soit **0.125 /m<sup>2</sup>**



**Figure VI.9** : schéma statique de la surcharge répartie du vent

On a  $Q_w = 0.125 \text{ t/m}^2 \implies Q_w = 0.125 \times 13 = \mathbf{1.625 \text{ t/ml}}$

✓ Effort tranchant

$T(x) = Q_w (L + x) \implies T(x) = \mathbf{1.625x \quad t}$

✓ Moment fléchissant

$M(x) = Q_w \left(\frac{x^2}{2}\right) \implies M(x) = \mathbf{0.8125 x^2 \quad t.m}$

Les résultats des efforts tranchant et les moment fléchissant en fonction de la porté de demi fléau sont donnée dans la tableau suivant :

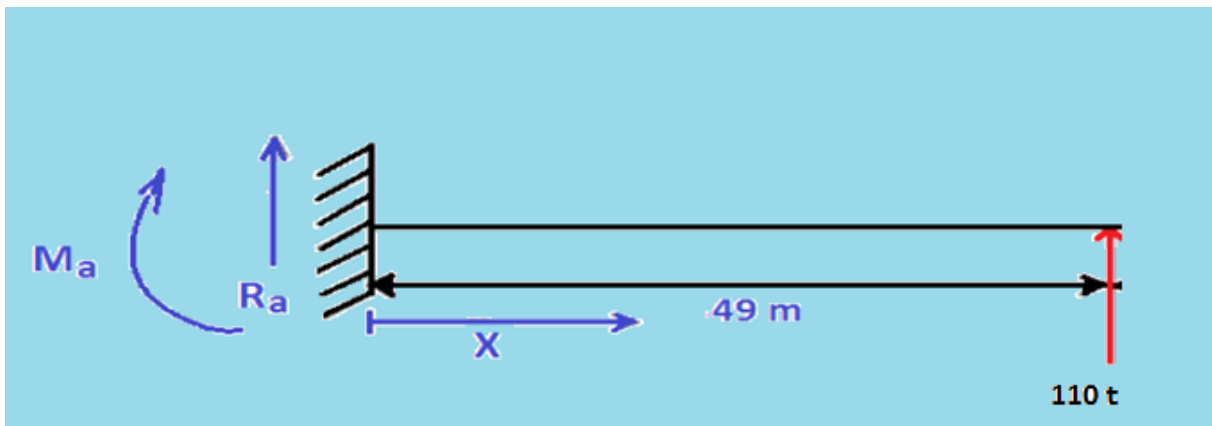
Section	Poids propre		Surcharge répartie de chantier		Surcharge concentré + l'équipage mobile		Surcharge répartie du vent	
	T(X)	-M(X)	T(X)	M(X)	T(X)	M(X)	T(X)	M(X)
0	1351.35	30848.845	12.74	312.13	65	3185	79.625	1951.0
4	1214.5	25719.5	11.7	263.25	65	2925	73.125	1645.3
7	1116.25	22224.14	10.92	229.32	65	2730	68.250	1433.3
10	1021.7	19017.82	10.14	197.73	65	2535	63.375	1235.8
13	930.475	16090.3	9.36	168.48	65	2340	58.500	1053.0
16	842.23	13437.82	8.58	141.57	65	2145	53.625	884.8
19	756.77	11034.15	7.80	117.00	65	1950	48.75	731.3
22	673.9	8776.32	7.02	94.8	65	1755	43.875	592.3
25	593.17	6988.76	6.24	74.88	65	1560	39.000	468.0
28	514.63	5327.46	5.46	57.33	65	1365	34.125	358.3
31	437.9	3899.16	4.68	42.12	65	1170	29.250	263.2
34	362.5	2299.03	3.9	29.25	65	975	24.375	182.8
37	288.5	1722.9	3.12	18.72	65	780	19.500	117.0
40	215.5	967.08	2.34	10.53	65	585	14.625	65.8
43	143.23	429.27	1.56	4.68	65	390	9.750	29.2
46	71.4	107.19	0.78	1.17	65	195	4.875	7.3
49	0.00	0.00	0	0.00	65	0.00	0.000	0.0

**Tab.VI.1** : la variation des efforts dans le demi-fléau en fonction de la porté

**VI.3 : étude de la stabilité des fléau:**

Pendant la construction des ponts construits par encorbellement successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage. L'accident à éviter à ce stade ; est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile.

Pour évaluer ce risque, on considère **une situation accidentelle** qui correspond à la chute de l'équipage mobile en cours de construction.



**Figure VI.9** : schéma statique de la surcharge dans le cas accidentelle

- Effort tranchant

$$T(x) = FA \quad \Longrightarrow \quad T(x) = 110 \text{ t}$$

- Moment flechissant

$$M(x) = Fa \cdot x \quad \Longrightarrow \quad M(x) = 110 x \quad t.m$$

Les résultats des efforts tranchant et les moment fléchissant cas d'un situation accidentelle son dans le tableau suivant :

Section (x)	0	4	7	10	13	16	19	22	25	28	31	34	37	40	43	46	49
<b>-T(x)</b>	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
<b>M(x)</b>	5390	4950	4620	4290	3960	3630	3300	2970	2640	2310	1980	1650	1320	990	660	330	00

**Tab.VI.2** : variation des efforts dans le demi-fléau cas de la situation accidentelle

**VI.4) les combinaisons des charge**

1. La situation durable l'état limite ultime

$$1.1 ( G_{\max}+ G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{W}})$$

$$0.9 ( G_{\max}+ G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{W}})$$

2. La situation accidentelle a l'état limite ultime

$$1.1( G_{\max}+ G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{prc1max}})$$

$$0.9( G_{\max}+ G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{prc1max}})$$

Avec {

- $G_{\max}$  : charge permanente défavorable (poids propre d'un demi-fléau majoré par le Coefficient =1.02
- $G_{\min}$  : charge permanente favorable minoré par le coefficient =0.98
- $Q_{\text{prc1 min}}$ : le poids de l'équipage mobile majoré par le coefficient .....1.06
- $Q_{\text{prc min}}$  : le poids de l'équipage mobile minoré par le coefficient .....0.96

**VI.4.1) situation durable**

Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU

	<b>1.1(M<sub>Gmax</sub>+M<sub>Gmin</sub>)</b>	<b>1.25(M<sub>Qcmax</sub>+M<sub>Qcmin</sub>+M<sub>p1</sub>+M<sub>p2</sub>)</b>	La somme
0	34612.4	8295.29	42907.68
4	28857.3	7552.26	36409.56
7	24935.5	7002.725	31938.225
10	21338	6439.74	27777.74
13	18053.32	5923.35	23976.67
16	15077.24	5393.54	20470.78
19	12380.313	4870.325	17250.638
22	9847.04	4353.7	14200.74
25	7841.4	3843.5	11685.1
28	5977.41	3327.50	9304.91
31	3474.85	2843.2	6318.05
34	2579.51	2352.89	4929.4
37	1933.10	1869.15	3802.25
40	1085.06	1391.99	2477.05
43	481.65	921.4	1403.05
46	120.26	457.41	577.67
49	0.00	0.00	0,00

**TAB.VI.3 :** Tableaux des moments dus a la combinaison d'action de la situation durable à ELU

	$0.9(M_{\max}+G_{\min})$	$1.25(M_{Qc\max}+M_{Qc\min}+M_{p1}+M_{p2})$	La somme
0	28319.24	8295.29	36614.53
4	23610.50	7552.26	31162.76
7	20401.76	7002.725	27404.49
10	17458.36	6439.74	23898.1
13	14770.90	5923.35	20694.25
16	12335.92	5393.54	17729.46
19	10129.35	4870.325	14999.675
22	8056.67	4353.7	12410.37
25	6415.69	3843.5	10259.19
28	4890.61	3327.50	8218.11
31	3579.43	2843.2	6422.63
34	2110.51	2352.89	4463.4
37	1581.62	1869.15	3450.77
40	887.78	1391.99	2279.77
43	394.10	921.4	1315.5
46	98.40	457.41	555.81
49	0,00	0.00	0.000

**TAB.VI.4 :** Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation durable à ELU

#### VI.4.2) Situation accidentelle:

	$1.1(G_{\max}+G_{\min})$	$F_A+(Q_{pra1}+Q_{pra2}+Q_{prc1\max})$	la somme
0	34612.4	9048,83	43661,23
4	28857.3	8286,75	37144,05
7	24935.5	7717,92	32653,42
10	21338	7151,43	28489,43
13	18053.32	6587,28	24640,6
16	15077.24	6025,47	21102,71
19	12380.313	5466	17846,313
22	9847.04	4908,98	14756,02
25	7841.4	4354,08	12195,48
28	5977.41	3801,63	9779,04
31	3474.85	3251,52	6726,37
34	2579.51	2703,75	5283,26
37	1933.10	2158,32	4091,42
40	1085.06	1615,23	2700,29
43	481.65	1074,48	1556,13
46	120.26	536,07	656,33
49	0.00	0	0

**TAB.VI.5 :** Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

	$0.9(M_{\max}+G_{\min})$	$F_A + (Q_{\text{pra}1} + Q_{\text{pra}2} + Q_{\text{prc}1\max})$	Somme
0	28319.24	9048,83	37368.07
4	23610.50	8286,75	31897,25
7	20401.76	7717,92	28119,68
10	17458.36	7151,43	24609,79
13	14770.90	6587,28	21358,18
16	12335.92	6025,47	18361,39
19	10129.35	5466	15595,35
22	8056.67	4908,98	12965,65
25	6415.69	4354,08	10769,77
28	4890.61	3801,63	8692,24
31	3579.43	3251,52	6830,95
34	2110.51	2703,75	4814,26
37	1581.62	2158,32	3739,94
40	887.78	1615,23	2503,01
43	394.10	1074,48	1468,58
46	98.40	536,07	634,47
49	0,00	0	0

**TAB.VI.6 :** Tableaux des moments dus à la combinaison d'action de la situation accidentelle à ELU

SITUATION	Combinaisons	M ( t.m)
Situation durable	$1.1( G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc}1\max} + Q_{\text{prc}1\min} + Q_{\text{pra}1} + Q_{\text{pra}2} + )$	42907.68
	$0.9( G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc}1\max} + Q_{\text{prc}1\min} + Q_{\text{pra}1} + Q_{\text{pra}2} + Q_w)$	36614.53
Situation accidentelle	$1.1( G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{pra}1} + Q_{\text{pra}2} + Q_{\text{prc}1\max})$	43661,23
	$0.9( G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{pra}1} + Q_{\text{pra}2} + Q_{\text{prc}1\max})$	37368.07

**TAB.VI.7:** combinaisons les plus défavorables.

### **VI-5- phase de service**

La particularité du calcul des ponts en encorbellement successif c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par le logiciel **Robot Structural**.

#### **VI. 5-1- Présentation du logiciel :**

Le système Robot Structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure; la dernière étape gérée par Robot Structural est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot Structural 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, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de Robot Structural pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

Robot Structural permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

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

Robot Structural est un logiciel orienté métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes internationales existantes.

#### **VI-5-2- Modélisation :**

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)

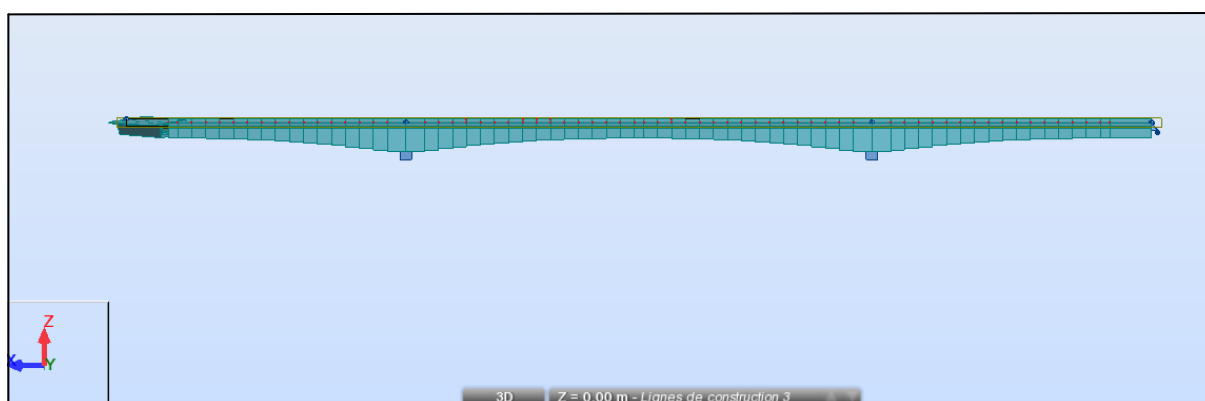
- La définition des conditions d'appuis.
- Le choix de la méthodologie de calcul.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- La vérification des résultats.
- Le lancement des calculs.
- L'interprétation des résultats.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

La structure est définie par des éléments barres.

Vu la variation parabolique de la section le long du tablier, il nous a été difficile de modéliser les voussoirs en chaque section, pour cela, nous avons opté pour un modèle qui s'approche le plus de la réalité.

En effet, on a remplacé des tronçons du tablier (tronçon de 3m) et les poutres de rive par des barres équivalentes ayant les mêmes sections (S) et les mêmes inerties (I). Les appuis sont considérés comme des encastremets au niveau des piles, et des appuis simples au niveau des culées.



**Figure VI.11.** Vue en 3D du modèle de calcul.

### VI-5-3- Combinaisons de calcul:

D'après le « Fascicule N°61 Titre 2 », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à : [Réf 4]

- **Poids propre (PP)** : il est pris automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier égale à **7,832 t/m** (voir chapitre V).

- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :  
 $0,551 \times 13,4 = \mathbf{7,383 \text{ t/m}}$ .

- **Surcharge Bc**
- **Surcharge militaires Mc120**
- **Convoi exceptionnel D240**
- **Surcharges sur les trottoirs St** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à :  
 $0,15(\text{t/m}^2) \times 1,5(\text{m}) = \mathbf{0,225 \text{ t/m}}$ .

Les charges roulantes sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur. [Réf 8]

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	Permanente	Statique linéaire
2	CCP	Permanente	Statique linéaire
3	A(L)	Exploitation	Statique linéaire
4	Bc	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
5	Mc 120	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
6	D240	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
7	St	Exploitation	Statique linéaire
8	G	PP + CCP	Combinaison linéaire
9	ELU A	$1.35 G + 1.6(A + St)$	Combinaison linéaire
10	ELU Bc	$1.35G + 1.6(Bc + St)$	Combinaison linéaire
11	ELU Mc <sub>120</sub>	$1.35G + 1.5 Mc_{120}$	Combinaison linéaire
12	ELU D240	$1.35G + 1.5 D 240$	Combinaison linéaire
13	ELS A	$G + 1.2(A + St)$	Combinaison linéaire
14	ELS Bc	$G + 1.2(Bc + St)$	Combinaison linéaire
15	ELS Mc 120	$G + Mc_{120}$	Combinaison linéaire
16	ELS D240	$G + D 240$	Combinaison linéaire

**TAB VI.8** : les différents cas de combinaisons de charge et surcharge

#### VI.5.4. Résultats :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments fléchissant

Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

Les résultats sont donnés en **tonnes.Mètre** pour les moments et en **tonnes** pour les forces.

➤ Moments fléchissant

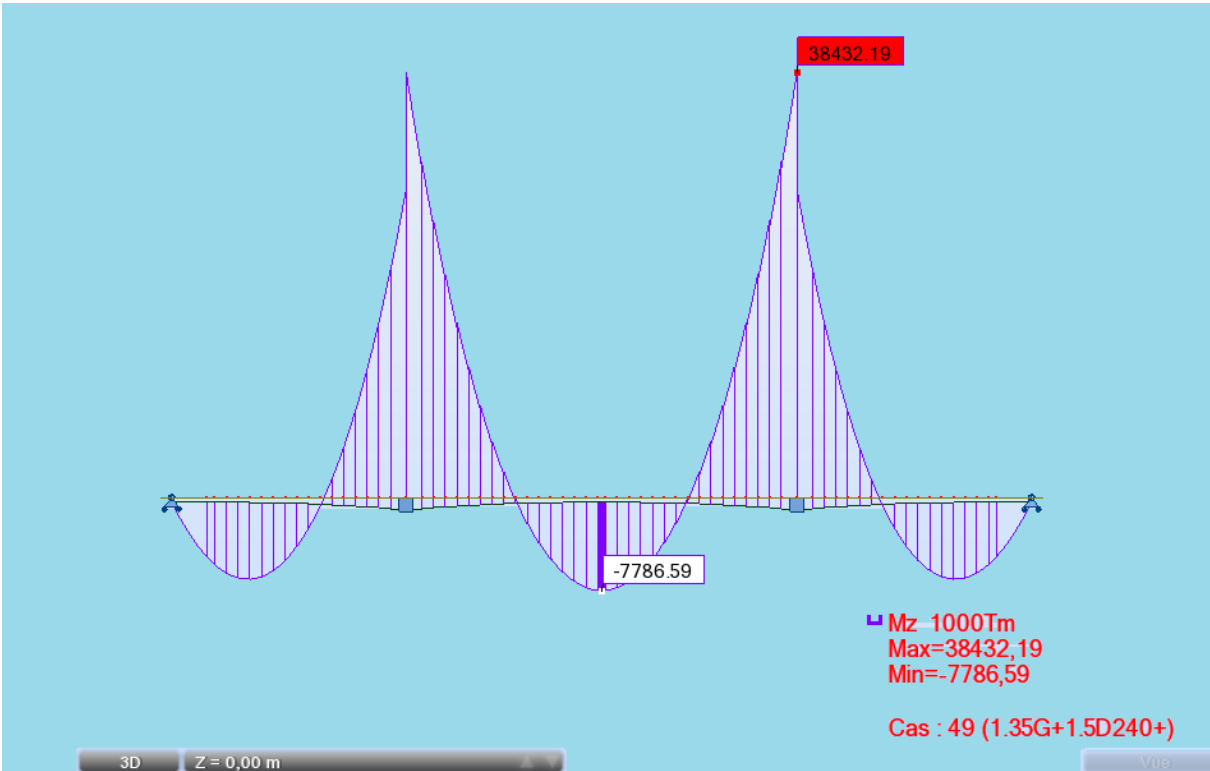


Figure VI.12. diagramme des moments fléchissant sous 1.35G + 1.5D240

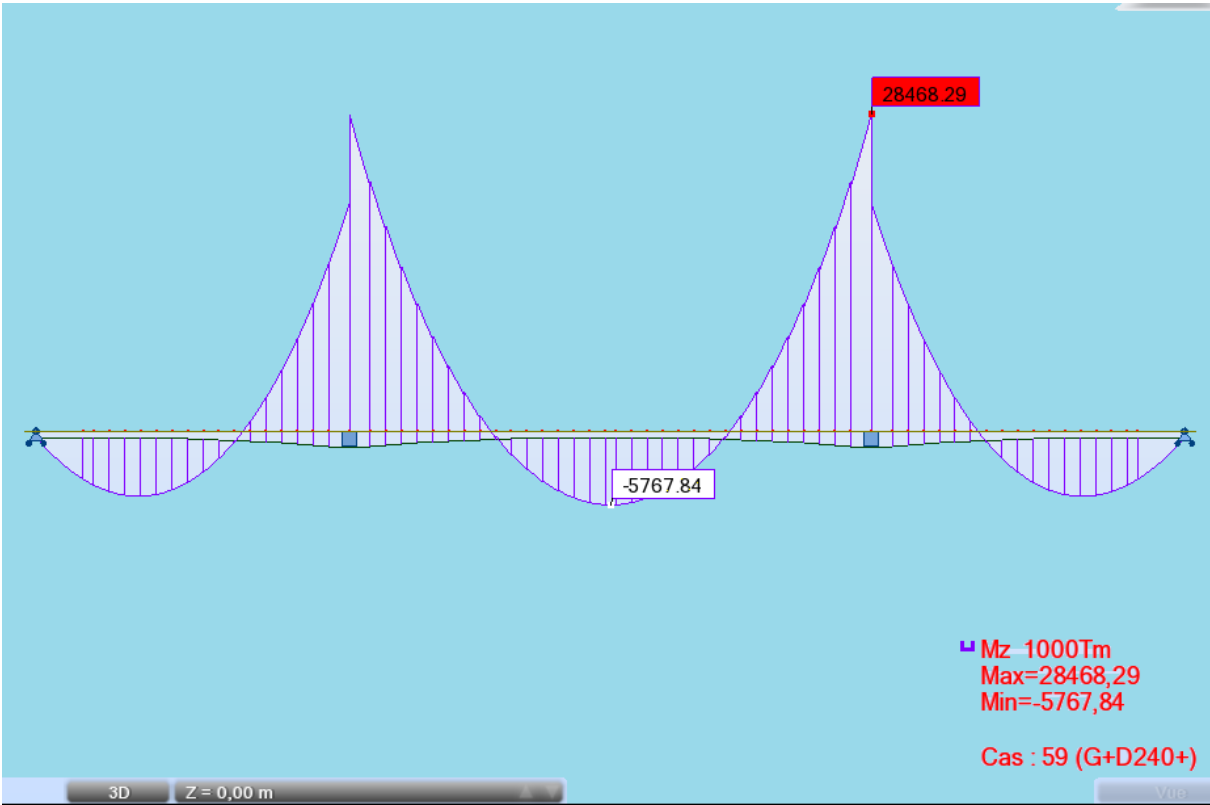


Figure VI.13. diagramme des moments fléchissant sous G + D240

# CHAPITRE VII

*Etude de la précontrainte*

## Introduction

La « **précontrainte** » est un concept inventé par Eugène Freyssinet. Ce terme – signifiant « contraint avant » – indique que le béton est soumis à un serrage préalable.

Le béton précontraint est alors soumis à une compression qui se superpose aux éventuelles tractions réduisant ainsi les risques de fissuration. Initialement développé dans le domaine des ponts, le béton précontraint s'est largement étendu à l'ensemble des ouvrages du domaine de la construction, dont celui du bâtiment.

On distingue deux type de précontrainte :

- ✓ Précontrainte par pré-tension
- ✓ Précontrainte par poste tension

Dans notre cas en utilise la **précontrainte par poste tension**

### VII.1.Etude de la précontrainte de fléau

Dans les ponts construit par encorbellement la précontrainte longitudinale se compose en deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité

- **Les câbles de fléau** : ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils doivent reprendre sur pile, en construction, en fibre supérieure, les tractions dues aux moments négatifs de poids propre, d'équipage mobile et de charges de chantier et rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque coté de la pile.
- **Les câbles de continuité** : ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

#### VII.1.1.détermination les efforts de précontrainte et le schéma de câblage

##### ➤ Les efforts de précontrainte de fléau

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction ou les sollicitations sont maximales, ces dernières créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir dans le but d'éliminer les contrainte engendré par les moments négatifs due au poids propre et les surcharge de chantier ce qui donne :

$$\text{Contrainte engendré par } M_G \text{ et } M_{pp}, \quad \begin{cases} \sigma_{\text{sup.}} = -\frac{|M|.V}{I} \\ \sigma_{\text{inf.}} = \frac{|M|.V}{I} \end{cases}$$

Les contrainte engendré par effet de la précontrainte sont écrites comme suit :

$$\text{Contrainte engendré par l'effet de P} \quad \begin{cases} \sigma_{\text{sup.}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \\ \sigma_{\text{inf.}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \end{cases}$$

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer leurs contraintes avec les contraintes dues aux efforts sur la console en cours de construction. Ce qui donne:

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} = -\frac{|M|V}{I} \implies \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} + \frac{|M|V}{I} = 0$$

$$\frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} = \frac{|M|V'}{I} \implies \frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V'}{I} = 0$$

Avec :

- P : effort de précontrainte.
- M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
- V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.
- V' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.
- e : distance de P au CDG de la section(excentricité).
- S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

Donc on aura :

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Dans cette équation on a .P. et .e. sont des inconnu, pour cela en fixe .e. et en calcul .P.

### 1. Détermination le nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N = \frac{P}{0.8P_0}$$

Avec :

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15 s peut créer et P est estimé à 20% de perte.

$F_{prg} = 1860 \text{ N/mm}^2$ . Pour un câble de 12 T15 s.

$F_{peg} = 1660 \text{ N/mm}^2$ . Pour un câble de 12 T15 s.

