

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université Kasdi Merbah Ouargla**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**

**Département de: Génie Civil Et Hydraulique**

**Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de**

**Master, Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : Voies Et Ouvrage D'arts**

C:.....  
R:.....

**Thème**

**Etude D'un Pont Route A Poutres Multiples En Béton  
Précontraint Reliant Coco Plage Et Bordj El Bahri Au Niveau  
De La Côte Doum à La Wilaya D'Alger**

**Présenté par :**

- ❖ **DJEDRA Badrezamane**
- ❖ **KOUADRI Mohammed Elhabib**

**Soumis au jury composé de :**

<b>ABIMOULOUD Y.</b>	<b>M.C. B</b>	<b>UKMO</b>	<b>Président</b>
<b>GUEDD M.</b>	<b>ING .</b>	<b>SDTP Ouargla</b>	<b>Examineur</b>
<b>HACINI S.</b>	<b>M.A. A</b>	<b>UKMO</b>	<b>Encadreur</b>

***Année Universitaire : 2020 / 2021***

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENT

Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout **ALLAH** le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Nous tenons à remercier notre ENCADREUR

**Mr. Slimane Hacini** pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Sans oublier le staff technique de **L'ENGOA