La tension d'origine :

$$\sigma_{p_0} = \min(0.8 F_{prg}, 0.9 f_{peg}) \implies \sigma_{p_0} = \min(1488, 1494)$$

$$\text{alors } \sigma_{p_0} = 1488 \text{ N/mm}^2$$

et

$$\sigma_{p_0} = \frac{P_0}{S} \implies P_0 = \sigma_{p_0} * S = 1488 \times 1800 \cdot 10^{-6} = 2.6784 \text{ MN}$$

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

$$S = 32.215 \text{ m}^2$$

$$I = 108.47 \text{ m}^4$$

$$V = 2.9030 \text{ m}$$

$$V' = 3.0970 \text{ m}$$

En fixe  $e = V - d$  avec  $d$  l'enrobage = 0.15m

Donc pour  $M = 43661,23 \text{ t.m}$   $P = 9891,145 \text{ t}$

$$N = 46 \text{ câbles}$$

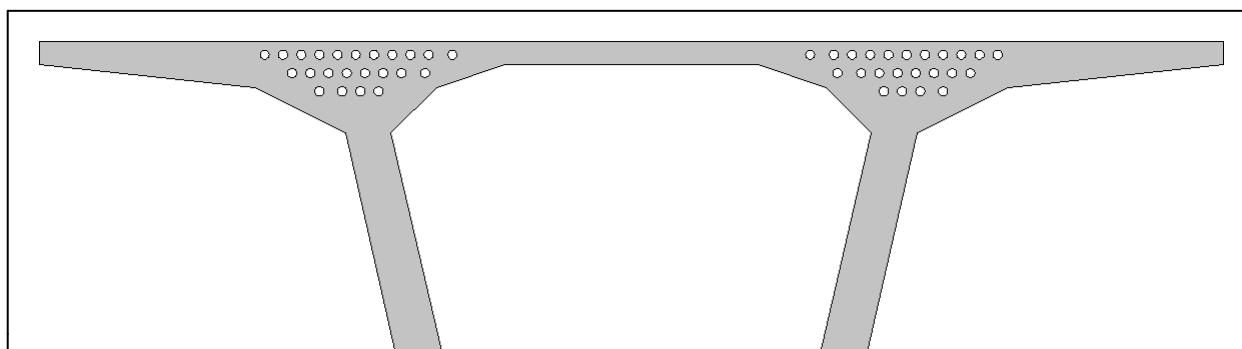


Figure.VII.1 : disposition des câbles de fléau dans le voussoir sur pile

Tableaux résumant le nombre de câble pour chaque voussoirs :

Voussoirs	P (t)	P <sub>0</sub> (t)	N <sup>br</sup> câbles calculer	N <sup>br</sup> câbles choisi	P corrigé
V1 ½ vps	9891,14484	214,272	46,1616303	46	9856,512
V2	9546,68655	214,272	44,5540554	46	9856,512
V3	9279,36058	214,272	43,3064543	44	9427,968
V4	8715,72366	214,272	40,6759803	40	8999,424
V5	8110,88823	214,272	37,8532343	38	8570,88
V6	7462,47665	214,272	34,82712	36	7713,792
V7	6763,9013	214,272	31,566893	32	6856,704
V8	5976,09996	214,272	27,8902514	28	5999,616
V9	5257,53686	214,272	24,5367424	26	5571,072
V10	4437,59744	214,272	20,7101135	22	4713,984
V11	3215,63376	214,272	15,0072513	16	3428,352
V12	2611,65477	214,272	12,1885023	12	2571,264
V13	2085,14367	214,272	9,73129327	10	2142,72
V14	1404,45446	214,272	6,5545403	8	1714,176
V15	808,159434	214,272	3,77165208	4	857,088
V16	339,552588	214,272	1,58468016	2	428,544
/	0	214,272	0	0	0

Tab.VII.1 : nombre de câble pour chaque voussoir

X(m)	V1/2vps	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	15
N <sup>br</sup> de câble / voussoirs	46	46	44	42	38	36	32	28	26	22	16	12	10	8	4	2
N <sup>br</sup> de câble /âme	23	23	22	21	19	18	16	14	13	11	8	6	5	4	2	1
N <sup>br</sup> de câble arrêtés / âme	0	1	1	2	1	2	2	1	2	3	2	1	1	2	1	1

TAB. VII.2 : nombre de cable arrêtés dans chaque voussoir

### VII.1.2. description des câbles

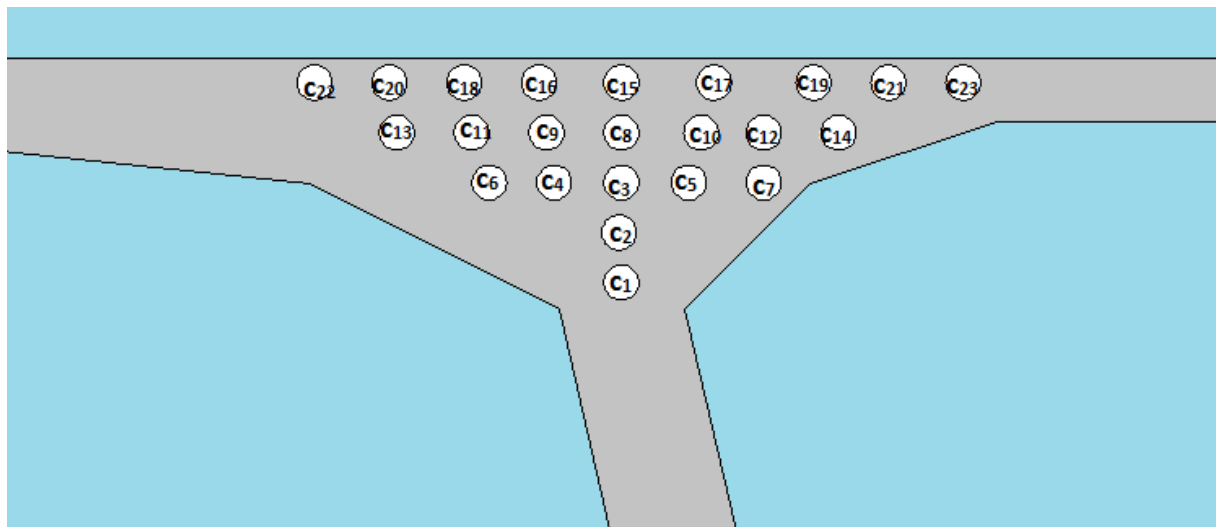
Les câbles de précontrainte de fléau sont logés dans l'hourdis supérieur de voussoirs et sont ramenés au voisinage du gousset supérieur pour les ancrer.

#### 1. Dispositions constructives

En se référant à l'article 10.2.2 du BPEL 91 révisé 99 On a :

- ✓ La distance horizontale entre axe des câbles  $\geq 1.5 \phi_{\text{gaine ext}}$
- ✓ La distance verticale entre axe des câbles est  $\geq 1.2 \phi_{\text{gaine ext}}$
- ✓ L'enrobage des gaines est  $\geq \phi_{\text{gaine ext}}$

Avec le diamètre extérieure de la gaine des câble 12T15 = 8.00 cm



**Figure.VII.2.** disposition des câbles dans le gousset supérieur

### VII.1.3 Etude du tracé des câbles en élévation

Les câbles de fléau sont destinés à reprendre les moments de flexion négatifs engendrés pendant la construction des consoles, de façon à rendre chaque voussoir solidaire avec la partie du tablier déjà exécuté.

Pour l'ancrage des câbles dans les âmes, on laissera une distance de 0,5 m entre axe des câbles. Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25 m de part et d'autre du CDG de la section.

Le câble suit une parabole dont l'équation est de la forme :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{L^2}$$

avec

- ✓  $d_1$  : Distance du point d'ancrage.
- ✓  $d_0$  : Distance du câble à fibre supérieure.

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R = \frac{x^2}{2y} \geq R_{min} \quad \text{avec } R_{min} = 6m$$

L'équation du rayon de courbure à pour expression :  $\operatorname{tg}\alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{2y}{x}$

Exemple de calcul :

Les câbles est arrêté dans le deuxième voussoir en arrête quatre câbles soient 2 par âme les câbles s'encrera a 0.25 m de part et d'autre de CDG de la section

✓ Câble N°1 :

Le câble n° 1 s'encrera a 0.25 au dessus de CDG de la section

$$d_0 = 0,66 \text{ m} \quad d_1 = V - 0.25 = 2,207 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 1.547 \text{ m}$$

$$R_x = \frac{x^2}{2y} = \frac{3^2}{2 * 1.547} = 2.909 < R_{min}$$

On doit changer la position d'ancrage.

$$R(x) = \frac{x^2}{2y} \geq 6 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad Y \leq 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Donc } Y = 0.70 \text{ m} \quad d_1 = y + d_0 = 1.36 \text{ m}$$

Le rayon de courbure

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} = \frac{3^2}{2 * 0.70} = 6.428 > R_{min}$$

et

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left( 2 (d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \right) = \operatorname{arctg} \left( 2 (1.36 - .66) \cdot \frac{1}{3} \right) \Longrightarrow \alpha = 0.437$$

$$\text{alors } Y(x) = 0.66 + 0.077x^2$$

✓ Câble N°2 :

Le câble n° 2 s'encrera a 0.25 au dessous de CDG de la section

$$d_0 = 0,54 \text{ m} \quad d_1 = V + 0.25 = 2,707 \text{ m} \quad l = 3 \text{ m} \quad y = d_1 - d_0 = 2.167 \text{ m}$$

$$R_x = \frac{x^2}{2y} = \frac{3^2}{2 * 2.167} = 2.077 < R_{min}$$

On doit changer la position d'ancrage.

$$R(x) = \frac{x^2}{2y} \geq 6 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad Y \leq 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Donc } Y = 0.70 \text{ m} \quad d_1 = y + d_0 = 1.24 \text{ m}$$

Le rayon de courbure

$$R(x) = \frac{x^2}{2Y} = \frac{3^2}{2 * 0.70} = 6.428 > R_{min}$$

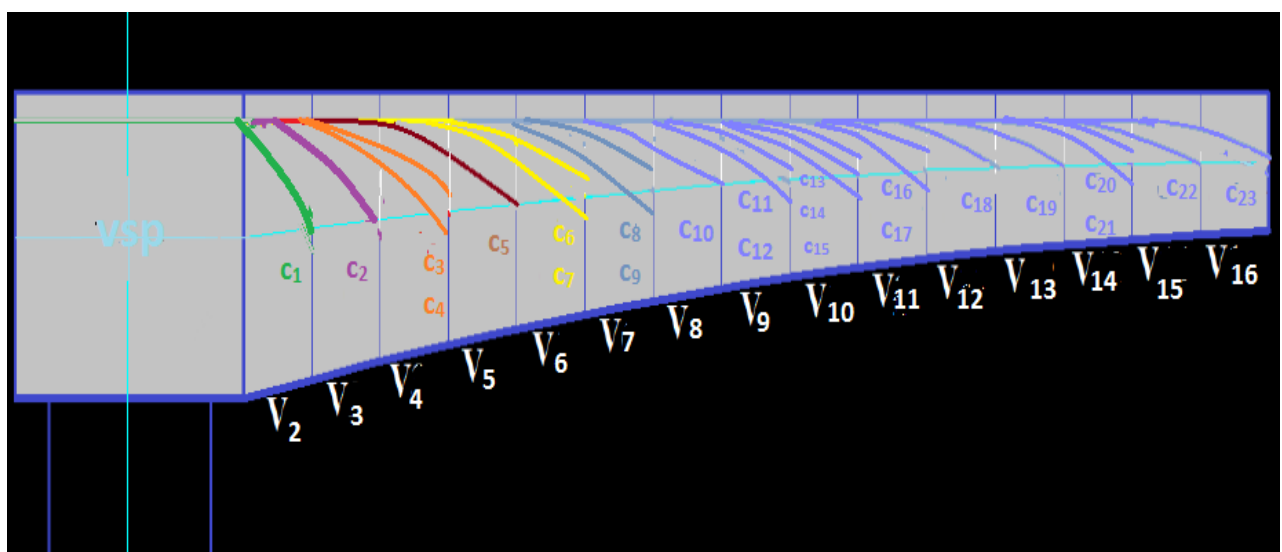
et

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left( 2 (d_1 - d_0) \frac{x}{l^2} \right) = \operatorname{arctg} \left( 2 (1.36 - .66) \cdot \frac{1}{3} \right) \Longrightarrow \alpha = 0.437$$

$$\text{donc } Y(x) = 0.54 + 0.077x^2$$

N du voussoir	N du cable	V(m)	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	Y	r	α	eq de la courbure
V2	C1	2,6561	0,66	1.33	0.7	6,42	0,436	0.66+0,0777x <sup>2</sup>
V3	C2	2,0887	0,54	2,0887	1,5487	11,62265126	0,8	0.54+0,0428x <sup>2</sup>
V4	C3	1,9254	0,42	1,6754	1,2554	14,33805958	0,4	0.42+0,0347x <sup>2</sup>
	C4	1,9254	0,42	2,1754	1,7554	10,25407315	0,53	0.42+0,0486 x <sup>2</sup>
V5	C5	1,7750	0,42	1,7750	1,355	13,28413284	0,42	0.42+0,0375 x <sup>2</sup>
V6	C6	1,6378	0,42	1,3878	0,9678	18,59888407	0,31	0.42+0,0268 x <sup>2</sup>
	C7	1,6378	0,42	1,9878	1,5678	11,48105626	0,48	0.42+0,0434 x <sup>2</sup>
V7	C8	1,5137	0,30	1,2637	0,9637	18,67801183	0,31	0.30+0,0266 x <sup>2</sup>
	C9	1,5137	0,30	1,7637	1,4637	12,29760197	0,44	0.30+0,0405 x <sup>2</sup>
V8	C10	1,4021	0,30	1,4021	1,1021	16,33245622	0,345	0.30+0,0305 x <sup>2</sup>
V9	C11	1,3019	0,30	1,0519	0,7519	23,93935364	0,24	0.30+0,0208 x <sup>2</sup>
	C12	1,3019	0,30	1,5519	1,2519	14,37814522	0,4	0.30+0,0346 x <sup>2</sup>
V10	C13	1,2197	0,30	0,9697	0,6697	26,87770644	0,197	0.30+0,0185 x <sup>2</sup>
	C14	1,2197	0,30	1,4697	1,1697	15,38856117	0,37	0.30+ 0,0324x <sup>2</sup>
	C15	1,2197	0,18	1,2197	1,0397	17,31268635	0,327	0.18+0,0287 x <sup>2</sup>
V11	C16	1,1448	0,18	0,8948	0,7148	25,18186905	0,23	0.18+ 0,0197 x <sup>2</sup>
	C17	1,1448	0,18	1,3948	1,2148	14,81725387	0,38	0.18+0,0336 x <sup>2</sup>
V12	C18	1,0889	0,18	1,0889	0,9089	19,80415887	0,29	0.18+0,0251 x <sup>2</sup>
V13	C19	1,0434	0,18	1,0434	0,8634	20,84781098	0,28	0.18+0,0239 x <sup>2</sup>
V14	C20	1,0073	0,18	0,7573	0,5773	31,17962931	0,2	0.18+0,0159 x <sup>2</sup>
	C21	1,0073	0,18	1,2573	1,0773	16,70843776	0,34	0.18+0,0298 x <sup>2</sup>
V15	C22	0,9910	0,18	0,9910	0,811	22,19482121	0,26	0.18+0,0224 x <sup>2</sup>
V16	C23	0,9844	0,18	0,9844	0,8044	22,3769269	0,26	0.18+ 0,0222 x <sup>2</sup>

**TAB.VII.3:** tableau donnant les paramètres du tracé élévation des câbles de fléau



**Figure.VII.3.** trace des câbles en élévation

### VII.1.4 : Calcul des pertes de tension de précontrainte :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

Les effets différés qui sont à l'origine de ces pertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.

Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

#### VII.2.1.les perte de tension instantanée

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- ✓ Pertes dues au frottement de câbles dans la gaine.
- ✓ Pertes dues au relâchement des câbles et au recule d'ancrages.
- ✓ Pertes dues a la non simultanéité des mise en tension des différent câbles

##### VII.2.1.1. Perte par frottement

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble. La formule générale donnant la tension d'un câble en un point quelconque de son trace s'exprime en fonction de la tension a l'ancrage.

$$\sigma_{p(x)} = \sigma_{p_0} e^{-f\alpha - \varphi x}$$

Avec

$\alpha$  : somme arithmétique des déviation angulaire successive

$x$  : abscisse se la section ou l'on calcul  $\sigma$

$f$  : coefficient de frottement en courbe cable sur la gaine  $0.15 \leq f \leq 0.3$  (rad<sup>-1</sup>)

$\varphi$  : coefficient de frottement par l'unité de longueur  $10^{-3} \leq \varphi \leq 3.5$  10m<sup>3</sup>

Alors en prend  $f = 0.2$  et  $\varphi = 0.003$  et  $\sigma_{p_0} = 1488$  Mpa

En aura :

$$\sigma_{p(x)} = \sigma_{p_0} e^{-f\alpha - \varphi x}$$

N° du voussoir	N° du câble	X(m)	$\alpha$	$e^{-(f\alpha+\varphi x)}$	$\sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha+\varphi x)})$	p .après perte par frottement
V2	C1	7	0,436	0,89744809	152,597244	1335,40276
V3	C2	10	0,8	0,82695913	257,484809	1230,51519
V4	C3	13	0,4	0,8878078	166,941992	1321,05801
	C4	13	0,53	0,86502229	200,846828	1287,15317
V5	C5	16	0,42	0,876341	184,004599	1303,9954
V6	C6	19	0,31	0,8878078	166,941992	1321,05801
	C7	19	0,48	0,85812972	211,102974	1276,89703
V7	C8	22	0,31	0,87985338	178,778172	1309,22183
	C9	22	0,44	0,85727202	212,379233	1275,62077
V8	C10	25	0,345	0,86588775	199,559031	1288,44097
V9	C11	28	0,24	0,876341	184,004599	1303,9954
	C12	28	0,4	0,84874202	225,071871	1262,92813
V10	C13	31	0,197	0,87599053	184,526093	1303,47391
	C14	31	0,37	0,84619961	228,854978	1259,14502
	C15	31	0,327	0,85350831	217,979634	1270,02037
V11	C16	34	0,23	0,86243111	204,702501	1283,2975
	C17	34	0,38	0,83694242	242,629674	1245,37033
V12	C18	37	0,29	0,8445089	231,370752	1256,62925
V13	C19	40	0,28	0,83861798	240,136441	1247,86356
V14	C20	43	0,2	0,8445089	231,370752	1256,62925
	C21	43	0,34	0,82119063	266,068338	1221,93166
V15	C22	46	0,26	0,82695913	257,484809	1230,51519
V16	C23	49	0,26	0,81954989	268,509759	1219,49024
					$\Sigma = 4913,34707$	

**TAB.VII.4** : résultat des pertes par frottement dans chaque câble

**2.1.2. Pertes dues aux recule d’ancrages :**

ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d’ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes. Il n’affecte qu’une partie x (**longueur d’influence**) de la longueur du câble comptée à partir de l’ancrage, cette longueur est donnée par relation suivante :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} k}} \left\{ \begin{array}{l} \lambda > x \rightarrow \text{les pertes existent.} \\ \lambda < x \rightarrow \text{les pertes nulles.} \end{array} \right.$$

Avec :

- $K = \frac{\alpha f}{l} + \varphi$
- $\lambda$  : Longueur sur laquelle s’effectue le recul d’ancrage.(longueur d’influence)
- $\sigma_{p0}$  : Contrainte initiale.
- $\sigma'_{p0}$  : Contrainte après recul d’ancrage.
- $\Delta\sigma_0$  : La perte de tension.
- $g$  : L’intensité du recul à l’ancrage, tel que :  $g = 0,006 \text{ m}$ .
- $E_p$  : Module d’élasticité des aciers = 190 000 MPa selon **BPEL91**

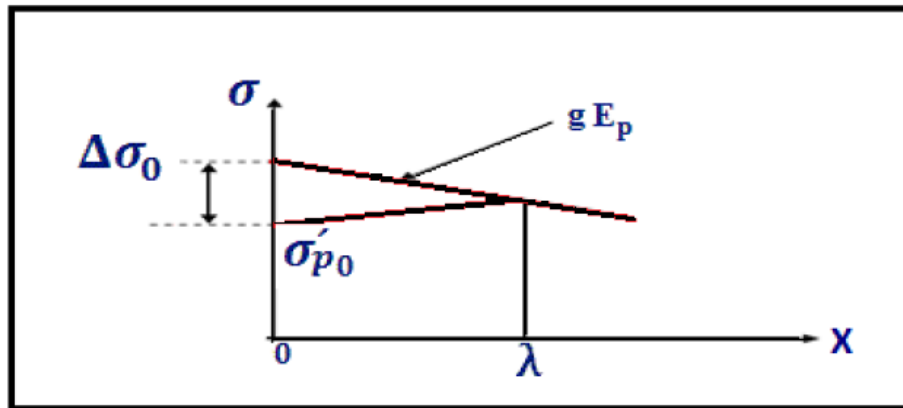


Figure VII.3: Diagramme des tensions avant et après ancrage des armatures sous l'effet de recule d'encrage

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_0 = 2\lambda K$$

N du voussoir	N du câble	X	$\alpha$	K	$\lambda$	$\Delta\sigma_0$ (MPa)
V2	C1	7	0,436	0,01545714	7,040222	0,21764333
V3	C2	10	0,8	0,019	6,35000635	0,24130024
V4	C3	13	0,4	0,00915385	9,148482555	0,16748767
	C4	13	0,53	0,01115385	8,287786604	0,18488146
V5	C5	16	0,42	0,00825	9,636603402	0,15900396
V6	C6	19	0,31	0,00626316	11,05997657	0,13854081
	C7	19	0,48	0,00805263	9,753985097	0,15709047
V7	C8	22	0,31	0,00581818	11,4751239	0,13352867
	C9	22	0,44	0,007	10,46169224	0,14646369
V8	C10	25	0,345	0,00576	11,53293165	0,13285937
V9	C11	28	0,24	0,00471429	12,74802225	0,12019575
	C12	28	0,4	0,00585714	11,43689562	0,133975
V10	C13	31	0,197	0,00427097	13,39330317	0,11440479
	C14	31	0,37	0,0053871	11,92541336	0,12848679
	C15	31	0,327	0,00510968	12,24486803	0,12513471
V11	C16	34	0,23	0,00435294	13,26659953	0,11549742
	C17	34	0,38	0,00523529	12,09708099	0,12666345
V12	C18	37	0,29	0,00456757	12,95115062	0,11831057
V13	C19	40	0,28	0,0044	13,19546265	0,11612007
V14	C20	43	0,2	0,00393023	13,96181814	0,10974631
	C21	43	0,34	0,0045814	12,93158784	0,11848955
V15	C22	46	0,26	0,00413043	13,61925423	0,11250675
V16	C23	49	0,26	0,00406122	13,73481145	0,11156018
$\Sigma$						3,22989103

TAB.VII.5: résultat des pertes par recul d'encrage dans chaque câble

### 2.1.3-Perte de tension due au raccourcissement élastique du béton

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée et sachant que la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Les règles de **BPEL** proposent la formule simplifiée suivante :

$$\sigma_p(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec

- $E_{ij}$  : Module de YOUNG instantané de béton jour j ;  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$
- $f_{cj} = 35$  MPa à  $j \geq 28$  jours  $\Rightarrow E_{ij} = 35\,981,729$  MPa
- $\sigma_{bn}$  désignant la contrainte finale de béton.
- $n$  : Nombre de câbles

**Application :**

$$\sigma_p(x) = \frac{46-1}{2 \cdot 46} \cdot 35 \cdot \frac{190000}{35\,981,729} = 90.4 \text{ Mpa}$$

Alors les pertes instantanées égale :

$$\Delta\sigma_{inst} = 4913,34707 + 3,2299 + 90.4 = 5006.98 \text{ Mpa}$$

### VII.2.2. Les pertes différées

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

Les pertes différées existent en trois sortes :

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par fluage.
- Pertes par relaxation des aciers.

#### VII.2.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Se phénomène engendre une diminution de tension dans les câbles de précontrainte.

La perte de tension à l'instant  $t$  sera :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t)$$

Avec

- $\varepsilon$  : est le retrait totale du béton. ( $2 \cdot 10^{-4}$ ) en climat humide selon BPEL)
- $r(t) = (1-r(t_0))$  Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le  $t$  varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

- $E_p$ : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ( $E_p=190000$  Mpa ).

A.N :

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2.10^{-4} = \mathbf{38\ Mpa}$$

### 2.2.2 Pertes dus au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_{max} + \sigma_b)$$

$E_p$ : Module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$ : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_b$  et sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

$$\text{Avec } \sigma_{max} \leq 1.5\sigma_b \quad \Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

A.N

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times 6 \times 30.5 = \mathbf{457.5\ Mpa}$$

### 2.2.3 Perte par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- Relaxation normale            RN.
- Basse relaxation                BR.
- Très basse relaxation        TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

- Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % ( $\rho_{1000}$ ).

En général :  $\rho_{1000} = 2, 5\%$  pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left( \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$\sigma_{pi}$ : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x :  $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$

$\mu_0$  : coefficient pris égal à 0.43 pour les aciers TBR.

$\sigma_{p0}$  : tension à l'origine ;  $\sigma_{p0} = 1488$  MPa

**p1000** : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

A.N :

$$\Delta\sigma_{rlx} = \frac{6}{100} \left( \frac{29217.02}{1860} - 0.43 \right) (29217.02 \times 0.025)$$

$$\Delta\sigma_{rlx} = 669.57 \text{Mpa}$$

**Pertes différé total :**

La perte finale différée est prise égale à :  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rlx}$

Le coefficient (5/6) tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

$$\Delta\sigma_{diff} = 1053,475 \text{ Mpa}$$

**Pertes total (instantanées et différé) :**

$$\Delta\sigma_{totale} = \Delta\sigma_{diff} + \Delta\sigma_{ins}$$

$$\Delta\sigma_{totale} = 6060,445 \text{ Mpa.}$$

**Vérification:**

Le pourcentage des pertes totales égales :  $100 \cdot \frac{6060.445 \cdot 2}{46.1488} = 17.71$

17.71% < 20% **vérifié**

Alors , on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **46câbles (12T15s)**.

## VII.3. Etudes de La précontrainte de continuité

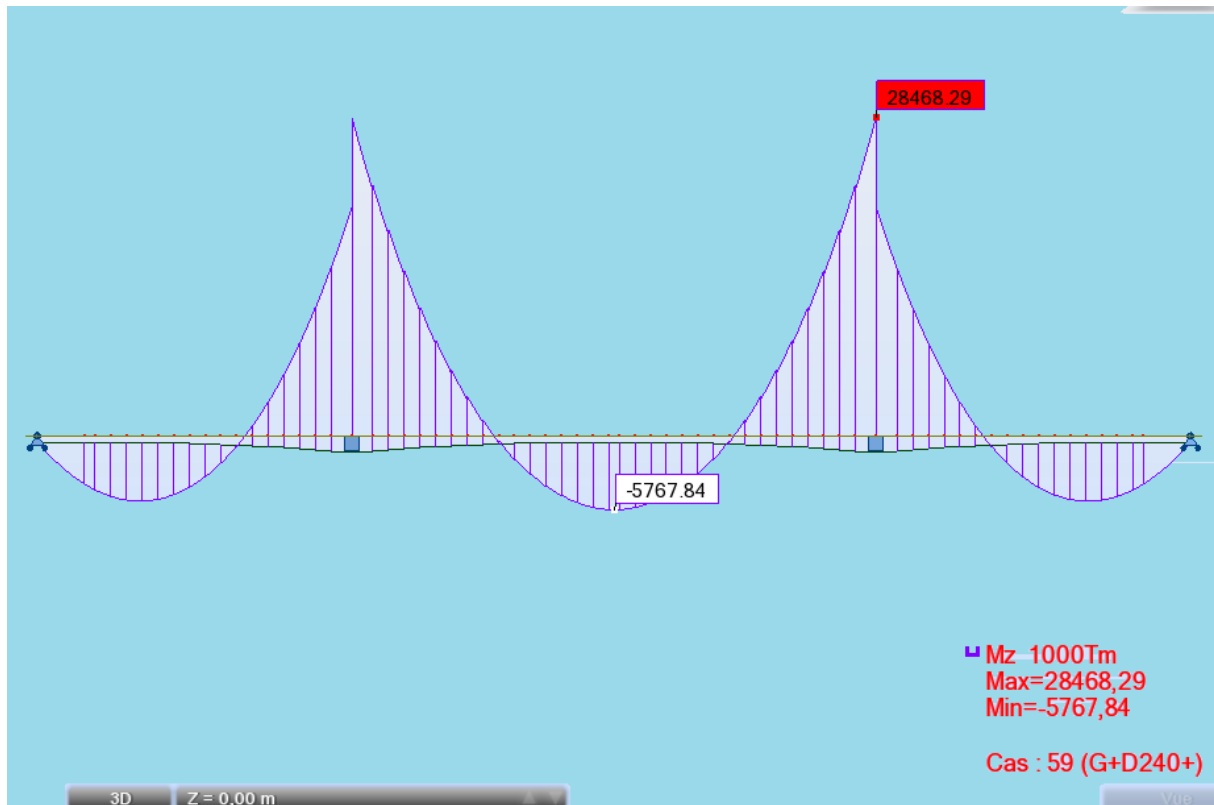
### VII.3.1. les câbles de continuité

On générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets et hourdis inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

### VII. 3.2.Calcul du nombre de câbles de continuité dans chaque travée

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison la plus défavorable a l'ELS  $G + D_{240}$



**Figure VII.4.** diagramme des moment fléchissant sous la combinaison G+ D240

Le moments max donnée par le relation G + D<sub>240</sub>  $M_{\max} = 5767.84 \text{ t.m}$

**a. détermination de la précontrainte :**

le dimensionnement des câbles de continuité **en classe I**. Sur la fibre inférieure la contrainte dans le béton est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{S} + \frac{Pev'}{I} - \frac{M_{max}V'}{I} \geq \sigma_{bi} = 0$$

On aura :

$$P = \frac{M_{max} \frac{V'}{I}}{\frac{1}{s} + \frac{eV'}{I}}$$

Avec :

- P : la valeur de la précontrainte.
- e : son excentricité, comptée positivement vers le haut.
- V et V' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la La plus tendue
- I : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité de la section.
- $M_{\max}$ : le moment maximum agissant sur la section.
- La contrainte de traction admissible du béton.

**b- Détermination du nombre de câbles :**

La détermination du nombre de câbles de continuité se fait au niveau de la section qui subit le moment maximal en phase d'exploitation, il est donné par la relation suivante :

$$N = \frac{P}{P_0}$$

avec

- $P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble (12T15S) peut créer estimé à **25%** de perte.
- La tension d'origine :  $\sigma_{p_0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1488 \text{ Mpa}$
- La force utile d'un câble **12T15S** estimée à **25%** de perte,  $p_0 = \sigma_{p_0} \times S = \text{MN}$ .
- **S**: section d'un câble 12T15S,  $S = 0.0018\text{m}^2$  ( $150 \times 12 = 1800\text{mm}^2$ ).

$$p = \frac{\frac{MVl}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eVl}{I}}$$

AN:

$$P = \frac{5767.84 \cdot \frac{2.0156}{10.4227}}{\frac{1}{S} + \frac{eVl}{I}} = \mathbf{2394.85 \text{ t}}$$

Et

$$N = \frac{2394.85}{0.75 \cdot 267.84} = 11.92$$

Donc en prend

**N= 12 câbles**

**VII.3.3. Câblage de la travée de rive**

Le nombre de câbles dans chaque voussoir de la travée de rive est donné dans le tableau ci-dessous :

voussoirs	X(m)	d(m)	V'(m)	e(m)	S (m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	M(t.m)sous G+D <sub>240</sub>	P(t)	N <sub>i</sub> (cbl)	N reel
½ vps	4	0.15	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/
1	7	0.15	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
2	10	0.15	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
3	13	0.15	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
4	16	0.15	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
5	19	0.15	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
6	22	0.15	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702.81	/	/	/
7	25	0.15	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820.53	/	/	/
8	28	0.15	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	3560,76	1107,44417	5,51296381	6
9	31	0.15	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	4060,66	1325,71657	6,59954485	8
10	34	0.15	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	4406,71	1572,67752	7,82894026	8
11	37	0.15	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	4825,35	1743,80703	8,68083946	10
12	40	0.15	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	4996,67	1825,38246	9,08692981	10
13	43	0.15	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	4825,35	1805,51595	8,98803241	10
14	46	0.15	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	4406,71	1675,40998	8,34035235	10
15	49	0.15	2.0156	1,8656	9.5260	10.4227	3733,62	1430,60637	7,12169639	8
V clvg	51	0.15	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	1592,05	1074,06703	5,34680919	6
V (csc)	60	0.15	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	0	0		0

Tab.VI.6 . le nombre de câble de continuité dans chaque voussoirs ( travée de rive )

**3.2.2. Câblage de la travée intermédiaire :**

Le nombre de câbles dans chaque voussoir de la travée intermédiaire est donné dans le tableau ci-dessous :

voussoirs	X(m)	d(m)	V'(m)	e(m)	S(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	M(t.m)	P(t)	Ni	N reel
½ vps	4	0.15	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/
1	7	0.15	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
2	10	0.15	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
3	13	0.15	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
4	16	0.15	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
5	19	0.15	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
6	22	0.15	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702,81	/	/	/
7	25	0.15	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820,53	/	/	/
8	28	0.15	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	-1679,69	-570,44530	-2,8397317	4
9	31	0.15	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	1870,98	-667,7278	-3,324032	4
10	34	0.15	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	-3446,05	-1285,0782	-6,3972434	8
11	37	0.15	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	3600,66	1393,9466	6,9392046	8
12	40	0.15	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	-5023,92	-2004,2718	-9,9774585	10
13	43	0.15	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	-6063,63	-2472,9006	-12,310337	14
14	46	0.15	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	-6924,28	-2862,1353	-14,247985	16
15	49	0.15	2.0156	1,8656	9.5260	10.4227	-7500,05	-3114,0802	-15,502191	16
V clvg	51	0.15	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	-7786,59	-3233,0539	-16,094454	18
15	54	0.15	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	-7500,05	-3114,0802	-15,502191	16
14	57	0.15	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	-6924,28	-2862,1353	-14,247985	16
13	60	0.15	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	-6063,63	-2472,9006	-12,310337	14
12	63	0.15	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	-5023,92	-2004,2718	-9,9774585	10
11	66	0.15	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	3600,66	1393,94659	6,93920046	8
10	69	0.15	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	-3446,05	-1285,0782	-6,3972434	8
9	72	0.15	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	-1870,98	-667,72778	-3,3240132	4
8	75	0.15	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	-1679,69	-570,4453	-2,8397317	4
7	78	0.15	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820,53	/	/	/
6	81	0.15	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702,81	/	/	/
5	84	0.15	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
4	87	0.15	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
3	90	0.15	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
2	93	0.15	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
1	96	0.15	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
1/2vsp	100	0.15	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/

Tab. VI.7 . le nombre de câble de continuité dans chaque voussoirs ( travée intermédiaire )

**VII.3.2.3. Calcul des pertes de précontraintes de continuité :**

La démarche pour la détermination des pertes est la même que celle explicitée dans l'étude de la précontrainte du fléau. Le tableau ci-dessous donne un résumé de calcul des pertes instantanées, différées et totales :

**a. travée de rive**

voussoirs	X(m)	Perte instantanés (Mpa)	Perte différés(Mpa)	La somme
V8	28	231,858119	97,0410092	328,899128
V9	31	264,953856	205,68671	470,640566
V10	34	284,717567	248,197681	532,915248
V11	37	302,638369	281,99956	584,637929
V12	40	317,840848	302,71206	620,552908
V13	43	330,640379	311,907301	642,54768
V14	46	339,574926	302,272488	641,847414
V15	49	344,490659	273,034259	617,524918
V clg	51	345,832842	244,137333	589,970175
Vcsc	60	336,191097	38,3269734	374,51807
				$\Sigma$ .5404,05

**TAB.VII.8:** tableau des pertes de précontrainte dans la travée de rive.

Le pourcentage des pertes égal :  $100 \cdot \frac{5404,5012}{26784} = 20,17\% < 25\%$

**Donc l'estimation des pertes est vérifiée.**

**b. Travée intermédiaire**

voussoirs	X (m)	Perte instantanée (Mpa)	Perte différés (Mpa)	Somme
V8	28	116,202794	72,6630442	188,865839
V9	31	107,848715	80,2955045	188,144219
V10	34	123,023224	121,877221	244,900445
V11	37	129,081894	131,610874	260,692768
V12	40	139,191536	175,329325	314,520861
V13	43	155,692505	209,858851	365,551356
V14	46	173,677239	238,569548	412,246787
V15	49	189,451479	256,770914	446,222393
V clvg	51	203,142201	265,10078	468,24298
V15	54	213,388952	256,746391	470,135343
V14	57	221,553436	238,515217	460,068653
V13	60	227,509731	209,773937	437,283668
V12	63	234,761164	175,212901	409,974065
V11	66	247,596848	131,461677	379,058524
V10	69	260,663416	121,696334	382,35975
V9	72	268,4074	80,0804444	348,487845
V8	75	297,195997	72,4155964	369,611593
				$\Sigma$ . 6146,37

**TAB.VII.9:** tableau des pertes de précontrainte dans la travée intermédiaire.

La somme de la perte totale égale :

**6146.37 Mpa**

Le pourcentage de la perte **22.94 % < 25%**  $\implies$  l'estimation des pertes est **vérifié**.

Donc, on maintient le nombre de câbles calculés précédemment soit **18 câbles (12T15S)**.

### 3.4. Vérification des contraintes en phase de service

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{MV}{I} - \frac{P.e.V}{I} \leq \overline{\sigma_c}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{MV}{I} + \frac{P.e.V}{I} \leq \overline{\sigma_t}$$

- Travée de rive

Vousoirs	x	l	S	V	V'	c	P	M A vide	M sous en charge	A vide (Mpa)		En charge(Mpa)		OBS
										$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	
½ vsp	4	72,7	14.042	2,457	3.5430	3,393	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	7	60,6784	13.460	2,457	3.5430	3,1956	/	/	/	/	/	/	/	/
V2	10	50,6562	12.918	2,6544	3.3456	3,0124	/	/	/	/	/	/	/	/
V3	13	42,3269	12.416	2,8376	3.1624	2,8427	/	/	/	/	/	/	/	/
V4	16	35,4427	11.954	3,0073	2.9927	2,6867	/	/	/	/	/	/	/	/
V5	19	29,7863	11.533	3,1633	2.8367	2,5441	/	/	/	/	/	/	/	/
V6	22	25,1683	11.151	3,3059	2.6941	2,4152	/	/	/	/	/	/	/	/
V7	25	21,4256	10.810	3,4348	2.5652	2,2999	/	/	/	/	/	/	/	/
V8	28	18,4189	10,509	3,5501	2,4499	2,1981	1107,44	2798,66	2149,65	1,41	1,51	-0,38	2,48	Ok
V9	31	16,0305	10,248	3,6519	2,3481	2,1098	1325,71	4060,66	5481,89	-0,48	3,07	-2,49	3,06	Ok
V10	34	14,163	10,027	3,7402	2,2598	2,0352	1572,67	4406,71	6225,98	-0,29	3,74	-3,09	3,42	Ok
V11	37	12,7372	9,847	3,8148	2,1852	1,9741	1743,80	4832,66	6647,87	-0,54	4,24	-3,57	4,08	Ok
V12	40	11,6903	9,706	3,8759	2,1241	1,9266	1825,38	4923,33	6745,5	-0,61	4,50	-3,85	4,37	Ok
V13	43	10,9753	9,606	3,9234	2,0766	1,8927	1842,44	4812,66	6647,87	-0,71	4,50	-4,13	4,47	Ok
V14	46	10,5592	9,546	3,9573	2,0427	1,8723	1834,69	4502,63	6225,98	-0,86	4,18	-4,16	4,37	Ok
V15	49	10,4227	9,526	3,9777	2,0223	1,8656	1688,51	3798,6	5481,89	-0,68	3,56	-3,94	3,68	Ok
Vclvg	51	10,4227	9,526	3,9844	2,0156	1.8656	1433,12	1592,33	4807,03	1,92	2,66	-3,92	0,33	Ok
V csc	60	10.4227	9,526	3,9844	2,0156	1.8656	0	0	0	0	0	0	0	Ok

**Tab. VII. 10** :verification des contraintes dans la travée de rive sous  $M_{min}$  et  $M_{max}$

**Remarque :**

On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes trouvées sont acceptables, sauf pour quelques unes ; apparition de petite contrainte de traction en fibre inferieur . Pour cela on propose d'augmenter la section d'armatures passives.

VSR	X(m)	I(m <sup>4</sup> )	S(m <sup>2</sup> )	V'(m)	(V)	e(m)	P(t)	M a vide	M en charge	A vide (Mpa)		En charge (Mpa)		obs	
										$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$		
½ vps	4	72.70	14.042	3.5430	2.4570	3,393	/	/	/	/	/	/	/	/	
1	7	60.67	13.460	3.3456	2.2651	3,1956	/	/	/	/	/	/	/	/	
2	10	50.65	12.918	3.1624	2.0887	3,0124	/	/	/	/	/	/	/	/	
3	13	42.32	12.416	2.9927	1.9254	2,8427	/	/	/	/	/	/	/	/	
4	16	35.44	11.954	2.8367	1.7750	2,6867	/	/	/	/	/	/	/	/	
5	19	29.78	11.533	2.6941	1.6378	2,5441	/	/	/	/	/	/	/	/	
6	22	25.16	11.151	2.5652	1.5137	2,4152	/	/	/	/	/	/	/	/	
7	25	21.42	10.810	2.4499	1.4021	2,2999	/	/	/	/	/	/	/	/	
8	28	18.41	10.509	2.3481	1.3019	2,1981	-570,44	1385,91	-	1679,69	0.71	0.37	1.08	-0.01	ok
9	31	16.03	10.248	2.2598	1.2197	2,1098	-667,72	1244,22	-	1870,98	0.41	88	1.30	-0.03	ok
10	34	14.16	10.027	2.1852	1.1448	2,0352	-	1285,07	-	2667,15	0.14	120	2.56	-0.026	ok
11	37	12.73	9.8470	2.1241	1.0889	1,9741	-	1393,94	-	4491,77	4.31	1.48	2.83	0.031	ok
12	40	11.69	9.7060	2.0766	1.0434	1,9266	-	2004,27	-	4553,51	3.29	0.83	4.12	-0.034	ok
13	43	10.97	9.6060	2.0427	1.0073	1,8927	-	2472,90	-	5169	3.48	1.66	5.14	-0.019	ok
14	46	10.55	9.5460	2.0223	0.9910	1,8723	-	2862,13	-	5555,93	3.37	2.62	5.99	-0.027	ok
15	49	10.42	9.5260	2.0156	0.9844	1,8656	-	3114,08	-	5566,93	2.79	3.73	6.53	-0.020	ok
V clvg	51	10.42	9.5260	2.0156	0.9844	1,8656	-	3233,05	-	5754,6	2.85	3.92	6.78	-0.011	ok
15	54	10.42	9.5260	2.0156	0.9844	1,8656	-	3114,08	-	5566,93	2.79	3.73	6.53	-0.02	ok
14	57	10.55	9.5460	2.0223	0.9910	1,8723	-	2862,13	-	5555,93	3.37	2.62	5.99	-0.027	ok
13	60	10.97	9.6060	2.0427	1.0073	1,8927	-	2472,90	-	5169	3.48	1.66	5.14	-0.019	ok
12	63	11.69	9.7060	2.0766	1.0434	1,9266	-	2004,27	-	5129,1	4.31	0.18	4.12	-0.33	ok
11	66	12.73	9.8470	2.1241	1.0889	1,9741	-	1393,94	-	4491,77	4.31	1.48	2.83	-0.03	ok
10	69	14.16	10.027	2.1852	1.1448	2,0352	-	1285,07	-	2667,15	1.36	1.20	2.56	-0.026	ok
9	72	16.03	10.248	2.2598	1.2197	2,1098	-	-667,72	-	1244,22	0.41	0.88	1.30	-0.034	ok
8	75	18.41	10.509	2.3481	1.3019	2,1981	-	-570,44	-	1385,91	0.71	0.37	1.08	-0.014	ok
7	78	21.42	10.810	2.4499	1.4021	2,2999	/	/	/	/	/	/	/	/	
6	81	25.16	11.151	2.5652	1.5137	2,4152	/	/	/	/	/	/	/	/	
5	84	29.78	11.533	2.6941	1.6378	2,5441	/	/	/	/	/	/	/	/	
4	87	35.44	11.954	2.8367	1.7750	2,6867	/	/	/	/	/	/	/	/	
3	90	42.32	12.416	2.9927	1.9254	2,8427	/	/	/	/	/	/	/	/	
2	93	50.6562	12.918	3.1624	2.0887	3,0124	/	/	/	/	/	/	/	/	
1	96	60.6784	13.460	3.3456	2.2651	3,1956	/	/	/	/	/	/	/	/	
1/2vsp	100	72.7000	14.042	3.5430	2.4570	3,393	/	/	/	/	/	/	/	/	

TAB.VII.11 : vérification des contraintes dans la travée intermédiaire sous M min et M max

# CHAPITRE VIII

*Etude transversale*

**Introduction :**

Jusqu'à présent, on s'est intéressé uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Du coup, on a pu déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte en phase de construction ainsi qu'à la phase d'exploitation, il s'agit des armatures actives.

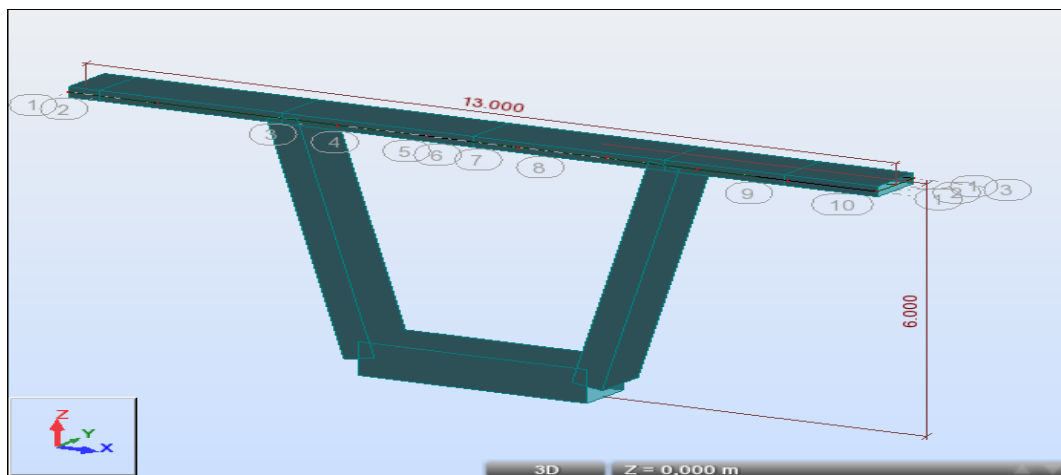
Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

**VIII.1. Modélisation :**

La modélisation et la détermination des sollicitations qui agiront sur la section en caisson seront effectuées par la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel de calcul de structure Autodesk Robot Structural Analysis

- Pour les différents calculs on prendra une largeur du caisson égale à 1m.
- Soit une section près de la pile et une section à la clé.



**Figure.VIII.1.** Vue en 3D du caisson prêt de la pile modélisé sur le logiciel Robot Structural.

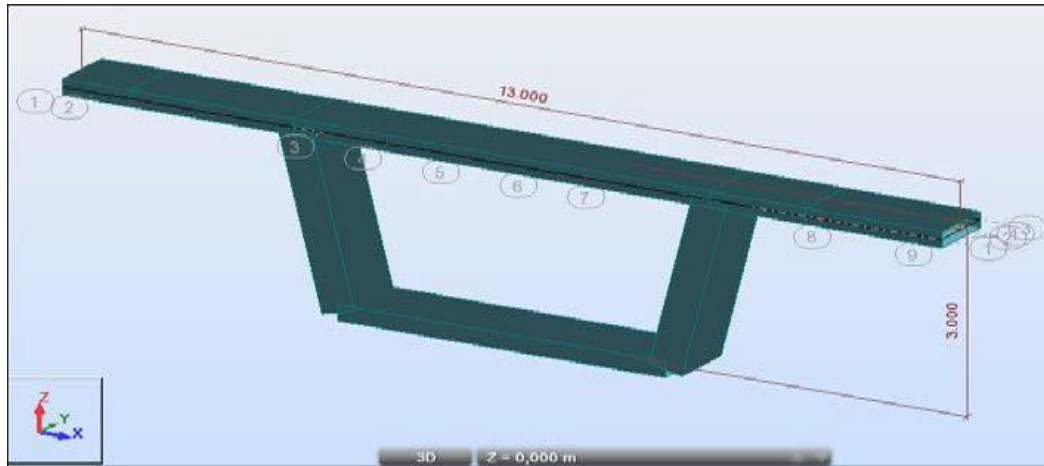


Figure VII.2. Vue en 3D du caisson prêt de la clé modélisé sur le logiciel Robot Structural.

### VIII.2.définition des charges :

La section doit être justifiée sous l'ensemble des charges permanentes, ainsi que les différents systèmes de chargement routiers établis.

D'après le « Fascicule N°61 Titre II », les charges appliquées à l'ouvrage sont dues à :

#### 1)-Charges permanentes :

**1-1)- Poids propre** : il est pris automatiquement par le logiciel.

**1-2)- revêtement et chape** : constitué par la charge de la couche d'étanchéité et de la couche de roulement, avec les densités suivantes : 20 KN/m<sup>3</sup>, 22 KN/m<sup>3</sup>

**On a la largeur roulable  $L_r = 1$  m**

$$P_{\text{revêtement}} = (1 \times 0,01 \times 2) + (1 \times 0,08 \times 2,2) = 0,196 \text{ t/ml.}$$

#### 1-3)- poids propre des trottoirs et corniches :

$$P_{\text{(tr+corniche)}} = 2,5 \times (0,5035 + 0,2735) = 1,9425 \text{ t/ml.}$$

**1-4)- Garde-corps** : le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61, titre II à 0,1 t/ml.

$$P_{\text{gc}} = 0,1 \text{ t/m.}$$

$$P_{\text{(2gc)}} = 0,2 \text{ t/m.}$$

**1-5)- Glissières de sécurité de pont** : leurs poids est pris égal à :  $P_{\text{gl}} = 0,06 \text{ t/ml.}$

#### 2)- surcharges d'exploitation :

**2-1)- Charges routières :** Nous allons considérer les charges suivantes : A(l), Bc, Bt, Mc120 car elles développent les effets les plus défavorables .Ces charges seront disposées d’une manière à obtenir les efforts les plus prépondérants. On prend dans ces calculs la largeur chargeable égale à 10 m.

- **Système de charge A(l) :**

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L+12} = 1,86t/ml.$$

- **système de charge Bc :**

On considérera trois camions, mais avec un seul essieu, disposés sur le voussoir, soit Bc = 36t

- **système de charge Bt :**

De même que pour le système Bc, deux tandems, mais avec un seul essieu, sont disposés sur le voussoir, soit Bt= 32t

- **Charges militaire Mc120 :**

On considère le poids d’une des deux chenilles appliqué sur le voussoir,

$$\text{Soit } Mc120 = 2 \times \left(\frac{55}{6,1 \times 1}\right) = 18,03.$$

Système de charge	Bc (t)	Bt(t)	Mc120(t)
$\delta$	1,0422	1,046	1,048
Valeur final	37,52	33,47	8,42

- **Charges sur les trottoirs :**

En flexion locale elle est prise égale à 0.45 t/m<sup>2</sup> (**fascicule 61 titre II**)

**Donc :** St = 0,45x1m = 0,45t/ml sur le trottoir de droite.

### VIII.3.1. Les combinaison d’action :

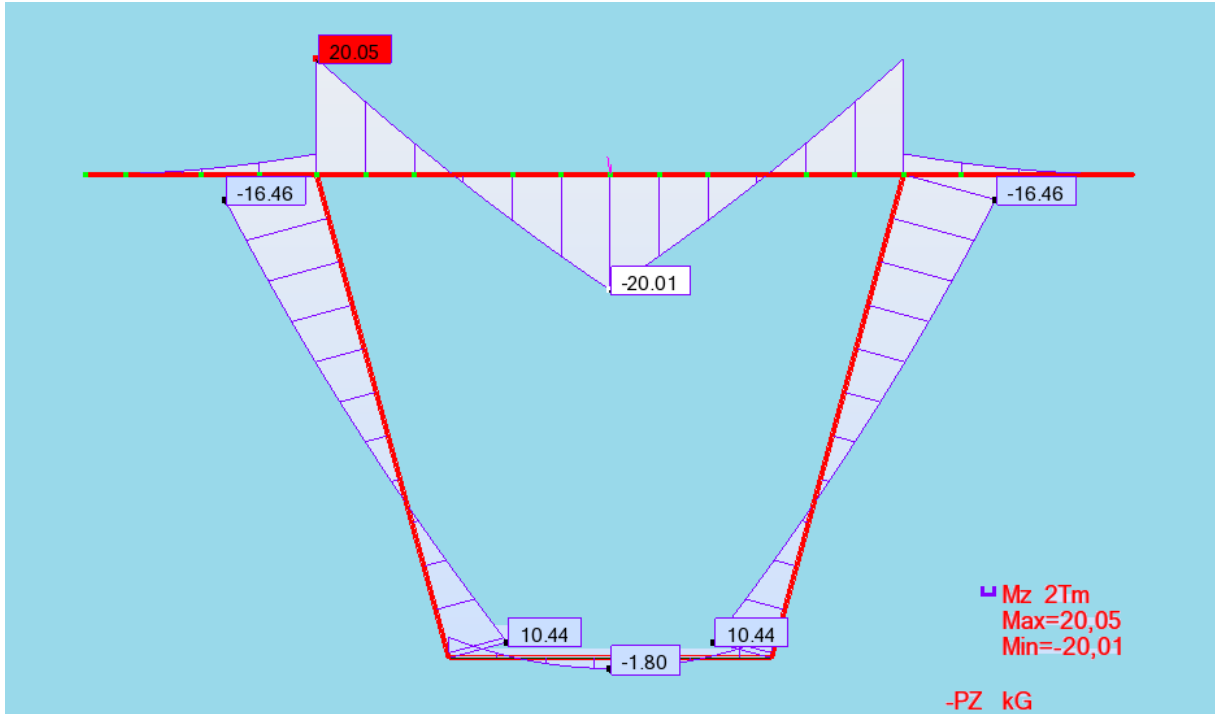
Les combinaisons de charges à adopter pour l’étude transversale sont résumées dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
Combinaison 1	1.35 G + 1.6A(l) + 1.6 St	G + 1,2 A(l) + 1,2 St
Combinaison 2	1,35G + 1,6Bc + 1,6 St	G + 1,2 Bc + 1,2 St
Combinaison 3	1.35 G + 1.6 Bt + 1.6 St	G + 1,2 Bt + 1,2 St
Combinaison 4	1.35 G + 1.6 Mc120	G + 1,2 Mc120
Combinaison 5	/	G + 1,2 Bt + 1.2 St + 0,5 T
Combinaison 6	/	G + 1.2 Bc + 1.2 St + 0,5 T

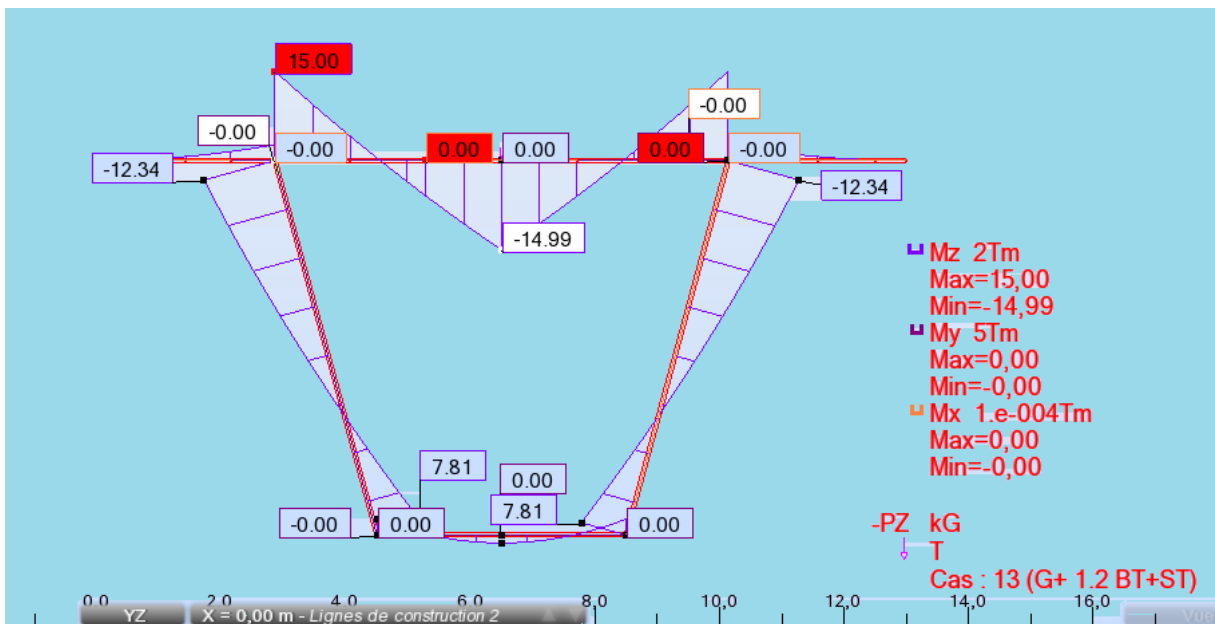
**TAB.VII.** les déférentes combinaisons pour l’étude transversales

Résultat du calcul : après la modélisation avec le logiciel **rebot** en a obtenue a des résultat suivants :

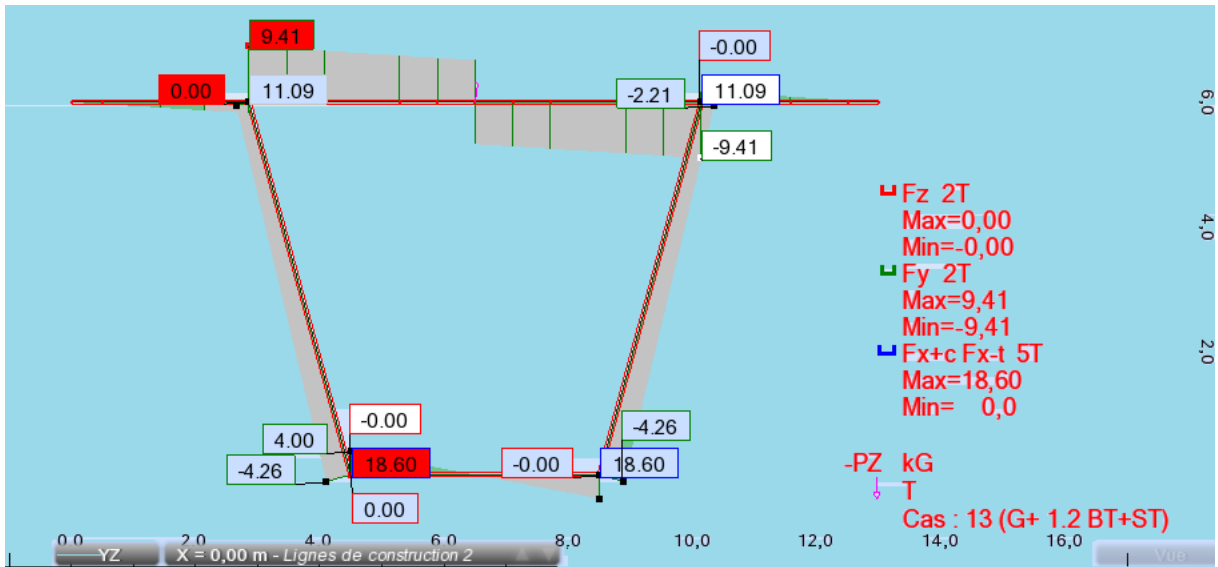
- Voussoirs prêt de la pile



**Figure VIII.3.** diagramme des moments sous 1.35+1.6 ( Bt+ St )

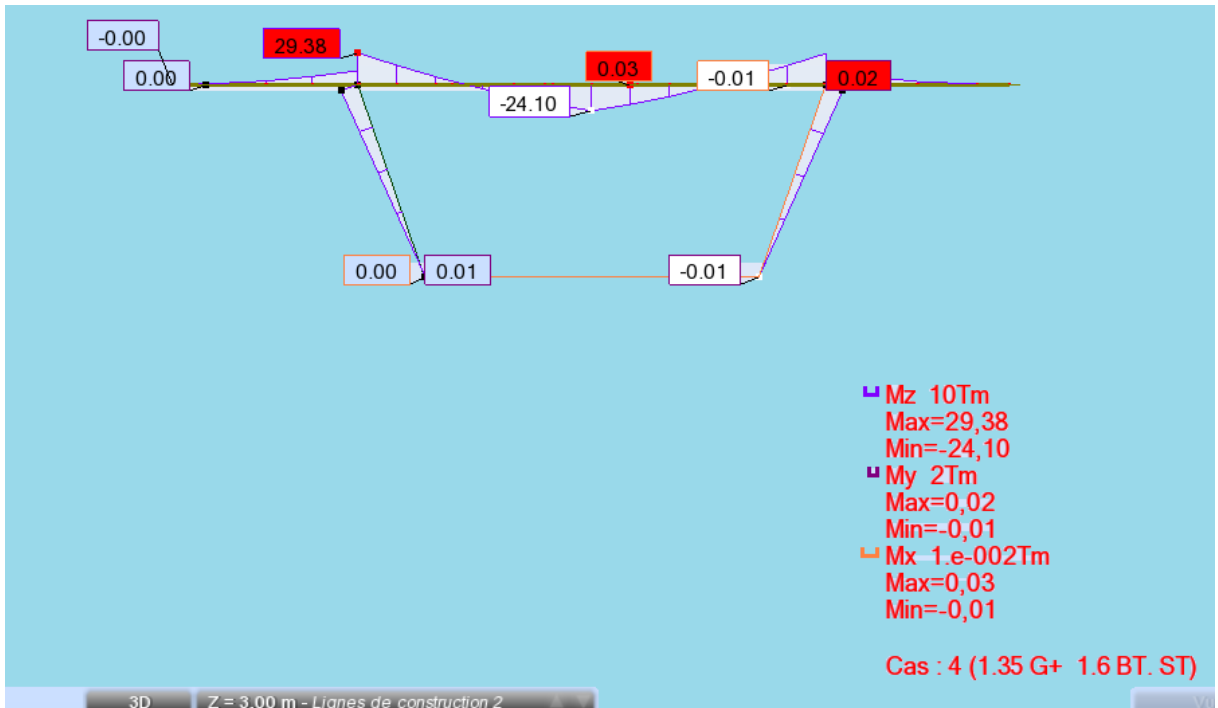


**Figure VIII.3.** diagramme des moments sous G+1.2 ( Bt+ St )

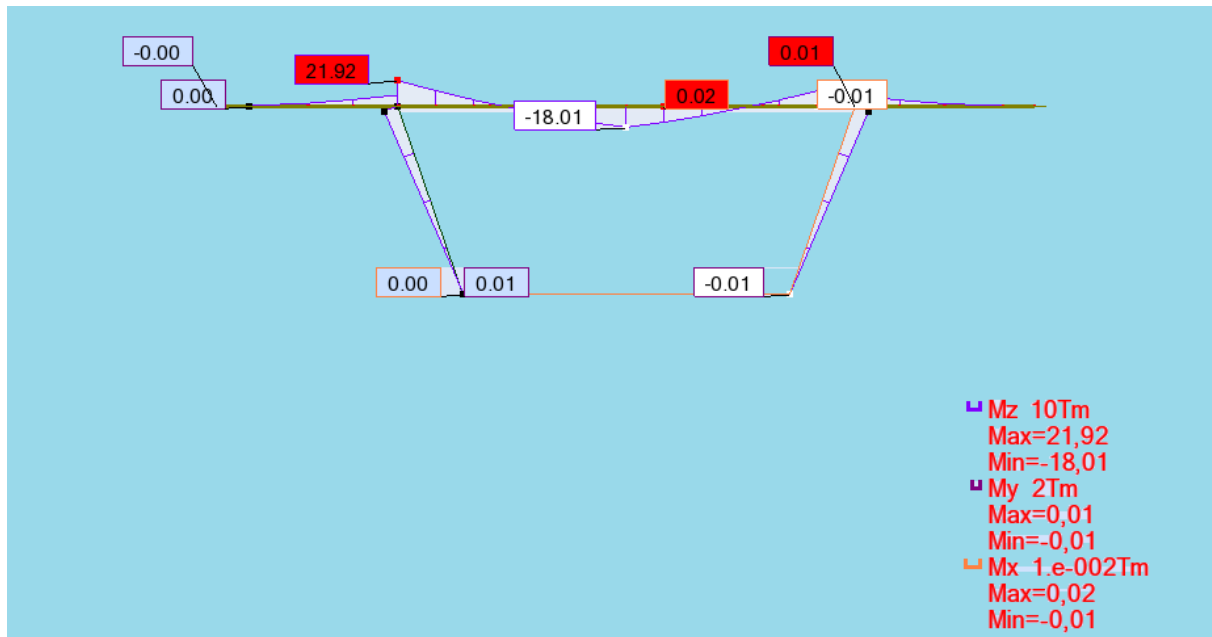


**Figure VIII.5.** diagramme des effort tranchant sous  $G + 1.2 Bt + St$

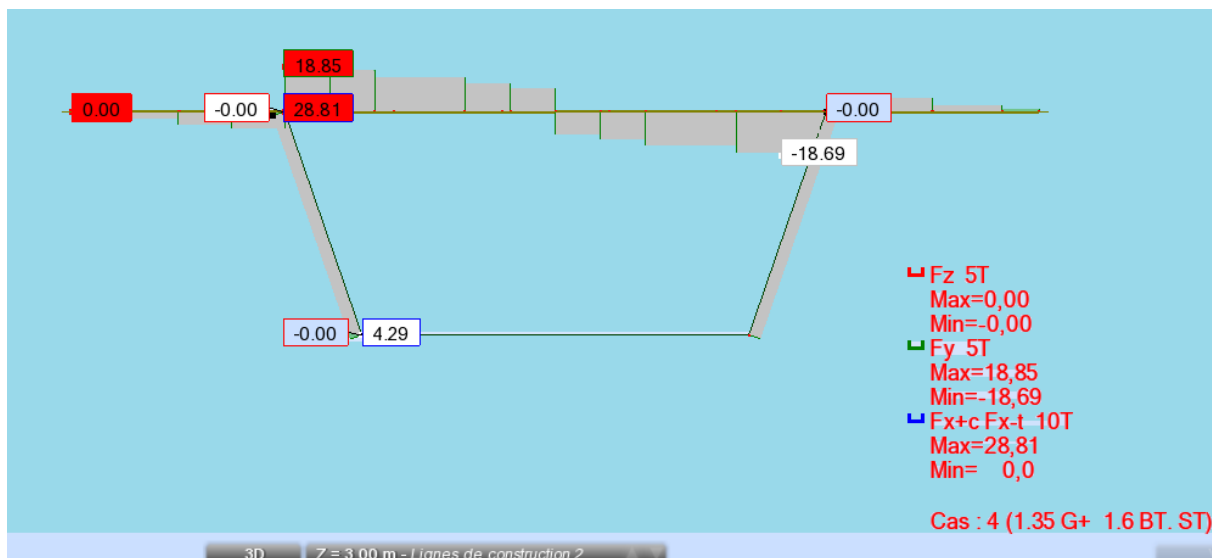
**Voussoir prêt de la culé**



**Figure VIII.6.** diagrammes des moments fléchissent sous  $1.35G + 1.6 ( Bt+St )$



**Figure VIII.7.** diagramme des moments fléchissant sous G+1.2 (Bt+St)



**Figure VIII.8.** diagrammes des effort tranchant sous 1.35G + 1.6(Bt+St)

**VIII.4.Ferraillage :**

On donne les caractéristiques géométriques pour chaque élément :

- Console ; dalle supérieure :

Hauteur de la dalle :  $h = 25$  cm

La largeur de la dalle :  $b = 100$  cm

- Dalle inférieure :

Hauteur de la dalle :  $h = 80$  cm

La largeur de la dalle :  $b = 100$  cm

- Les âmes :

Hauteur de l'âme :  $h = 50$  cm

La largeur de l'âme :  $b = 100$  cm

On prend le même enrobage pour toutes les sections :  $c = c' = 3$  cm

Le ferraillage se fera à l'ELU en fonction des moments défavorable engendrés par les différents chargements.

On donne les caractéristiques du béton qu'on a défini dans le chapitre deux. Après le calcul on trouve :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad \text{d'où} \quad f_{ij} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

A l'ELU :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = 19,83 \text{ Mpa avec : } (f_{cj} = 35 \text{ Mpa}, \theta = 1, \gamma_b = 1,5)$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \quad \text{avec :} \quad (\gamma_s = 1,15 \text{ Mpa})$$

**VIII.4.1. Ferraillage des dalles :**

Selon le règlement BAEL :

$$\text{Calcul du moment réduit « } \mu \text{ » : } \mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \times f_{bu}}$$

On compare la valeur du moment réduit  $\mu$  a la valeur du moment réduit limite  $\mu_l = 0,392$

- Si :  $\mu \leq \mu_l$  Section  $\implies$  simplement armée (SSA)

$$\text{D'où : } A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

➤ Si :  $\mu > \mu_1$  Section  $\Longrightarrow$  doublement armée (SDA)

$$\text{D'où : } A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

M : le moment max.

-Condition de non fragilité : (selon le règlement BAEL) :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{tj} / f_c$$

-Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

#### A) - Ferrailage de la dalle supérieur :

##### A-1- En travée :

- Armature principale :

$$M_{u \max} = 20,01 \text{ t.m}$$

$$M_{s \max} = 14,99 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } A_s = 29,64 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \boxed{7\text{HA}25} \Longrightarrow A_s = 34,36 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_c$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 3,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \quad (\text{condition vérifié})$$

- Les armatures de répartition :

Les contraintes de traction, résultantes des moments longitudinaux sont reprises par les câbles de précontrainte, mais du fait de l'apparition des fissures dans le béton dues au retrait avant la mise en tension des câbles, on est obligé de mettre des armatures longitudinales pour palier à ce problème.

$$A_{sl} = A_{st} / 3 = 34,36 / 3$$

$$A_{sl} = 11,46 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \boxed{6\text{HA}16} \Longrightarrow A_{sl} = 12,06 \text{ cm}^2$$

##### A-2 -Sur appuis :

$$M_u \max = -20,05 \text{ t.m}$$

$$M_s \max = -15 \text{ t.m}$$

$$A_s = 29,7 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui donne} \quad \boxed{7\text{HA}25} \quad \Longrightarrow \quad A_s = 34,36 \text{ cm}^2$$

- ✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_c$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 3,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- ✓ Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = 0,572 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ Mpa} \text{ donc : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- Les armatures de répartition :

$$A_{sl} = A_s / 3 = 34,36 / 3$$

$$A_{sl} = 11,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{ce qui donne} \quad \boxed{6 \text{ HA } 16} \quad \Longrightarrow \quad A_{sl} = 12,06 \text{ cm}^2$$

### B) - Ferrailage de la dalle inférieure :

#### B-1 – en travée :

- Armature principale :

$$M_{u \max} = 1,8 \text{ t.m}$$

$$M_{s \max} = 1,33 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } A_s = 0,68 \text{ cm}^2$$

- ✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_c$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 77 \text{ cm}$$

$$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 11,95 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq A_{\min} \quad \text{donc : on prend } A_s = A_{\min} = 11,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ce qui donne}$$

$$\boxed{6 \text{ HA } 16}$$

$$A_s = 12,06 \text{ cm}^2$$

- Les armatures de répartition :

$$A_{sl} = A_s / 3 = 12,06 / 3$$

$Asl = 4,02 \text{ cm}^2$  ce qui donne **4 HA 12** donc  $Asl = 4,52 \text{ cm}^2$

**B-2) - Sur appuis :**

$Mu \text{ max} = 3,06 \text{ t.m}$

$Ms \text{ max} = 2,67 \text{ t.m}$

$As = 1,14 \text{ cm}^2$

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$As \geq Amin \ 0,23.b.d.f_{tj}/f_c$

$b = 100 \text{ cm}^2$

$d = 77 \text{ cm}^2$

$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa}$

$f_c = 400 \text{ Mpa}$

$Amin = 11,95 \text{ cm}^2$

$As \leq Amin$  donc : on prend  $As = Amin = 11,95 \text{ cm}^2$

Ce qui donne

**6 HA 16**

$As = 12,06 \text{ cm}^2$

✓ Vérification a l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_c}{\gamma_c}; 4 \text{ Mpa})$

$\tau_u = 0,074 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ Mpa}$  donc :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  (condition vérifiée).

• **Les armatures de répartition :**

$Asl = As/3 = 12,06/3$

$Asl = 4,02 \text{ cm}^2$

ce qui donne

**4 HA 12**

donc  $Asl = 4,52 \text{ cm}^2$

**C) - Ferrailage de l'âme :**

**C-1) -Partie externe :**

• **Armature principale :**

$Nu = 25 \text{ t}$

$Mu = -16,46 \text{ t.m}$

$Nser = 18,60 \text{ t}$

$Mser = 12,34 \text{ t.m}$

$e_u = 65,84 \text{ cm} > 22$  donc  $\implies$  Section partiellement comprimée (S.P.C)

Selon le règlement BAEL :

• **Calcul du moment fictif :**

$$(- \quad ') = 21,96 \text{ t.m}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\text{---} = 0,05 \leq \mu_1 = 0,392 \implies \text{(SSA)}$$

- Les armatures fictives :

$$\text{---} = 13,8 \text{ cm}^2.$$

- Les armatures réelles :

$$A_s = A_f \text{ ---} = 21 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 21 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \boxed{7 \text{ HA } 20} \implies A_s = 21,99 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e \text{ (eu-0,455d / eu-0,185d)}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 47 \text{ cm.}$$

$$e_u = M_u / N_u = 65,84 \text{ cm.}$$

$$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{min} = 9,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \text{ (condition vérifié)}$$

✓ Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u = \text{---} = 0,114 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,5 \text{ Mpa donc } : \tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ (condition vérifié).}$$

- Les armatures de répartition :

$$A_{sl} = A_s / 3 = 21,99 / 3$$

$$A_{sl} = 7,33 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \boxed{5 \text{ HA } 14} \implies A_{sl} = 7,69 \text{ cm}^2.$$

C-2) - Partie interne :

- Armature principale :

$$M_u = 10,44 \text{ t.m}$$

$$N_u = 25 \text{ t}$$

$$M_s = 7,81 \text{ t.m}$$

$$N_s = 18,6 \text{ t}$$

$$= 41,7 > 22 \text{ donc } \implies \text{Section partiellement comprimée (S.P.C)}$$

$$(- \quad ') = 15,94 \text{ t.m}$$

$$= \text{---} = 0,036 \leq \mu_1 = 0,392 \implies \text{(SSA)}$$

$$A_f = \text{---} = 9,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{f\pm} = 17,11$$

$$A_s = 17,11 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \boxed{6 \text{ HA } 20} \implies A_s = 18,84 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité du béton selon le règlement B.A.E.L :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e \text{ (eu-0,455d / eu-0,185d)}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 47 \text{ cm.}$$

$$e_u = M_u / N_u = 41,76 \text{ cm.}$$

$$f_{tj} = 2,7 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{min} = 11,84$$

$$A_s > A_{min} \text{ (condition vérifié)}$$

• Les armatures de répartition :

$$A_{sl} = A_s / 3 = 18,84 / 3$$

$$A_{sl} = 6,28 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } \boxed{5 \text{ HA } 14} \implies A_{sl} = 7,69 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage du voussoir sur pile :**

Ferraillage de la section sur pile (Armatures principales).						
Elément	Section	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Section adopté	Type d'acier	$\phi$ (mm)	N <sup>bre</sup> barres
Dalle sup	en travé	29,64	34,36	HA 400	25	7
	sur appuis	29,7	34,36	HA 400	25	7
Dalle inf	en travé	0,68	11,95	HA 400	12	6
	sur appuis	1,14	11,95	HA 400	12	6
Console	extérieure	21	21,99	HA 400	20	7
	intérieure	17,11	18,84	HA 400	20	6

Ferrailage de la section sur pile (Armatures de répartition).						
Elément	Section	As (cm <sup>2</sup> )	Section adopté	Type d'acier	φ (mm)	Nbre barres
Dalle sup	en travé	11,46	12,06	HA 400	16	6
	sur appuis	11,46	12,06	HA 400	16	6
Dalle inf	en travé	4,02	4,52	HA 400	12	4
	sur appuis	4,02	4,52	HA 400	12	4
Console	extérieure	7,33	7,69	HA 400	14	5
	intérieure	6,28	7,69	HA 400	14	5

**Ferrailage du voussoir a la clé :**

Ferrailage de la section à la clé (Armatures principales).						
Elément	Section	As (cm <sup>2</sup> )	Section adopté	Type d'acier	φ (mm)	N <sup>bre</sup> barres
Dalle sup	en travé	<u>37</u>	<u>40,21</u>	<u>HA 400</u>	<u>32</u>	<u>5</u>
	sur appuis	<u>47,34</u>	<u>48,25</u>	<u>HA 400</u>	<u>32</u>	<u>6</u>
Dalle inf	en travé	<u>0,011</u>	<u>12,06</u>	<u>HA 400</u>	<u>16</u>	<u>6</u>
	sur appuis	<u>0,3</u>	<u>12,06</u>	<u>HA 400</u>	<u>16</u>	<u>6</u>
Console	extérieure	<u>22,74</u>	<u>24,54</u>	<u>HA 400</u>	<u>25</u>	<u>5</u>
	intérieure	18,76	18,84	HA 400	20	6

Ferrailage de la section à la clé (Armatures de répartition).						
Elément	Section	As (cm <sup>2</sup> )	Section adopté	Type d'acier	φ (mm)	N <sup>bre</sup> barres
Dalle sup	en travé	<u>13,4</u>	<u>14,07</u>	<u>HA 400</u>	<u>16</u>	<u>7</u>
	sur appuis	<u>16,08</u>	<u>16,08</u>	<u>HA 400</u>	<u>16</u>	<u>8</u>
Dalle inf	en travé	<u>4,02</u>	<u>4,52</u>	<u>HA 400</u>	<u>12</u>	<u>4</u>
	sur appuis	<u>4,02</u>	<u>4,52</u>	HA 400	<u>12</u>	<u>4</u>
Console	extérieure	<u>8,18</u>	<u>10,05</u>	<u>HA 400</u>	<u>16</u>	<u>5</u>
	intérieure	6,28	7,69	HA 400	14	5

# CHAPITRE IX

*résistance aux efforts  
tranchant*

# La RESISTANCE AUX EFFORT TRANCHANT

## Introduction

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section de calcul, sur la normale à la fibre moyenne. Le calcul doit être effectué donc sur les sections droites de la poutre, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne et non pas sur des sections verticales, ce qui donnerait des résultats sensiblement erronés.

Il faut tenir compte :

- Des charges et surcharges (poids propre, superstructures, charges d'exploitation).
- La réduction de l'effort de l'effort tranchant dû à la précontrainte.
- L'effet RESAL.

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme ; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au C.D.G de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

### IX.1.Détermination des efforts tranchants

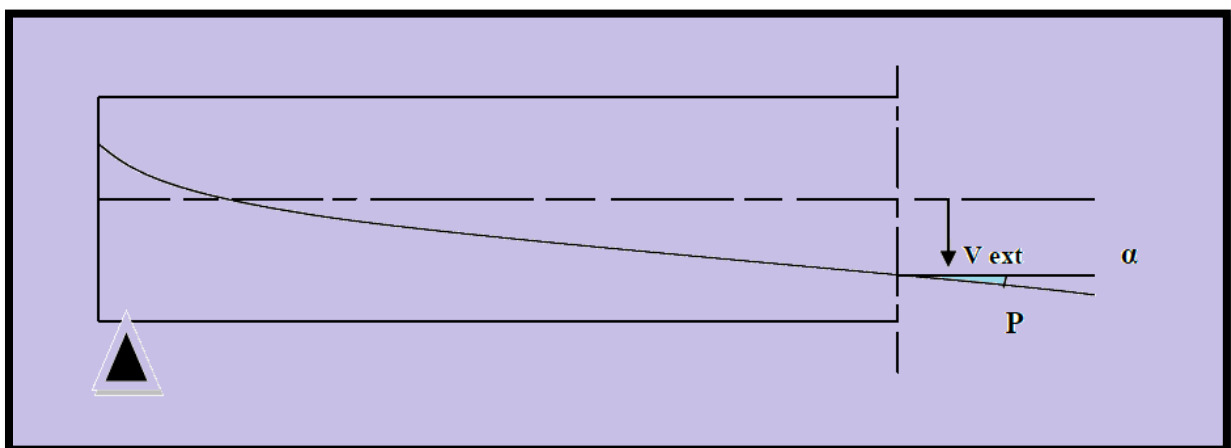
#### 1.1 Effort due a la précontrainte

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure IX.1 situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tout les efforts appliquée à :

- Un effort tranchant  $V$  positif.
- Une composante verticale de la précontrainte  $P_0 \sin \alpha$  qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

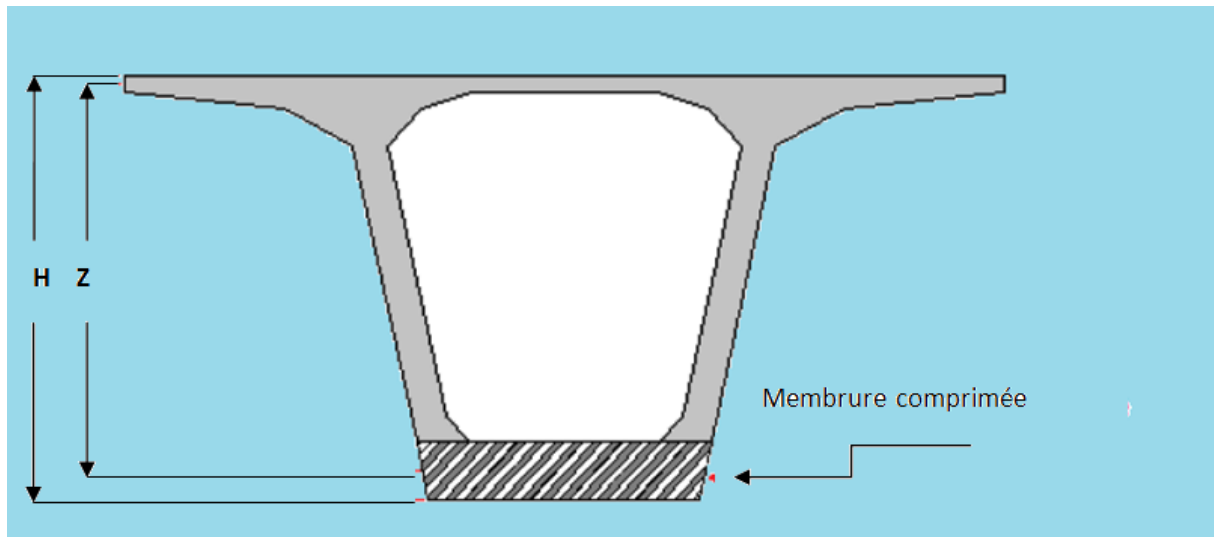
On suppose que sur les 46 câbles du fléau, les six premiers ancrés à l'extrémité du premier voussoir ont subit une inclinaison moyenne de  $25,04^\circ$ .

$$\text{On obtient alors : } V_f = nP_0 \sin 25.02 \implies V_f = 5.1 \text{ t}$$



**Figure. IX.1:** schéma d'effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint.





**Figure. IX.2 : effet RESAL**

Nous devons donc calculer la contrainte normale moyenne sur le hourdis inférieur, soit la contrainte à mi-hauteur de ce hourdis.

La contrainte de compression moyenne du hourdis inférieur est :

$$\sigma_{inf} = \frac{nf p_0}{s} + \frac{M}{I} \left( V' - \frac{e_{h_{inf}}}{2} \right)$$

Avec :

$nf$  : Nombre total de câble du fléau.

$P_0$  : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15s peut créer,  $P_0$  est estimé à 25% de perte

$S$  : Section du voussoir considérée.

$I$  : Moment d'inertie du voussoir considérée.

$V'$  : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

$M$  : Moment total des voussoirs.

$e_{inf}$  : Epaisseur de hourdis inférieur

$$\sigma_{inf} = \frac{46.200.88}{14.042} + \frac{28218.06}{72.700} \cdot (3.543 - 0.4) \quad \sigma_{inf} = 12.26 \text{ Mpa}$$

L'intrados de l'ouvrage est incliné sur l'horizontal d'un angle  $\varphi = 0.142$  rad

La correction du Résal :

$$\Delta Vr = \sigma_{inf} \cdot B \cdot e_{inf} \cdot \sin\varphi$$

Avec

B : largeur de l'hourdie inferieur

$$\Delta Vr = 12.26 \times 4 \times 0,8 \times 0,14 = 5.49 \text{ Mpa}$$

### IX.2.Justification des âmes

La partie résistante due à l'effort tranchant est représentée par les âmes. L'effort tranchant réduit à prendre en compte est :

$$V_{réduit} = V_T - \Delta V_r$$

$$V_{réduit} = 1657.35 - 549 = 1108.35 \text{ t}$$

Il lui correspond une contrainte de cisaillement au niveau du centre de gravité égale à [BPEL 91] :

$$\tau = \frac{V \text{ réduit}}{bn \cdot Z}$$

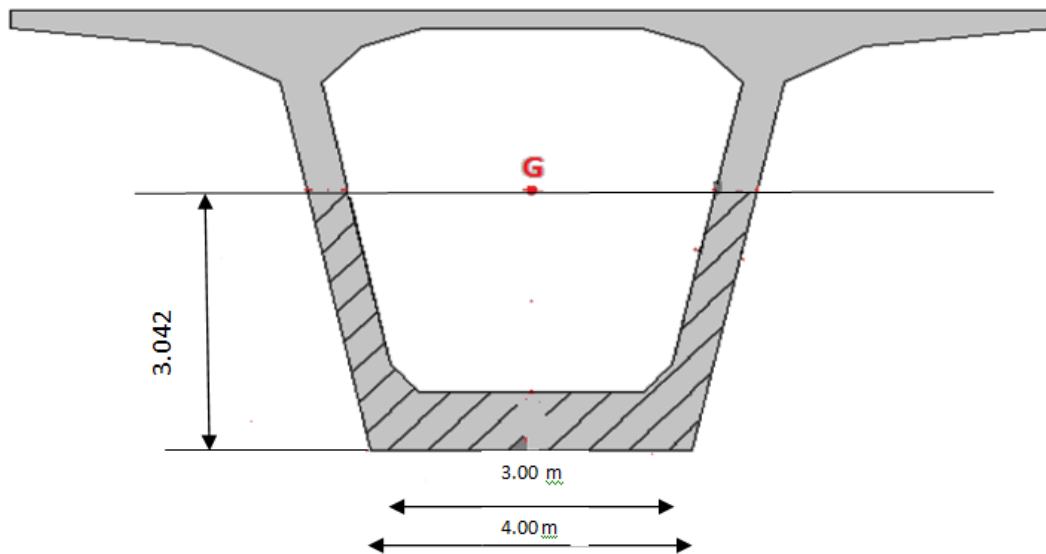
Avec

$$Z = \frac{I}{s(y)}$$

**I** : inertie de la section par rapport au centre de gravité G

**S(y)** : moment statique par rapport à l'axe Gy de la partie de section située au dessous de G

**bn** : largeur totale nette à l'ordonnée y,



**Figure . IX.3 :** moment statique d'une section située au dessous de G

**A.N:**

$$S(y) = 13.82 \text{ m}^3 \quad \Longrightarrow \quad Z = \frac{72.7}{13.82} = 5.26 \text{ m}$$

$$Bn = E_{p_{ame}} - \varphi_{gain} \quad \Longrightarrow \quad bn = 2(0.50 - 0,082) = 0.836$$

$$\tau = \frac{1108.35}{0.836 \times 5.26} = 83.08 \text{ t/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \tau = \mathbf{2.52 \text{ Mpa}}$$

• **Justification à l'E.L.S**

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression suivante :

$$\bar{\tau}_b^2 = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b} \cdot (\bar{\sigma}'_b - \sigma'_b) \cdot (\bar{\sigma}_b + \sigma'_b)$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot \left( 0.7 + \frac{6}{100} f_{c28} \right) = 1.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_b = \frac{n_f P_0}{S} = \frac{46.2,0088}{14.042} = 6,58 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_b^2 = 9.8978 \text{ Mpa} \implies \overline{\tau}_b = 3.146 \text{ Mpa}$$

$\tau_b < \overline{\tau}_b$  la contrainte de cisaillement est vérifiée

**Conclusion**

Nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

**IX-3- vérification des contraintes**

*IX.3.1. Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire*

V	x	N <sup>br</sup> <sub>cable</sub>	P(t)	Sin α	V <sub>f</sub>	V <sub>srvs</sub>	ΔV <sub>resal</sub>	V <sub>réduit</sub>	z	τ	τ̄	obs
1/2 vps	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	7	2	4,0176	0,53	2,1293	1479,34	7,86	1471,51	5,18	3,39	3,85	ok
V2	10	2	4,0176	0,42	1,6873	1349,46	8,13	1341,62	5,88	2,72	3,08	ok
V3	13	4	8,0352	0,31	3,8568	1226,65	7,96	1216,43	4,6	3,16	3,19	ok
V4	16	2	4,0176	0,44	1,7677	1110,24	7,98	1101,85	4,26	3,09	3,14	ok
V5	19	4	8,0352	0,34	2,7721	999,53	7,86	989,93	4,11	2,88	2,99	ok
V6	22	4	8,0352	0,24	3,214	894,17	7,68	884,07	3,91	2,70	2,92	ok
V7	25	2	4,0176	0,37	1,4865	793,82	7,51	785,35	3,76	2,49	2,90	ok
V8	28	4	8,0352	0,38	3,0533	698,07	7,50	687,79	3,62	2,27	2,81	ok
V9	31	6	12,0528	0,29	3,4953	517,24	7,35	506,38	3,52	1,72	2,62	ok
V10	34	4	8,0352	0,28	2,7319	431,38	7,18	421,27	3,4	1,48	2,46	ok
V11	37	2	4,0176	0,32	1,2856	347,81	7,18	339,04	3,3	1,23	2,37	ok
V12	40	2	4,0176	0,19	1,004	266,09	7,06	257,64	3,23	0,95	2,27	ok
V13	43	4	8,0352	0,21	2,2498	185,6	7,01	175,83	3,17	0,66	2,01	ok
V14	46	2	4,0176	0,2	1,0445	105,96	6,87	97,46	3,15	0,37	1,85	ok
V15	49	2	4,0176	0,26	0,8035	26,49	6,88	18,16	3,12	0,07	1,68	ok
V <sub>clvg</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

**Tab. IX.1** : Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire.

## IX.3.2. Vérification des contraintes pour la travée de rive

v	x	N <sup>br</sup> cable	P(t)	Sin $\alpha$	V <sub>f</sub>	V <sub>revice</sub>	$\Delta V_{resal}$	V <sub>reduit</sub>	z	$\tau$	$\bar{\tau}$	obs
½ vps	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	7	2	4,0176	0,53	2,1293	1229,39	4,15946793	1227,26	5,18	2,83	3,085	ok
V2	10	2	4,0176	0,42	1,6873	1099,51	4,49103654	1097,82	5,88	2,23	3,082	ok
V3	13	4	8,0352	0,31	3,8568	976,7	4,64066372	972,84	4,6	2,52	3,049	ok
V4	16	2	4,0176	0,44	1,7677	860,29	4,83002712	858,52	4,26	2,41	3,040	ok
V5	19	4	8,0352	0,34	2,7721	749,58	4,98111074	746,80	4,11	2,17	2,991	ok
V6	22	4	8,0352	0,24	3,214	543,87	5,0766541	540,65	3,91	1,65	2,929	ok
V7	25	2	4,0176	0,37	1,4865	448,12	5,09427949	446,63	3,76	1,42	2,902	ok
V8	28	4	8,0352	0,38	3,0533	356,05	5,26735182	352,99	3,62	1,16	2,812	ok
V9	31	6	12,0528	0,29	3,4953	267,29	5,36990576	263,79	3,52	0,89	2,623	ok
V10	34	4	8,0352	0,28	2,7319	181,43	5,38172785	178,69	3,4	0,62	2,464	ok
V11	37	2	4,0176	0,32	1,2856	97,87	5,45621455	96,58	3,3	0,35	2,376	ok
V12	40	2	4,0176	0,19	1,004	143,99	5,42913812	142,98	3,23	0,52	2,272	ok
V13	43	4	8,0352	0,21	2,2498	223,46	5,48438304	221,21	3,17	0,83	2,014	ok
V14	46	2	4,0176	0,2	1,0445	276,44	5,43647158	275,39	3,15	1,05	1,859	ok
V15	49	2	4,0176	0,26	0,8035	514,84	5,48759588	514,03	3,12	1,97	1,68	ok
V <sub>clvg</sub>	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tab. IX.1 : Vérification des contraintes pour la travée de rive

**Conclusion**

D'après les deux tableaux, on remarque que la condition  $\tau < \bar{\tau}$  est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

# CHAPITRE X



*Equipements du pont*

**Introduction :**

Les équipements représentent l'ensemble des dispositifs dont le but est de rendre le tablier d'un pont capable d'assurer sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers et d'assurer la durabilité de l'ouvrage. On distingue :

- ✓ Les appareils d'appui.
- ✓ Le revêtement du tablier.
- ✓ Les trottoirs.
- ✓ Les dispositifs de retenues.
- ✓ Les joints de chaussées.
- ✓ Les systèmes d'évacuation des eaux.
- ✓ Les corniches.
- ✓ La dalle de transition.

**X.1. Les appareils d'appui :**

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est :

- De transmettre les actions verticales et horizontales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

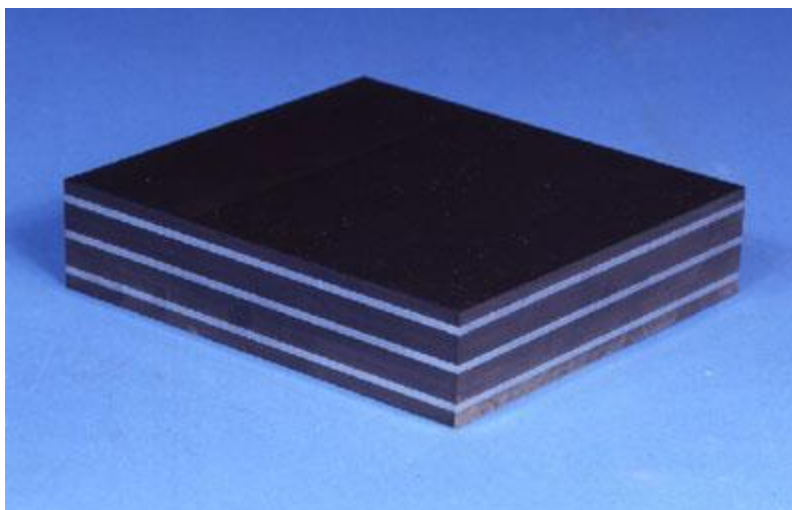
Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner :

**X.1.1. Appareils d'appui en élastomère fretté :**

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.



**Figure . X.1.1:** Appareil d'appui en élastomère fretté.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations ainsi que les translations de la structure.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

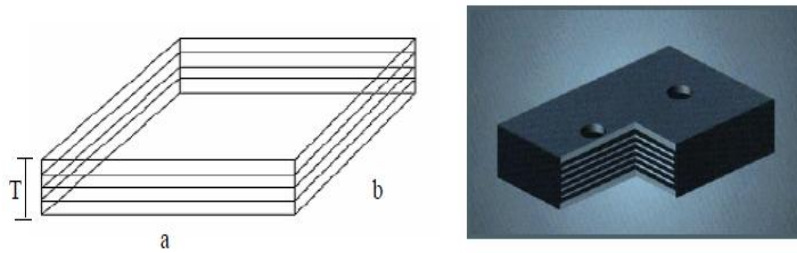
### **X.1.2 : dimensionnement des appareils d'appui : (selon SETRA)**

Le dimensionnement des appareils d'appuis est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage, qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil .On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

On utilise les appareils d'appui de type B. Ils comportent  $n + 1$  frettes métalliques et  $n$  feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm.

Le dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.



**Figure . X.1.2.** Dimension des couches d'appareil d'appui

Le module de déformation transversale  $G$  à variations lentes est de 0,8 MPa pour les ponts routes.

On considère que  $a = b$ ,  $T$  est l'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes :  $T = n \times t$  Où :

$n$ : est le nombre de feuillets élémentaires.

$t$  : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.

$t_s$  : épaisseur d'un frette.

#### X.1.2.1. Réactions verticales dues aux combinaisons d'action :

##### A. Au niveau des piles :

La réaction sera calculée à l'ELU sous la combinaison la plus défavorable

Pour notre dimensionnement on prend la réaction la plus prépondérante.

$$R_{\max} = 695,05 \text{ t.}$$

Au niveau des piles le nombre d'appareils d'appuis est fixé à quatre d'où la réaction de chaque appui sera égale à :

$$R_{\text{app}} = \frac{R_{\max}}{2} = \frac{695,04}{2} = 347,52 \text{ t}$$

##### ➤ L'aire d'appareil d'appuis :

D'après le SETRA la contrainte de compression ne doit pas dépasser 15 MPa.

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 15 \text{ Mpa.}$$

Tel que:

$N_{\max}$  : est la réaction maximale.

$$\text{Donc :} \quad a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{15} = 0,232 \text{ m}^2.$$

On prend  $a.b = 0,36 \text{ m}^2$  d'où les démentions suivante :

$$a = 0,6\text{m} \quad \text{et} \quad b = 0,6 \text{ m} \quad \text{et} \quad t_i = 13\text{mm}.$$

➤ Hauteur nette de l'élastomère T :

La condition à vérifier est : [SETRA 2007]

$$T \geq \frac{u_1}{0,5}$$

$u_1 = 3,3 \text{ cm} = 33 \text{ mm}$  (Calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

$$T \geq (33/0,5) = 66 \text{ mm}.$$

On prend  $T = 104 \text{ mm}$  constitué de 8 feuillets de 13 mm chacun.

#### X.1.2.2. Compression : sous réaction verticale :

$$\sigma'_m = \frac{N_{max}}{a.b} \leq 15 \text{ Mpa}.$$

Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet sont :

$$\tau_R = \frac{3.t.(a+b)R}{a^2+b^2}$$

$$\sigma'_m = \frac{347,52}{0,6 \times 0,6} = 9,65 \leq 15 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_R = \frac{3 \cdot 0,013(0,6+0,6)347,52}{0,6^2 \times 0,6^2} = 1,25 \text{ Mpa}.$$

#### X.1.2.3. Distorsion : déformation angulaire :

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

**1<sup>er</sup> cas** : La déformation  $u_1$  de l'appareil est lente (effort horizontal H1 de dilatation, retrait, fluage).

$$\tau_{H1} = \frac{H_1 - G \cdot u_1}{a \cdot b \cdot T}$$

Avec :

$G = 0,8 \text{ MPa}$  module de déformation transversale d'élastomère.

$u_1 = 33 \text{ mm}$ .

$T = 104 \text{ mm}$ .

$$\tau_{H1} = \frac{0,8 \cdot 33}{104} = 0,25 \text{ Mpa}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** L'appareil est soumis à un effort dynamique H2 (freinage) provoque  $u_2$ :

D'après le fascicule titre II, parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner :

$$H_2 = \frac{L}{20 + 0,0035 S}$$

$H_2 = 18,82 \text{ t}$ .

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \cdot b} = \frac{2G + \mu_2}{T}$$

$$\tau_{H2} = \frac{18,82 \cdot 10^4}{600 \cdot 600} = 0,52 \text{ Mpa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :  $\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}/2 = 0,25 + (0,52/2) = 0,51 \text{ Mpa}$ .

**X.1.2.4. Contrainte de cisaillement due à la rotation :**

La contrainte de cisaillement sous la rotation  $\alpha_T$  vaut :

$$\tau_{\alpha T} = \frac{G}{2} \left( \frac{a}{T} \right)^2 \cdot \alpha_T$$

Avec :

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

$\alpha_0$  : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02rad.

$\alpha$  : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{\alpha T} = \frac{0,8}{2} \left( \frac{600}{104} \right)^2 \cdot (0,02 + 0,003) = 0,31 \text{ Mpa}$$

**X.1.3. Vérifications du dimensionnement :**

- **Limitation des contraintes de cisaillement :**

$$\tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \dots\dots\dots(1)$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G \dots\dots\dots(2)$$

$$\tau_H \leq 0,7G \dots\dots\dots(3)$$

$$\tau \alpha T \leq \tau R \dots\dots\dots(4)$$

1<sup>ère</sup> condition :  $1,63 + 0,56 + 0,26 = 2,45 \leq 4 \text{ Mpa}$  (vérifiée)

2<sup>ème</sup> condition :  $0,25 \leq 0,4$  (vérifiée)

3<sup>ème</sup> condition :  $0,51 \leq 0,56$  (vérifiée)

4<sup>ème</sup> condition :  $0,31 \leq 1,25$  (vérifiée)

• **Vérification de Condition de non- cheminement et de non-glisement :**

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour la combinaison la plus défavorable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a.b} \geq 2 \text{ Mpa.} \quad \text{Condition de non-cheminement.} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{Condition de non- glissement.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{257,42}{0,6 \times 0,6} = 7,15 \geq 2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{11,48} = 0,15$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2})a.b = (0,25 + 0,52)600.600 = 277200N$$

$$f \times N_{\min} = 0,15 \times 2574200 = 386130 > H \quad \text{(condition vérifiée)}$$

• **Vérification de la condition de non flambement :**

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\implies 60 \leq 104 \leq 120 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- **Vérification de condition de non-soulèvement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma_m}{G}$

Avec :

$$\alpha_T = 2,3 \times 10^{-2}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)} = \frac{600 \times 600}{2 \times 13 \times (600+600)} = 11,54$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{347,52}{0,60 \times 0,60} = 9,65 \text{ Mpa}$$

**G = 0,8 Mpa.**

$$\frac{3}{11,54} \times \frac{104^2}{600^2} \times \frac{9,65}{0,8} = 0,095 \geq 0,023 \quad (\text{condition vérifier})$$

#### X.1.4. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter la condition suivante :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} + \frac{\sigma_m}{\sigma_l} \quad \text{tel que } t_s \geq 2 \quad \text{et} \quad \sigma_l = 245 \text{ Mpa pour l'acier inox.}$$

$$t_s \geq \frac{600}{11,54} \times \frac{9,65}{245} = 2,04 \text{ mm} > 2 \quad \text{alors on prend } t_s = 2,5 \text{ mm}$$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de :

$$H = n \times t_i + (n+1) \times t_s + 2e$$

Avec:

n : nombre de feuillets d'élastomère d'épaisseur  $t_i$  égale à 8.

$t_i$  : épaisseur d'un feuillet d'élastomère égale à 13 mm.

$t_s$  : épaisseur d'une frette égale à 2,5 mm.

e : enrobage égale = 2,5 mm.

$$H = (8 \times 13) + (8+1) \times 2,5 + (2 \times 2,5) = 131,5 \text{ mm} = 13,15 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour un appareil d'appui ayant les dimensions suivantes :

**a = b = 600 mm** avec une hauteur **H= 131,5 mm** et **8 élastomères**.

## **X.2. Les dés d'appuis :**

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

### **A.1. Les dimensions de dés d'appuis :**

$$A = B_x + 200 = 600 + 200 = 800 \text{ mm.}$$

$$B = B_y + 200 = 600 + 200 = 800 \text{ mm.}$$

$$B_0 = A \cdot B = 0,8 \times 0,8 = 0,64 \text{ m}^2.$$

$$P_0 = 2 ( A + B ) = 2 ( 0,8 + 0,8 ) = 3,2 \text{ m.}$$

### **A-2)- Ferrailage des dés d'appuis :**

#### **a) Armatures principale :**

Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante  $R = 0,25N_{max}$  :

$$A_{sc} = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc} = 99,99 \text{ cm}^2$$

soit 8 HA 40.

### X.3 : Les joints de chaussé :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique :**

-Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.

- Absence de bruits et vibrations.

- **Résistance :**

-Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

- Etanche :

-En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage et aussi à une bonne évacuation des eaux.

- Fiable :

-La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

#### X.3.1. Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur  $\Delta l$  des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs, la température, le retrait et le fluage et le séisme.

Selon le **RPOA** on dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = WD + 0.4WT + WS/3$$

Avec :

W : Souffle total du joint.

WD : Souffle des déformations différées (retrait+fluage).

WT : Souffle thermique.

WS : Souffle sismique.

### X.3.1.1. Dilatation thermique :

- Effet de la température  $\Delta T > 0$  : raccourcissement relatif est calculé comme suit :

$$\Delta L = (L/2) \times \lambda \times \Delta T$$

Avec : L: la longueur du tablier égale à 220 m.

$\lambda$ : coefficient de dilatation =  $10^{-5}$  (cas des ouvrages en béton).

$\Delta T$  : la variation de température =  $+30^\circ\text{C}$

Donc :  $\Delta L = (220/2) \times 10^{-5} \times 30 = 3,3 \text{ cm}$ .

### X.3.1.2. Retrait :

$$\Delta L = \varepsilon_r \times L/2$$

$\varepsilon_r$  : déformation relative d'ûte au retrait égale à  $2 \cdot 10^{-4}$  en climat humide selon BPEL91 (cas de tizi ousou).

$$\Delta L = 2 \cdot 10^{-4} \times (220/2) = 2,2 \text{ cm}$$

### X.3.1.3. Fluage:

Les raccourcissements d'ûtes au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées.

On prend en première approximation :

$$\Delta L / (L/2) = K_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec :

$K_{fl}$ : Coefficient du fluage à  $t=0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b = 2$  à 3

$$\Delta L / (L/2) = 3 \times 10^{-4} \text{ d'où } \Delta L = 3,3 \text{ cm}$$

### X.3.1.4. souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{x} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{x} = \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{K}}$$

F : la force sismique.

K : la rigidité des appuis du tablier.

x : le déplacement.

#### A. Calcul de la force sismique :

Selon le RPOA la force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F = S_{aeh} \times M$$

$S_{aeh}$  : le spectre de réponse horizontal.

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

On doit passer par le calcul de la période T :  $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

Avec :

$K = \sum K_i$  Kiest la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

### A.1. Calcul de la masse (M) :

On a la masse du tablier est déjà calculée dans le (Chapitre V) qui est égale :

$$M_t = 6103,09t$$

La masse des deux piles :

$$M_p = 1/2 (m_{p1} + m_{p2}) = 330,25 + 73,5 = 403,75 t.$$

$$\mathbf{M_{tot} = 6506,84t.}$$

### A.2. Calcul de la rigidité :

#### • Pour les culées :

La culée est considérée comme un élément infiniment rigide, pour cela on devra calculer seulement la rigidité des appareils d'appuis.

$$K = G \frac{A}{T}$$

G : le module de cisaillement transversal,  $G = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ t/m}^2$ .

A : la surface d'appareil d'appuis.

T : la hauteur total de l'elastomère.

$$\text{Avec : } K = 80 \times \frac{0,6 \times 0,6}{0,1315} = 219,02 \text{ t/m}$$

Donc la rigidité de l'appui est :

$$K_c = 2 \times K = 438,04 \text{ t/m.}$$

On a deux culées :

$$\mathbf{K_c = 876,08 \text{ t/m.}}$$

#### • Pour les piles :

On a deux piles de hauteurs différentes.

HP1 = 28,8 m et HP2 = 7,35 m ses dernières sont encastées au niveau des fondations.

Donc :  $K_p = 12EI / h^3$  et avec :

E : module de Young du béton à j jours,  $E = 11000 \sqrt{f_{cj}}$

I : inertie de la section considérée.

On a la résistance de béton de l'infrastructure  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ .

$$E = 11000 \sqrt{f_{cj}} = 33\ 000 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } K_{appui1} = 12\ 207,03 \text{ t/m.}$$

$$K_{appui2} = 713515,783 \text{ t/m.}$$

#### • La rigidité totale de la structure :

$$\mathbf{K = \sum K_i = K_c + K_P \implies K = 726\ 598,893 \text{ t/m.}}$$

#### • La période T :

$$T = 0,56 \text{ rad/s}$$

On tire du RPOA le T1 et T2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site.

$$T_1 = 0,2, T_2 = 0,5, S = 1,2$$

Spectre de réponse (RPOA) :  $T_2 \leq T \leq 3s$

$$S_a(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times A \times \eta \times g \times S \times (T_2/T)^{(2/3)}.$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone = 0,25.

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement =  $\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$   
 avec  $\xi$  : 5% ouvrages avec des piles en béton armé  $\implies \eta = 1$

donc : Saeh (T) (m/s<sup>2</sup>) = 6,82 m/s<sup>2</sup>.

**Donc :**  $F = 6,82 \times 6506,84 = 44376,6488 \text{ t.}$

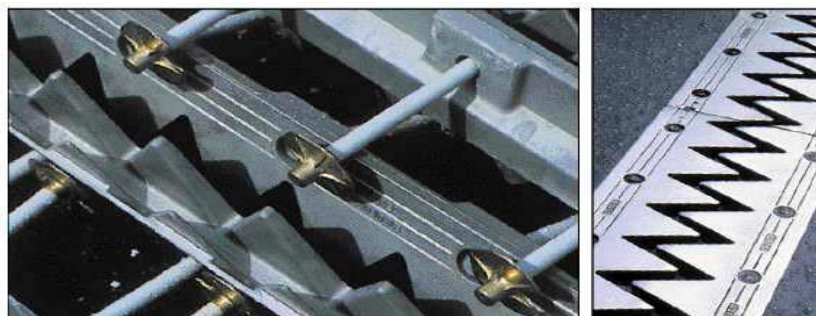
Alors :  $X = \frac{44376,6488}{726598,893} = 6,1 \text{ cm.}$

- Ce qui donne un souffle total de :

$W = (2,2 + 3,3) + (0,4 \times 3,3) + (6,1/3) = 8,85 \text{ cm.}$

**X.3.2. Choix du type du joint de chaussée :**

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue des joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 8,85 cm il faut considérer la famille des joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



**Figure .X.3.1.** Joint du type Wd (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
<b>Wd60</b>	60	61	71	66	67
<b>Wd80</b>	80	84	92	85	86
<b>Wd110</b>	110	116	104	92	90
<b>Wd160</b>	160	169	158	141	139
<b>Wd230</b>	230	185	127	102	97

**Tab .X3.1.** Différents modèles des joints Wd.

Type	A <sub>min</sub>	A <sub>max</sub>	B <sub>min</sub>	B <sub>max</sub>	C <sub>min</sub>	C <sub>max</sub>	D <sub>min</sub>	D <sub>max</sub>	H	E	L	F	P(KN)	Nb
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

**Tab. X.3.2.** Caractéristiques physiques des joints Wd.

Dimensions en mm :

P(KN)= Efforts de mise en tension par fixation.

Nb= Nombre de fixations par élément.

- Suivant le souffle total, on choisit le joint Wd110.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 150 mm.

#### X.4. Le revêtement du tablier :

Le revêtement est assuré par :

##### X.4.1. Couche d'étanchéité :

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'où la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts, il existe principalement quatre types d'étanchéité :

- étanchéité à base d'asphalte coulé, naturel ou synthétique ; (le choix opté pour notre cas)
- étanchéité utilisant des résines synthétiques (époxydiques ou polyuréthanes)
- étanchéité par feuilles préfabriquées revêtues d'asphalte
- étanchéité par moyen haute cadence

##### X.4.2. Couche de roulement :

Elle vient au dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 22KN/m<sup>3</sup> à fin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds.

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

### X.5. Dispositifs retenue :

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps

**5.1. Les glissières :** sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

**5.2. Le garde-corps :** ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

### X.6. Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

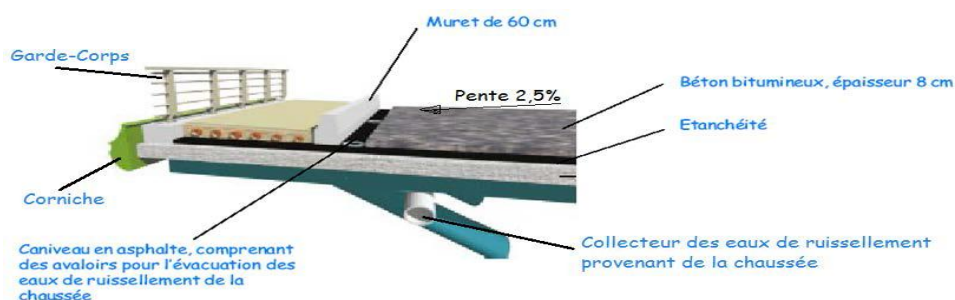
- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur.
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

### X.7. Evacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

- Une bonne protection de la structure vis-à-vis des infiltrations.
- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la haussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.



*Figure X.3. Les équipements du pont*

# CHAPITRE XI



***infrastructure***

- La pile

### Introduction

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

### XI.1. Choix du type de pile

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre choix s'est porté pour les piles caissons (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage

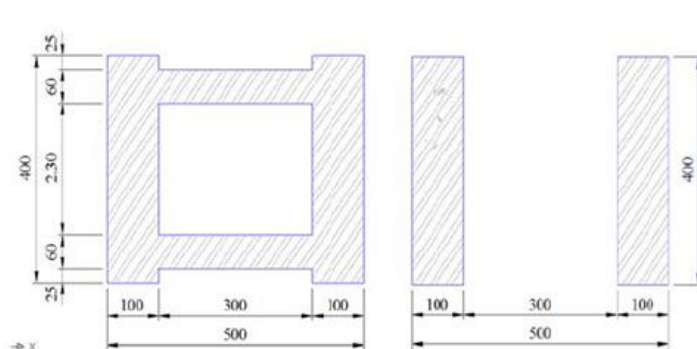


Fig. XI.1: vue en plans de la pile 1

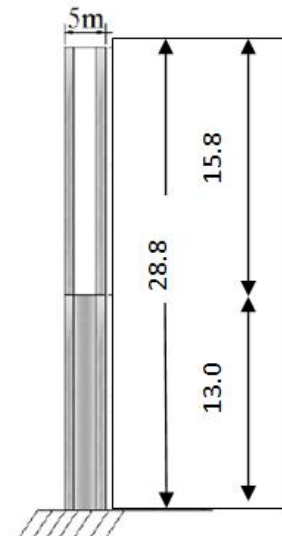


Fig. XI.2 : Coupe longitudinale de la pile

### XI.2 : Dimensionnement et ferrailage de la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la **pile 1** de hauteur **H = 28.8 m** qui est la plus élancée.

### XI. 2.1. Le pré-dimensionnement de la pile

- **Epaisseur de voile e:**

$$e = \max \left\{ 0.5\text{m}, \frac{4HL}{100}, 0.1\text{m} \right\}$$

avec :

H : est la hauteur de la pile.=

L : la portée de travée centrale

On a :

$$H = 28,8 \text{ m}$$

$$L = 100 \text{ m}$$

Donc : **E = 2 m**, on prendra une épaisseur de **E = 1 m** de chaque voile.

### XI.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les efforts agissant sur la pile sont :

**G** : La charge permanente de la pile.

**V** : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).

**W** : La charge du vent.

**FF**: la force de freinage.

**Ex** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

**Ey** : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

#### - Combinaisons de charge

Selon SETRA les combinaisons à prendre en compte sont :

- ✓ Etat Limite de Service **E.L.S** :  $G_P + V + W + FF$
- ✓ Etat Limite Ultime **E.L.U**:  $1,35(G_P + V) + 1,5(W+FF)$

$$\checkmark \text{ Etat Limite Admissible } \mathbf{E.L.A} : \left\{ \begin{array}{l} G_p + V + E_x \\ G_p + V + E_y \end{array} \right.$$

#### Application numérique

- **La charge permanente G**

$$S_1 = 10,60 \text{ m}^2 \quad ; \quad S_2 = 8,00 \text{ m}^2 \quad ; \quad H = 28,8 \text{ m}$$

$$G_P = S \times H \times \gamma = [(10.60 \times 13) + (8 \times 15.8)] \times 2,5 = 660.5 \text{ t.}$$

- La charge verticale  $V$

La réaction verticale  $V = 3\,074.95 \text{ t}$

La charge du vent  $W$

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2.$$

La force de freinage  $F_F$

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

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $x$  :  $E_x$

$$G = G_{\text{tablier}} + G_{\text{pile}} = 3074.95 + 660.5 = 3735.45 \text{ t}$$

$$E_x = 20\% G$$

$$E_x = 0,2 \times 3735.45 = 747.09 \text{ t}$$

- La composante horizontale du séisme suivant l'axe  $y$  :  $E_y$

$$E_y = 14\% G$$

$$E_y = 0,14 \times 3735.45 = 522.96 \text{ t}$$

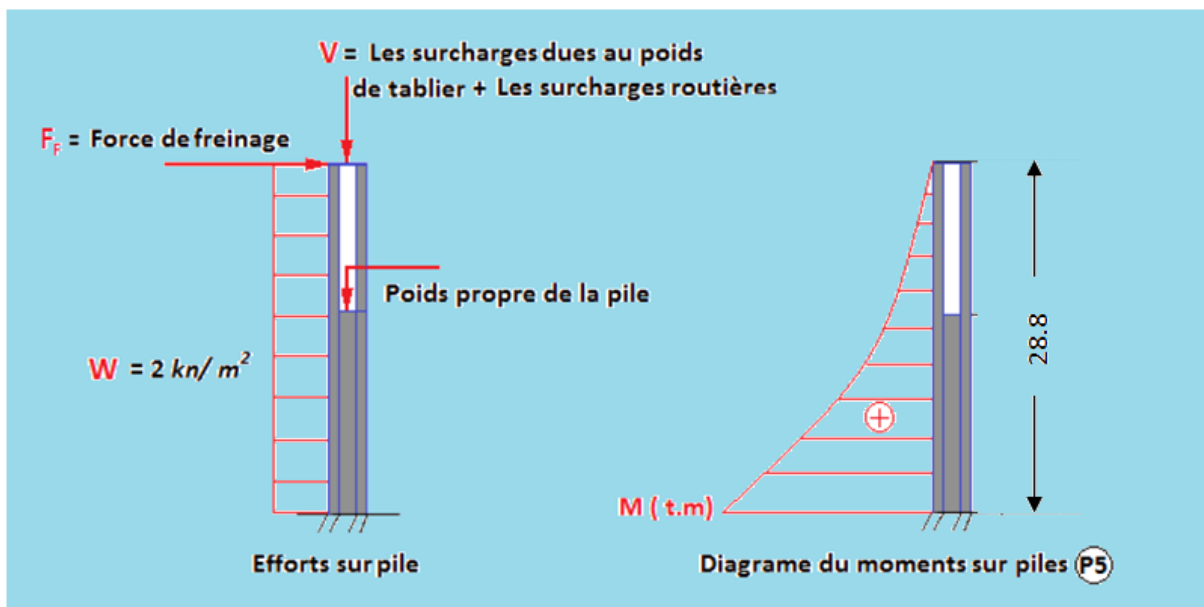


Figure . XI.3. schéma des efforts et diagramme du moment sur pile

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenues par le calcul de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Les combinaison	Els	Elu	Ela
N (t)	4811.69	6494.78	1053.39
T (t)	37	1580	21539.52
M (t)	1053.39	55.73	747.90

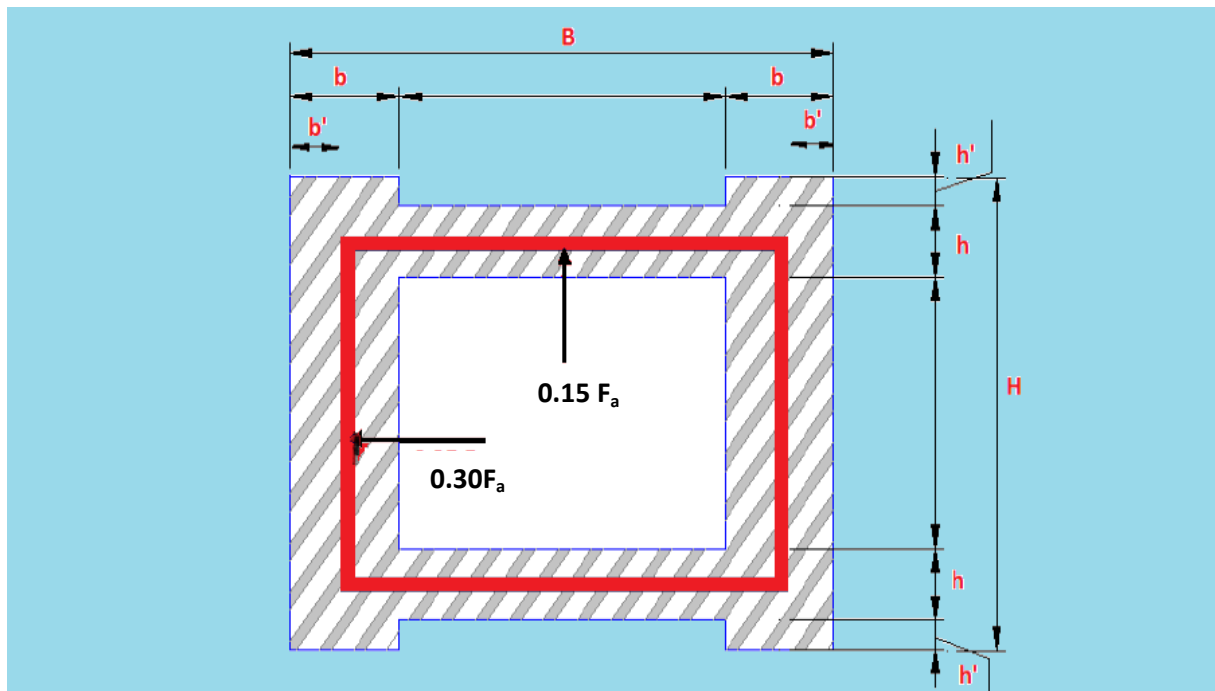
**Tab. XI.1:** Les sollicitations maximales sur la pile.

**LE FERRAILLAGE :**

La pile est soumise à la flexion Composée (un effort normal(N) et un moment de flexion autour de l'axe (XOX) « My »).

**XI.2.3.Armatures longitudinales**

Utilisant les abaques de **Walther**, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :



**Fig. XI.4 :** schéma de répartition des armatures de la pile

• **Section**

$B = 500\text{cm}$        $h = 400\text{ cm}$        $c = c' = 5\text{ cm}$

$\frac{t_y}{h} < \frac{t_x}{b} \implies \frac{0.6}{4} < \frac{1}{5}$       la condition est verifiee

Calcul les paramètres **n** et **my**

On a  $N_{min} = N_r = 4811.69 \text{ t}$

$M_x = M_y = 21539.52 \text{ t}$

$$n = \frac{N_1}{b \times h \times \beta_w} = \frac{4811.69}{5 \times 4 \times 2700} = \mathbf{0.089}$$

$$m_y = \frac{M_{yr}}{b \times h^2 \times \beta_w} = \frac{21539.52}{5 \times 4^2 \times 2700} = \mathbf{0.0997}$$

$$M_x = 0 \implies m_x = 0 \implies \eta = 0$$

$$\omega = \frac{F_a \times \sigma_f}{b \times h \times \beta_w} \implies F_a = \frac{\omega \times b \times h \times \beta_w}{\sigma_f}$$

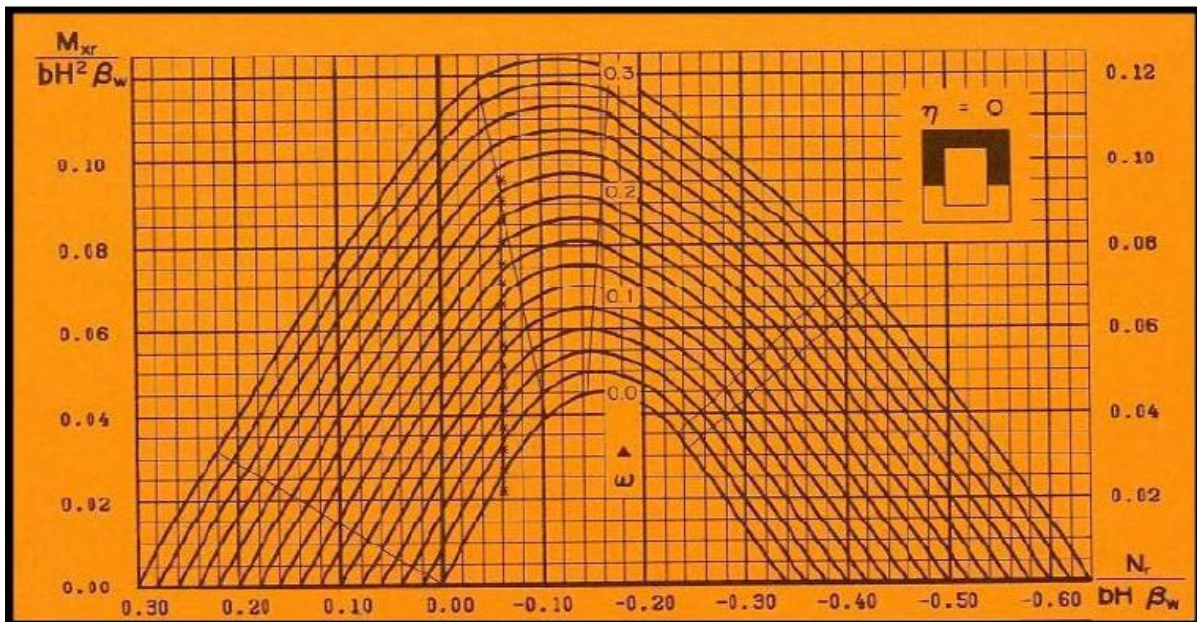
On tire  $\omega$  de l'abaque  $\omega = 0.18$

Donc

$$F_a = \frac{0.18 \times 5 \times 4 \times 27}{400} \cdot 10^4 \implies F_a = 2430 \text{ cm}^2$$

Tel que :

- $n$  : Effort intérieur relatif sans dimension.
- $b$  : Longueur de la pile dans le sens longitudinale du tablier = 5 m
- $H$  : Longueur de la pile dans le sens transversale du tablier = 4 m
- $\beta_w = \beta_{W28} = 27 \text{ MPa}$  : résistance du béton sur cube à 28 jours.
- $\omega$  : Degré mécanique d'armature totale
- $F_a$  : La section des armatures.
- $\sigma_f = 400 \text{ MPa}$  (on utilise des FeE400).



**Fig. XI.5:** Abaque de Walther pour la flexion composée

$$\text{Donc } \begin{cases} A_{s1} = 0.30 Fa = 729 \text{ cm}^2 \text{ soit: } \mathbf{58 \phi 40} \\ A_{s2} = 0.15 Fa = 380 \text{ cm}^2 \text{ soit: } \mathbf{47 \phi 32} \end{cases}$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

Selon le règlement BAEL 91 on a :

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :  $f_{tj} = 2,22 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $b = 5.0 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 4 = 3.6 \text{ m}$

$$A_{Smin} \geq 0.23 \times 500 \times 360 \frac{2.22}{400} = \mathbf{229.77 \text{ cm}^2}$$

$A_S > A_{Smin}$  alors la condition de non fragilité est vérifiée.

#### XI.2.4. Armatures transversales

La section des armatures à mettre en place est donnée par le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (RPOA) avec les conditions suivantes :

➤ **Espacement des armatures d'effort tranchant**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire la condition suivante :

$$St = \min(24\phi_t; 8\phi_l; 0.25d)$$

Avec :

d : hauteur utile,

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$\phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$St = \min(24\phi_t; 8 \times 32; 0.25 \times 0.9h) = (24\phi_t; 25.6; 90) = 25 \text{ cm}$$

➤ **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_L$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{st(mm)}{100}$$

Avec :

St: représente l'espacement des armatures transversales en mm,

$A_L$  : est la section totale des armatures longitudinales,

$f_{el}, f_{et}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{2430 \times 400}{16 \times 400} \times \frac{250}{100} = 379.68 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_t = 380 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{soit } 120\phi 20$$

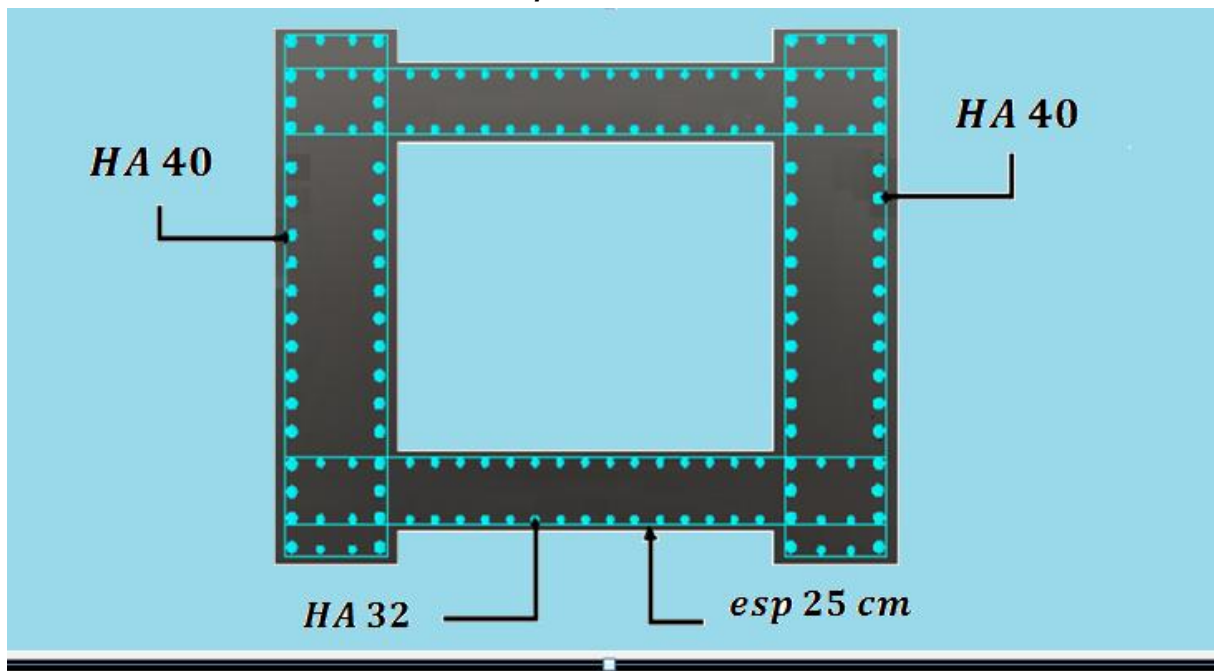


Figure V.6 : ferrailage de la pile

**XI.2.5. Vérification de la stabilité au flambement de la pile**

On doit vérifier la condition suivante :  $\lambda \leq 50$

Avec  $\lambda = \frac{lf}{i}$

et La longueur de flambement est donnée par :

$$lf = 2H \left( 1 - \frac{2P_{pile}}{\pi \times N} \right)^2$$

N : le poids transmis par la pile

Et le rayon de giration :

$$i = \left( \frac{I}{S} \right)^{1/2}$$

Avec :  $I = 34,6 \text{ m}^4$ ,  $S = 10,6 \text{ m}^2$ ,  $H = 28,80 \text{ m}$

AN :

$$lf = 2 \times 28,8 \left( 1 - \frac{2 \times 660}{3,14 \times 3074,95} \right)^2 \implies lf = 42,96 \text{ m}$$

$$i = \left( \frac{34,6}{10,6} \right)^{1/2} \implies i = 1,80 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{42,96}{1,80} = 23,78$$

$\lambda < 50$  la condition est vérifiée alors pas de risque de flambement

## Introduction

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

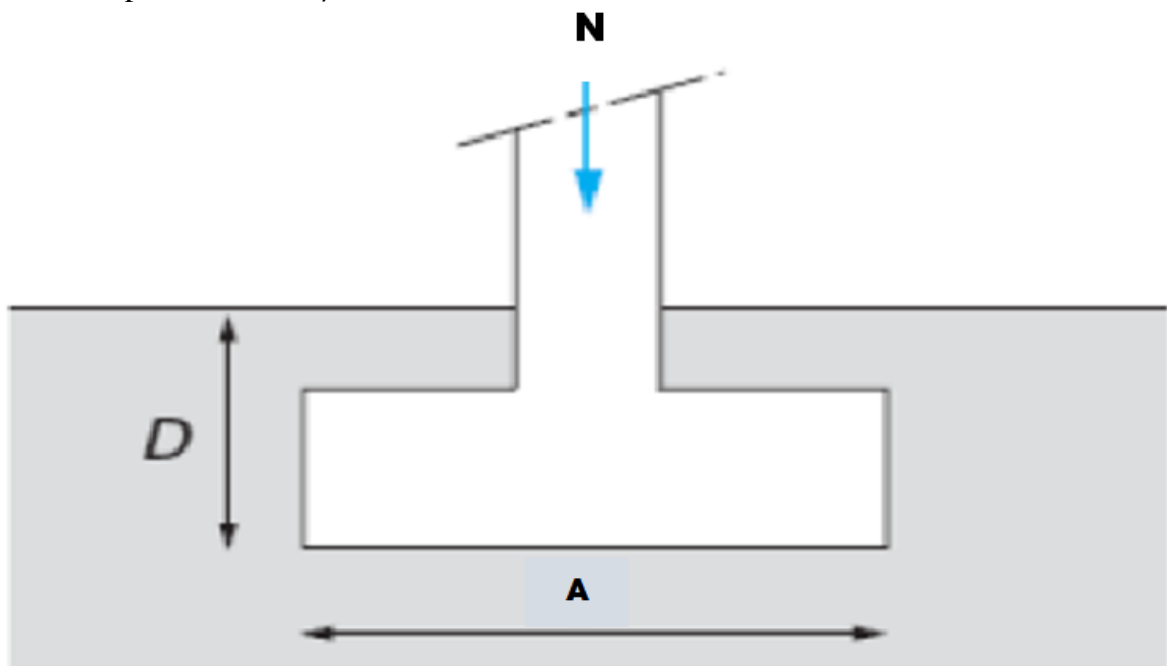
Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

### XI.2.1 Choix de type de fondation

Si on désigne par  $D$  la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par  $A$  sa largeur et par  $L$  sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle :  $D/A \leq 4$  à 5
- Fondation profonde :  $D/A \geq 10$
- Fondation semi-profonde :  $4 \leq D/A \leq 10$



D'après les rapports géotechniques la résistance a la rupture du sol est :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q=1.445 \text{ Mpa a l'ELS} \\ Q= 2.132 \text{ Mpa a l'ELU} \end{array} \right.$$

a une profondeur de 3.5 m

- Détermination la contrainte de sol du calcul  $\sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = \begin{cases} \sigma_{sol} = \frac{Q}{3} & \text{a l'ELS} \\ \sigma_{sol} = \frac{Q}{2} & \text{a l'ELU} \end{cases}$$

## XI.2.2. Dimensionnement et ferrailage de la semelle

### XI.2.2.1. Le dimensionnement

Dans notre cas la semelle à étudier est continue sous un voiles la formule générale de dimensionnement est :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

- **Largeur de la semelle A**

$$A \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$\sigma$  : la contrainte engendré par l'effort extérieure

N : l'effort transmis par la pile

$\sigma_{sol}$  : la résistance du sol

A : largeur de la semelle

- **La hauteur utile  $d_0$**

$$\frac{A - a}{4} \leq d \leq A - a$$

Avec

A : la largeur de la semelle

a : épaisseur de voile ( pile dans notre cas)

d : la hauteur utile de béton

### XI.2.2.2.le ferrailage

calcul des armatures par la **méthode des bielles** a l'ELU

- armature principale  $A_s$  // coté A :

$$A_s = \frac{Nu(A - a)}{8d f_e / \delta_s}$$

- espacement des armature  $A_s$

$$e = \frac{100 \times A_{1s}}{A_s}$$

$A_{1s}$  = l'aire d'une seul barre de  $A_s$

Avec

fissuration non préjudiciable  $Nu=1.35 G+ 1.5 Q$  ;  $Nu= 4151.2$  t

- armature de répartition (pour 1m de longueur)

$$A_r = \frac{A_s \cdot A}{4}$$

- espacement des armatures de répartition

$$e = \frac{A_s \times A_{1 \text{ bar}}}{A_r}$$

### XI.2.4.La vérification :

**Vérification en tenant compte du poids propre de la semelle**

$$P_s = \rho \times V$$

V : volume de la semelle

$\rho$  : la densité de béton

**Application numérique :**• **Dimensionnement**

Largeur de la semelle  $\Longrightarrow A \geq 12.92 \text{ m} \Longrightarrow A = 14 \text{ m}$

La hauteur utile  $\Longrightarrow 2.25 \leq d_0 \leq 9 \Longrightarrow d_0 = 3.50 \text{ m}$

• **Le ferrailage**

Armatures principales // a A  $\left\{ \begin{array}{l} A_s = 38.36 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ } \emptyset 32 = 48.25 \text{ cm}^2 \\ e = 17 \text{ cm} \text{ chaque } 1 \text{ m de longueur} \end{array} \right.$

Armatures de répartition  $\perp A$   $\left\{ \begin{array}{l} A_r = 134.26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 90 \text{ } \emptyset 14 = 138.6 \text{ cm}^2 \\ e = 16 \text{ cm} \text{ tous le long de la largeur } A \end{array} \right.$

**La vérification :**

en tenant compte de poids de la semelle

$N_s = 3857.9 \text{ t} \Longrightarrow A \geq 13.35 \text{ m} < 14 \text{ m}$  **vérifié**

$N_u = 4237.7 \text{ t} \Longrightarrow A_s \geq 39.49 < 48.25$  **vérifié**

**Conclusion**

**On garde les dimensions et le ferrailage calculé au par avant**



***Conclusion Générale***

## **Conclusion :**

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation et faire un premier et grand pas dans l'étude et le dimensionnement des ponts.

Au cours de ce travail nous avons pu :

-Déterminer les variantes adéquates pour le franchissement de notre obstacle tout en conditionnant nos choix par les exigences fonctionnelles et naturelles, et opter pour le choix le plus avantageux en fonction du critère esthétique, économique, nécessité d'entretien et rapidité d'exécution, et c'est ainsi que nous nous sommes prononcé en faveur du pont caisson construit par encorbellements successifs.

-Déterminer les matériaux les mieux adapter ainsi que leurs caractéristiques qui seront pris en considération dans les différents calculs et dimensionnements et qui seront aussi utilisés lors de la réalisation de l'ouvrage.

-Réalisation d'un pré-dimensionnement qui définit les portées des travées, le découpage et les hauteurs des voussoirs sur piles, courants, clavage et sur cintre.

Définir les sections transversales des différents voussoirs ainsi que les éléments qui les constituent (âme, hourdi supérieure et inférieure, gousset supérieure et inférieure).

Déterminer les caractéristiques géométriques de chaque voussoir ainsi que pour les éléments constituant ces derniers.

- Définir les différentes charges auxquelles notre ouvrage sera soumis et ce en différentes phases d'étude afin de déterminer les sollicitations maximales et dimensionner la précontrainte

- Définir les armatures passives en fonction du moment maximal dans le sens transversal engendré par la combinaison la plus défavorable dans les différents éléments constituant les voussoirs (dalle supérieure et inférieure, âmes).

- Dimensionnement des équipements du pont (appareils d'appui, dés d'appuis, joints de chaussée).

- Vérifier la résistance à l'effort tranchant en effectuant la vérification au cisaillement et ce en tenant en compte des charges et surcharges, de la réduction de l'effort tranchant due à la précontrainte et à l'effet RESAL.

- dimensionner la pile et vérifier la condition de flambement ainsi que pour la fondation.

Pour conclure, au cours de cette étude nous avons pu combiner les concepts de base théoriques que nous avons appris tout au long de notre formation avec des concepts pratiques et nous avons également pu avoir un aperçu sur notre future emploi.



***Bibliographie***

## **Bibliographie**

- *Guide de conception de la SETRA : "Pont en béton précontraint construits par encorbellements successifs" (Juin 2003).*
- *Guide de conception de la SETRA : « Appuis des tabliers, 2007 »*
- *Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA)" (Edition 2008).*
- *Le béton précontraint aux états limites : HENRY THONIER, "Presses de l'école nationale des ponts et chaussée. Paris" (Edition 1992).*
- *Le fascicule n° 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes"(Edition 1971).*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000).*
- *Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000).*
- *Règles B.P.E.L 91, EYROLLES, (Edition 1993).*
  
- *Logiciels*
  - *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.*
  - *AutoCAD 2010.*
  - *Microsoft word.*
  - *Microsoft excel.*
  
- *Thèses :*
  - *Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place; étudié par Mr : CH. Youcef, CH. Fatma, CH. Ibrahim; encadré par Mr : ADJRAD Arezki soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).*
  
  - *Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place; étudié par Mr : Dahrib Samir encadré par Mr : ADJRAD Arezki soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2014).*
  
  - *Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif avec des voussoirs coulés sur place; étudié par Mr : Raza belkacem, Aliche Acen; encadré par Mr : Kaci soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion juin 2013).*
  
  - *Etude d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successif franchissant l'oued de Sébaou; étudié par Mr : T. Samir, B. Karim; encadré par Mr : OUGMAT Ali soutenu à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. (Promotion 2012/2013).*
  
  - *Ouvrages précontraints construits par encorbellement successifs, étudié par LUIS LAMBERT encadré par Philip ZINK et Saida MOUHOUBI soutenu a INSA STRASBOURG. (promotion 2010).*



*Annexe*

N°	B (m)	H (m)	$S_i(m)^2$	$Y_{Gi}(m)$	$S_i \times Y_{Gi}$	$d_i^2(m)^2$	$d_i^2 \times S_i$	$I_{Gi}$	$I_{Gx}$
1	6.5000	0.2500	1.6250	5.8750	9.6469	5.4349	8.8317	0.0085	8.8317
2	0.7500	0.2500	0.0938	5.6666	0.5315	4.5069	0.4227	0.0003	0.4230
3	2.0000	0.2500	0.5000	5.6250	2.8125	4.3318	2.1659	0.0026	2.1685
4	2.3600	0.5000	0.2950	5.6666	1.6716	4.5069	1.3295	0.0010	1.3305
5	0.5000	0.5000	0.1250	5.3333	0.6666	3.2026	0.4003	0.0017	0.4020
6	0.5000	0.5000	0.2500	5.2500	1.3125	2.9114	0.7278	0.0052	0.7330
7	1.0000	0.5000	0.2500	5.3333	1.3333	3.2027	0.8006	0.0034	0.8040
8	0.5000	0.1140	0.0285	4.9620	0.1414	2.0115	0.0573	0.00002	0.0574
9	0.5000	3.8387	1.9194	2.9667	5.6942	0.3329	0.6370	2.3569	2.9939
10	0.5000	0.1140	0.0285	1.0740	0.0306	6.0994	0.1738	0.00002	0.1740
11	0.3500	0.3500	0.0613	0.97166	0.0562	6.9016	0.4230	0.0004	0.4234
12	0.5128	0.2360	0.1210	0.9180	0.110	6.8943	0.8342	0.0006	0.8348
13	0.1823	0.8000	0.1458	0.5333	0.0777	9.0625	1.3213	0.0026	1.3239
14	2.0000	0.8000	1.6000	0.4000	0.6400	9.8828	15.8125	0.0853	15.901
$\Sigma$ .	/	/	7.0218	/	24.6260	/			36.401

**Tab IV.1** : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile

N°	b	H	S <sub>i</sub>	Y <sub>Gi</sub>	$\frac{S_i \times Y_{Gi}}{Y_{Gi}}$	d <sub>i</sub> <sup>2</sup>	d <sub>i</sub> <sup>2</sup> x S <sub>i</sub>	I <sub>Gi</sub>	I <sub>Gx</sub>
1	6.5000	0.2500	1.6250	2.8750	4.6719	0.7386	1.2002	0.0085	1.2087
2	0.7500	0.2500	0.0938	2.6666	0.2501	0.4239	0.0398	0.0003	0.0401
3	2.0000	0.2500	0.5000	2.6250	1.3125	0.3714	0.1857	0.0026	0.1883
4	2.3600	0.2500	0.2950	2.6666	0.7866	0.4239	0.1250	0.0010	0.1260
5	0.5000	0.5000	0.1250	2.3334	0.2917	0.1010	0.0126	0.0017	0.0143
6	0.5000	0.5000	0.2500	2.2500	0.5625	0.0549	0.0137	0.0052	0.0189
7	1.0000	0.5000	0.2500	2.3334	0.5834	0.1010	0.0253	0.0035	0.0288
8	0.5000	0.1140	0.0285	1.9620	0.0559	0.0029	0.0001	0.00002	0.00012
9	0.5000	1.4359	0.7180	1.2820	0.9205	0.7183	0.5157	0.1234	0.6391
10	0.3500	0.3500	0.0612	0.3666	0.0225	2.7190	0.1662	0.0004	0.1666
11	0.5000	0.1140	0.0285	0.5240	0.0149	2.2248	0.0634	0.00002	0.06342
12	0.5000	0.2360	0.1180	0.3680	0.0434	2.7150	0.3204	0.0005	0.3209
13	0.0570	0.25	0.0143	0.1666	0.0024	3.4190	0.0489	0.0001	0.0490
14	2.623	0.25	0.6557	0.125	0.0820	3.5744	2.3437	0.0034	2.3471
			4.7630		9.6003				5.21134

*Tab IV.2 : Tableau résumant les caractéristiques géométriques du voussoir a la clé*

x	H(x) m	$e_i(x)$ m	S(x) m <sup>2</sup>	$Y_G(x)$ m	I(x)m <sup>4</sup>	V(x) m	V'(x)m	$\rho$ (x)	C(x)m	C'(x)m
0	3	0.25	9.5260	2.0156	10.4227	0.9844	2.0156	0.5510	0.5424	1.1105
3	3.0133	0.25	9.5460	2.0223	10.5592	0.9910	2.0223	0.5519	0.5469	1.1161
6	3.0533	0.26	9.6060	2.0427	10.9753	1.0073	2.0427	0.5550	0.5590	1.1337
9	3.1199	0.27	9.7060	2.0766	11.6903	1.0434	2.0766	0.5558	0.5799	1.1542
12	3.2113	0.29	9.8470	2.1241	12.7372	1.0889	2.1241	0.5559	0.6053	1.1808
15	3.3330	0.31	10.027	2.1852	14.1630	1.1448	2.1852	0.5649	0.6467	1.2344
18	3.4795	0.34	10.248	2.2598	16.0305	1.2197	2.2598	0.5676	0.6922	1.2824
21	3.6530	0.37	10.509	2.3481	18.4189	1.3019	2.3481	0.5733	0.7464	1.3462
24	3.8525	0.40	10.810	2.4499	21.4256	1.4021	2.4499	0.5770	0.8090	1.4136
27	4.0789	0.45	11.151	2.5652	25.1683	1.5137	2.5652	0.5812	0.8798	1.4909
30	4.3325	0.50	11.533	2.6942	29.7863	1.6378	2.6941	0.5853	0.9586	1.5769
33	4.6117	0.55	11.954	2.8367	35.4427	1.7750	2.8367	0.5880	1.0451	1.6680
36	4.9181	0.60	12.416	2.9927	42.3269	1.9254	2.9927	0.5916	1.1390	1.7704
39	5.2511	0.66	12.918	3.1624	50.6562	2.0887	3.1624	0.5937	1.2400	1.8775
42	5.6107	0.73	13.460	3.3456	60.6784	2.2651	3.3456	0.5949	1.3475	1.9903
45	6.0000	0.80	14.042	3.5430	72.7000	2.4570	3.5430	0.5950	1.4619	2.1080

**Tab IV.3: La variation des différents paramètres de la travée de rive et demi-travée centrale**

Section	Poids propre		Surcharge repartie de chantier		Surcharge concentré + l'équipage mobile		Surcharge repartie du vent	
	T(X) t	-M(X) t.m	T(X) t	M(X) t.m	T(X) t	M(X) t.m	T(X) t	M(X) t.m
<b>0</b>	1351.35	30848.845	12.74	312.13	65	3185	79.625	1951.0
<b>4</b>	1214.5	25719.5	11.7	263.25	65	2925	73.125	1645.3
<b>7</b>	1116.25	22224.14	10.92	229.32	65	2730	68.250	1433.3
<b>10</b>	1021.7	19017.82	10.14	197.73	65	2535	63.375	1235.8
<b>13</b>	930.475	16090.3	9.36	168.48	65	2340	58.500	1053.0
<b>16</b>	842.23	13437.82	8.58	141.57	65	2145	53.625	884.8
<b>19</b>	756.77	11034.15	7.80	117.00	65	1950	48.75	731.3
<b>22</b>	673.9	8776.32	7.02	94.8	65	1755	43.875	592.3
<b>25</b>	593.17	6988.76	6.24	74.88	65	1560	39.000	468.0
<b>28</b>	514.63	5327.46	5.46	57.33	65	1365	34.125	358.3
<b>31</b>	437.9	3899.16	4.68	42.12	65	1170	29.250	263.2
<b>34</b>	362.5	2299.03	3.9	29.25	65	975	24.375	182.8
<b>37</b>	288.5	1722.9	3.12	18.72	65	780	19.500	117.0
<b>40</b>	215.5	967.08	2.34	10.53	65	585	14.625	65.8
<b>43</b>	143.23	429.27	1.56	4.68	65	390	9.750	29.2
<b>46</b>	71.4	107.19	0.78	1.17	65	195	4.875	7.3
<b>49</b>	0.00	0.00	0	0.00	65	0.00	0.000	0.0

**Tab.VI.1** : la variation des efforts dans le demi-fléau en fonction du porté

SITUATION	Combinaisons	M ( t.m)
<b>Situation durable</b>	$1.1( G_{\max}+ G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}})$	42907.68
	$0.9( G_{\max}+ G_{\min}) + 1.25 (Q_{\text{prc1max}} + Q_{\text{prc1min}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_w)$	36614.53
<b>Situation accidentelle</b>	$1.1 ( G_{\max}+ G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{prc1max}})$	43661,23
	$0.9 ( G_{\max}+ G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}} + Q_{\text{prc1max}})$	37368.07

**TAB.VI.7:** *combinaisons les plus défavorables.*

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	Permanente	Statique linéaire
2	CCP	Permanente	Statique linéaire
3	A(L)	Exploitation	Statique linéaire
4	Bc	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
5	Mc 120	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
6	D240	Exploitation roulantes	Analyse de cas de charges
7	St	Exploitation	Statique linéaire
8	G	PP + CCP	Combinaison linéaire
9	ELU A	$1.35 G + 1.6(A + St)$	Combinaison linéaire
10	ELU Bc	$1.35G + 1.6(Bc + St)$	Combinaison linéaire
11	ELU Mc <sub>120</sub>	$1.35G + 1.5 Mc_{120}$	Combinaison linéaire
12	ELU D240	$1.35G + 1.5 D 240$	Combinaison linéaire
13	ELS A	$G + 1.2(A + St)$	Combinaison linéaire
14	ELS Bc	$G + 1.2(Bc + St)$	Combinaison linéaire
15	ELS Mc 120	$G + Mc_{120}$	Combinaison linéaire
16	ELS D240	$G + D 240$	Combinaison linéaire

**TAB VI.8** : les différents cas de combinaisons de charge et surcharge

<b>Voussoirs</b>	<b>P (t)</b>	<b>P<sub>0</sub> (t)</b>	<b>N<sup>br</sup> câbles calculer</b>	<b>N<sup>br</sup> câbles choisi</b>	<b>P corrigé</b>
<b>V1 ½ vps</b>	9891,14484	214,272	46,1616303	46	9856.512
<b>V2</b>	9546,68655	214,272	44,5540554	46	9856,512
<b>V3</b>	9279,36058	214,272	43,3064543	44	9427,968
<b>V4</b>	8715,72366	214,272	40,6759803	40	8999,424
<b>V5</b>	8110,88823	214,272	37,8532343	38	8570,88
<b>V6</b>	7462,47665	214,272	34,82712	36	7713,792
<b>V7</b>	6763,9013	214,272	31,566893	32	6856,704
<b>V8</b>	5976,09996	214,272	27,8902514	28	5999,616
<b>V9</b>	5257,53686	214,272	24,5367424	26	5571,072
<b>V10</b>	4437,59744	214,272	20,7101135	22	4713,984
<b>V11</b>	3215,63376	214,272	15,0072513	16	3428,352
<b>V12</b>	2611,65477	214,272	12,1885023	12	2571,264
<b>V13</b>	2085,14367	214,272	9,73129327	10	2142,72
<b>V14</b>	1404,45446	214,272	6,5545403	8	1714,176
<b>V15</b>	808,159434	214,272	3,77165208	4	857,088
<b>V16</b>	339,552588	214,272	1,58468016	2	428,544
/	0	214,272	0	0	0

***Tab.VII.1 : nombre de câble pour chaque voussoir***

N du voussoir	N du cable	V(m)	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	Y	r	α	eq de la courbure
V2	C1	2,6561	0,66	1.33	0.7	6,42	0,436	0.66+0,0777x <sup>2</sup>
V3	C2	2,0887	0,54	2,0887	1,5487	11,62265126	0,8	0.54+0,0428x <sup>2</sup>
V4	C3	1,9254	0,42	1,6754	1,2554	14,33805958	0,4	0.42+0,0347x <sup>2</sup>
	C4	1,9254	0,42	2,1754	1,7554	10,25407315	0,53	0.42+0,0486 x <sup>2</sup>
V5	C5	1,7750	0,42	1,7750	1,355	13,28413284	0,42	0.42+0,0375 x <sup>2</sup>
V6	C6	1,6378	0,42	1,3878	0,9678	18,59888407	0,31	0.42+0,0268 x <sup>2</sup>
	C7	1,6378	0,42	1,9878	1,5678	11,48105626	0,48	0.42+0,0434 x <sup>2</sup>
V7	C8	1,5137	0,30	1,2637	0,9637	18,67801183	0,31	0.30+0,0266 x <sup>2</sup>
	C9	1,5137	0,30	1,7637	1,4637	12,29760197	0,44	0.30+0,0405 x <sup>2</sup>
V8	C10	1,4021	0,30	1,4021	1,1021	16,33245622	0,345	0.30+0,0305 x <sup>2</sup>
V9	C11	1,3019	0,30	1,0519	0,7519	23,93935364	0,24	0.30+0,0208 x <sup>2</sup>
	C12	1,3019	0,30	1,5519	1,2519	14,37814522	0,4	0.30+0,0346 x <sup>2</sup>
V10	C13	1,2197	0,30	0,9697	0,6697	26,87770644	0,197	0.30+0,0185 x <sup>2</sup>
	C14	1,2197	0,30	1,4697	1,1697	15,38856117	0,37	0.30+0,0324x <sup>2</sup>
	C15	1,2197	0,18	1,2197	1,0397	17,31268635	0,327	0.18+0,0287 x <sup>2</sup>
V11	C16	1,1448	0,18	0,8948	0,7148	25,18186905	0,23	0.18+0,0197 x <sup>2</sup>
	C17	1,1448	0,18	1,3948	1,2148	14,81725387	0,38	0.18+0,0336 x <sup>2</sup>
V12	C18	1,0889	0,18	1,0889	0,9089	19,80415887	0,29	0.18+0,0251 x <sup>2</sup>
V13	C19	1,0434	0,18	1,0434	0,8634	20,84781098	0,28	0.18+0,0239 x <sup>2</sup>
V14	C20	1,0073	0,18	0,7573	0,5773	31,17962931	0,2	0.18+0,0159 x <sup>2</sup>
	C21	1,0073	0,18	1,2573	1,0773	16,70843776	0,34	0.18+0,0298 x <sup>2</sup>
V15	C22	0,9910	0,18	0,9910	0,811	22,19482121	0,26	0.18+0,0224 x <sup>2</sup>
V16	C23	0,9844	0,18	0,9844	0,8044	22,3769269	0,26	0.18+0,0222 x <sup>2</sup>

**TAB. VII.3**: tableau donnant les paramètres du tracé élévation des câbles de fléau

voussoirs	X(m)	d(m)	V'(m)	e(m)	S (m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	M(t.m)sous G+D <sub>240</sub>	P(t)	N <sub>i</sub> (cbl)	N reel
½ vps	4	<b>0.15</b>	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/
<b>1</b>	7	<b>0.15</b>	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
<b>2</b>	10	<b>0.15</b>	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
<b>3</b>	13	<b>0.15</b>	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
<b>4</b>	16	<b>0.15</b>	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
<b>5</b>	19	<b>0.15</b>	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
<b>6</b>	22	<b>0.15</b>	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702.81	/	/	/
<b>7</b>	<b>25</b>	<b>0.15</b>	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820.53	/	/	/
<b>8</b>	<b>28</b>	<b>0.15</b>	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	3560,76	1107,44417	5,51296381	<b>6</b>
<b>9</b>	<b>31</b>	<b>0.15</b>	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	4060,66	1325,71657	6,59954485	<b>8</b>
<b>10</b>	<b>34</b>	<b>0.15</b>	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	4406,71	1572,67752	7,82894026	<b>8</b>
<b>11</b>	<b>37</b>	<b>0.15</b>	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	4825,35	1743,80703	8,68083946	<b>10</b>
<b>12</b>	<b>40</b>	<b>0.15</b>	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	4996,67	1825,38246	9,08692981	<b>10</b>
<b>13</b>	<b>43</b>	<b>0.15</b>	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	4825,35	1805,51595	8,98803241	<b>10</b>
<b>14</b>	<b>46</b>	<b>0.15</b>	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	4406,71	1675,40998	8,34035235	<b>10</b>
<b>15</b>	<b>49</b>	<b>0.15</b>	2.0156	1,8656	9.5260	10.4227	3733,62	1430,60637	7,12169639	<b>8</b>
<b>V clvg</b>	<b>51</b>	<b>0.15</b>	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	1592,05	1074,06703	5,34680919	<b>6</b>
<b>V (csc)</b>	<b>60</b>	<b>0.15</b>	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	0	0		<b>0</b>

**Tab.VI.6.** le nombre de câble de continuité dans chaque voussoirs ( travée de rive)

voussoirs	X(m)	d(m)	V'(m)	e(m)	S(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	M(t.m)	P(t)	Ni	N reel
½ vps	4	0.15	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/
1	7	0.15	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
2	10	0.15	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
3	13	0.15	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
4	16	0.15	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
5	19	0.15	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
6	22	0.15	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702,81	/	/	/
7	25	0.15	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820,53	/	/	/
8	28	0.15	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	-1679,69	-570,44530	-2,8397317	4
9	31	0.15	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	1870,98	-667,7278	-3,324032	4
10	34	0.15	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	-3446,05	-1285,0782	-6,3972434	8
11	37	0.15	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	3600,66	1393,9466	6,9392046	8
12	40	0.15	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	-5023,92	-2004,2718	-9,9774585	10
13	43	0.15	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	-6063,63	-2472,9006	-12,310337	14
14	46	0.15	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	-6924,28	-2862,1353	-14,247985	16
15	49	0.15	2.0156	1,8656	9.5260	10.4227	-7500,05	-3114,0802	-15,502191	16
V clvg	51	0.15	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	-7786,59	-3233,0539	-16,094454	18
15	54	0.15	2.0156	1.8656	9.5260	10.4227	-7500,05	-3114,0802	-15,502191	16
14	57	0.15	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	-6924,28	-2862,1353	-14,247985	16
13	60	0.15	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	-6063,63	-2472,9006	-12,310337	14
12	63	0.15	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	-5023,92	-2004,2718	-9,9774585	10
11	66	0.15	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	3600,66	1393,94659	6,93920046	8
10	69	0.15	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	-3446,05	-1285,0782	-6,3972434	8
9	72	0.15	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	-1870,98	-667,72778	-3,3240132	4
8	75	0.15	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	-1679,69	-570,4453	-2,8397317	4
7	78	0.15	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820,53	/	/	/
6	81	0.15	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702,81	/	/	/
5	84	0.15	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
4	87	0.15	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
3	90	0.15	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
2	93	0.15	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
1	96	0.15	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
1/2vsp	100	0.15	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/

**Tab.VI.7.** le nombre de câble de continuité dans chaque voussoirs( travée intermédiaire)

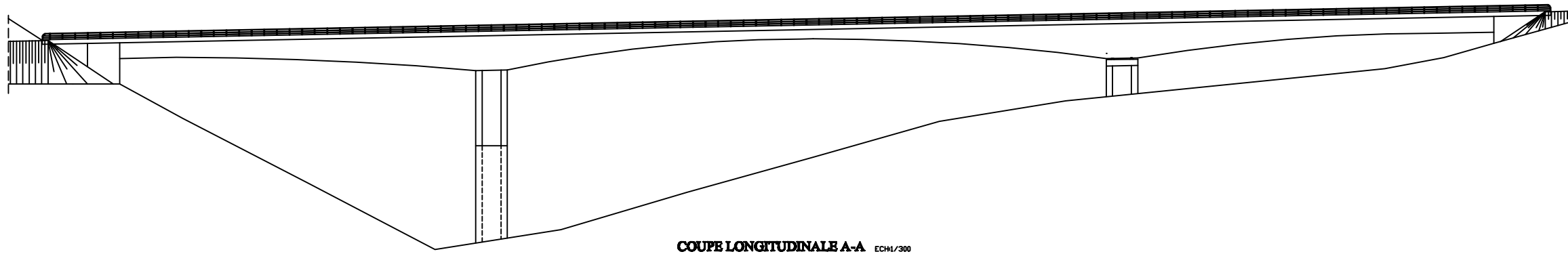
Vousoirs	x	l	S	V	V'	c	P	M A vide	M sous en charge	A vide (Mpa)		En charge(Mpa)		OBS
										$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	$\sigma_{sup}$	
½ vsp	4	72,7	14.042	2,457	3.5430	3,393	/	/	/	/	/	/	/	/
V1	7	60,6784	13.460	2,457	3.5430	3,1956	/	/	/	/	/	/	/	/
V2	10	50,6562	12.918	2,6544	3.3456	3,0124	/	/	/	/	/	/	/	/
V3	13	42,3269	12.416	2,8376	3.1624	2,8427	/	/	/	/	/	/	/	/
V4	16	35,4427	11.954	3,0073	2.9927	2,6867	/	/	/	/	/	/	/	/
V5	19	29,7863	11.533	3,1633	2.8367	2,5441	/	/	/	/	/	/	/	/
V6	22	25,1683	11.151	3,3059	2.6941	2,4152	/	/	/	/	/	/	/	/
V7	25	21,4256	10.810	3,4348	2.5652	2,2999	/	/	/	/	/	/	/	/
V8	28	18,4189	10,509	3,5501	2,4499	2,1981	1107,44	2798,66	2149,65	1,41	1,51	- 0,38	2,48	Ok
V9	31	16,0305	10,248	3,6519	2,3481	2,1098	1325,71	4060,66	5481,89	- 0,48	3,07	- 2,49	3,06	Ok
V10	34	14,163	10,027	3,7402	2,2598	2,0352	1572,67	4406,71	6225,98	- 0,29	3,74	- 3,09	3,42	Ok
V11	37	12,7372	9,847	3,8148	2,1852	1,9741	1743,80	4832,66	6647,87	- 0,54	4,24	- 3,57	4,08	Ok
V12	40	11,6903	9,706	3,8759	2,1241	1,9266	1825,38	4923,33	6745,5	- 0,61	4,50	- 3,85	4,37	Ok
V13	43	10,9753	9,606	3,9234	2,0766	1,8927	1842,44	4812,66	6647,87	- 0,71	4,50	- 4,13	4,47	Ok
V14	46	10,5592	9,546	3,9573	2,0427	1,8723	1834,69	4502,63	6225,98	- 0,86	4,18	- 4,16	4,37	Ok
V15	49	10,4227	9,526	3,9777	2,0223	1,8656	1688,51	3798,6	5481,89	- 0,68	3,56	- 3,94	3,68	Ok
Vclvg	51	10,4227	9,526	3,9844	2,0156	1.8656	1433,12	1592,33	4807,03	1,92	2,66	- 3,92	0,33	Ok
V csc	60	10.4227	9,526	3,9844	2,0156	1.8656	0	0	0	0	0	0	0	Ok

**Tab. VII. 10** :vérification des contraintes dans la travée de rive sous  $M_{min}$  et  $M_{max}$

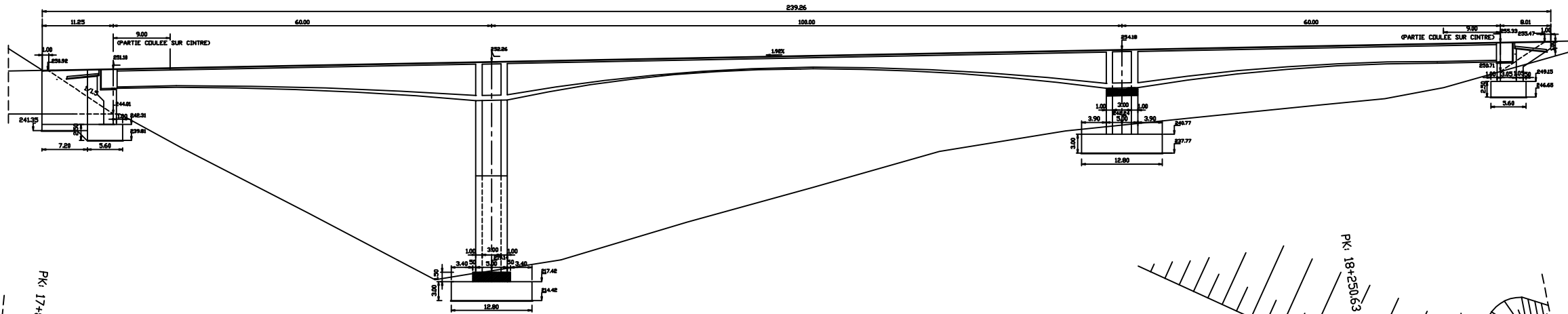
voussoirs	X(m)	d(m)	V'(m)	e(m)	S(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	M(t.m)	P(t)	Ni	N reel
½ vps	4	<b>0.15</b>	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/
<b>1</b>	7	<b>0.15</b>	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
<b>2</b>	10	<b>0.15</b>	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
<b>3</b>	13	<b>0.15</b>	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
<b>4</b>	16	<b>0.15</b>	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
<b>5</b>	19	<b>0.15</b>	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
<b>6</b>	22	<b>0.15</b>	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702,81	/	/	/
<b>7</b>	<b>25</b>	<b>0.15</b>	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820,53	/	/	/
<b>8</b>	<b>28</b>	<b>0.15</b>	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	-1679,69	-570,44530	-2,8397317	<b>4</b>
<b>9</b>	<b>31</b>	<b>0.15</b>	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	1870,98	-667,7278	-3,324032	<b>4</b>
<b>10</b>	<b>34</b>	<b>0.15</b>	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	-3446,05	-1285,0782	-6,3972434	<b>8</b>
<b>11</b>	<b>37</b>	<b>0.15</b>	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	3600,66	1393,9466	6,9392046	<b>8</b>
<b>12</b>	<b>40</b>	<b>0.15</b>	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	-5023,92	-2004,2718	-9,9774585	<b>10</b>
<b>13</b>	<b>43</b>	<b>0.15</b>	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	-6063,63	-2472,9006	-12,310337	<b>14</b>
<b>14</b>	<b>46</b>	<b>0.15</b>	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	-6924,28	-2862,1353	-14,247985	<b>16</b>
<b>15</b>	<b>49</b>	<b>0.15</b>	2.0156	1,8656	9.5260	10.4227	-7500,05	-3114,0802	-15,502191	<b>16</b>
<b>V clvg</b>	<b>51</b>	<b>0.15</b>	2.0156	1,8656	9.5260	10.4227	-7786,59	-3233,0539	-16,094454	<b>18</b>
<b>15</b>	<b>54</b>	<b>0.15</b>	2.0156	1,8656	9.5260	10.4227	-7500,05	-3114,0802	-15,502191	<b>16</b>
<b>14</b>	<b>57</b>	<b>0.15</b>	2.0223	1,8723	9.5460	10.5592	-6924,28	-2862,1353	-14,247985	<b>16</b>
<b>13</b>	<b>60</b>	<b>0.15</b>	2.0427	1,8927	9.6060	10.9753	-6063,63	-2472,9006	-12,310337	<b>14</b>
<b>12</b>	<b>63</b>	<b>0.15</b>	2.0766	1,9266	9.7060	11.6903	-5023,92	-2004,2718	-9,9774585	<b>10</b>
<b>11</b>	<b>66</b>	<b>0.15</b>	2.1241	1,9741	9.8470	12.7372	3600,66	1393,94659	6,93920046	<b>8</b>
<b>10</b>	<b>69</b>	<b>0.15</b>	2.1852	2,0352	10.027	14.1630	-3446,05	-1285,0782	-6,3972434	<b>8</b>
<b>9</b>	<b>72</b>	<b>0.15</b>	2.2598	2,1098	10.248	16.0305	-1870,98	-667,72778	-3,3240132	<b>4</b>
<b>8</b>	<b>75</b>	<b>0.15</b>	2.3481	2,1981	10.509	18.4189	-1679,69	-570,4453	-2,8397317	<b>4</b>
<b>7</b>	<b>78</b>	<b>0.15</b>	2.4499	2,2999	10.810	21.4256	2820,53	/	/	/
<b>6</b>	<b>81</b>	<b>0.15</b>	2.5652	2,4152	11.151	25.1683	8702,81	/	/	/
<b>5</b>	<b>84</b>	<b>0.15</b>	2.6941	2,5441	11.533	29.7863	16107,8	/	/	/
<b>4</b>	<b>87</b>	<b>0.15</b>	2.8367	2,6867	11.954	35.4427	24737,35	/	/	/
<b>3</b>	<b>90</b>	<b>0.15</b>	2.9927	2,8427	12.416	42.3269	25219,61	/	/	/
<b>2</b>	<b>93</b>	<b>0.15</b>	3.1624	3,0124	12.918	50.6562	29949,37	/	/	/
<b>1</b>	<b>96</b>	<b>0.15</b>	3.3456	3,1956	13.460	60.6784	30465,65	/	/	/
<b>1/2vsp</b>	<b>100</b>	<b>0.15</b>	3.5430	3,393	14.042	72.7000	38432,19	/	/	/

***TAB.VII.11 : vérification des contraintes dans la travée intermédiaire sous M min et M max***

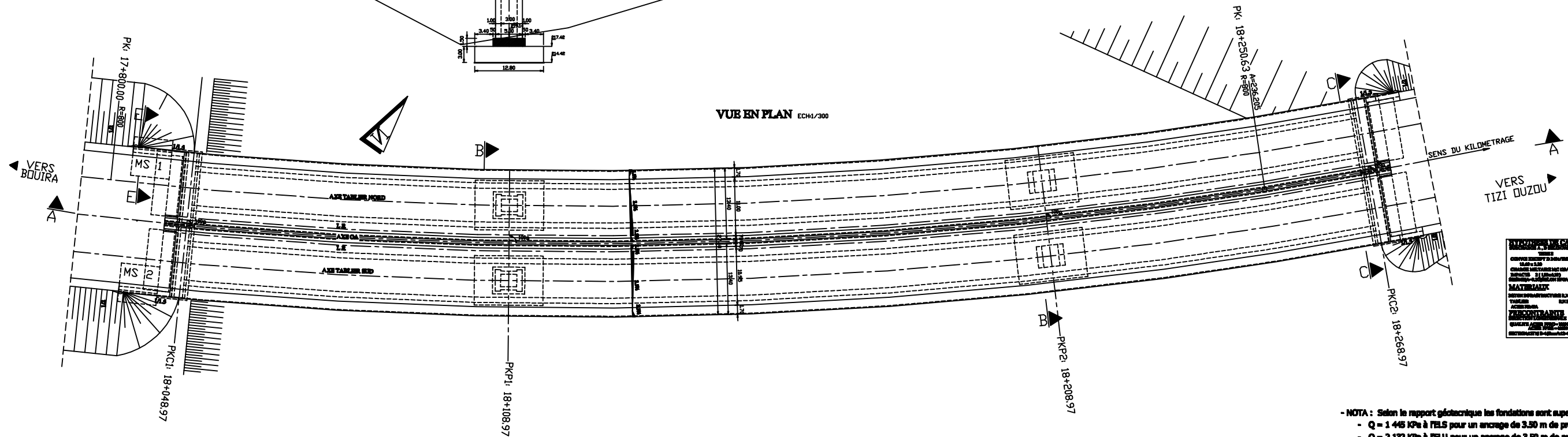
VUE EN ELEVATION ECH1/300



COUPE LONGITUDINALE A-A ECH1/300



VUE EN PLAN ECH1/300



ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT
ÉTAT	ÉTAT

- NOTA : Selon le rapport géotechnique les fondations sont superficielles :  
 - Q = 1 445 KPa à FELS pour un ancrage de 3.50 m de profondeur.  
 - Q = 2 132 KPa à FELLU pour un ancrage de 3.50 m de profondeur.

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS  
 WILAYA DE TIZI OUZOU  
 DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS

REALISATION DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT  
 LA VILLE DE TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST  
 DU PK00+000 AU PK32+132  
 AVANT PROJET DETAILLE  
 PLAN GENERAL  
 OA : DU PK:18+048.97 AU PK:18+268.97

**S.A.E.T.I**  
 SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDES D'INFRASTRUCTURES  
 48 RUE AHANE BELKACEM, HYDRA, ALGER  
 TEL: 213-9-08.32.37 Fax: 213-9-08.32.37 Email: SNETI@net.dz

REVISION		NATURE DE LA REVISION	SIGNATURE	ETABLI: DIAFFAR - F	PLAN N° : 10 - A
N°	DATE				
01	AVRIL 2011	INSPECTION DELAIVERER ROULABLE L=11.00m AU LIEU DEL=0.80m		DESSINE: BOURTALA - M	ECHELLE:1/300
02	17-09-2013	Modification des fondations (fondations superficielles)		VERIFIE: HERICHE - L	DATE : DEC 2010
				VU: NOUBIA - S	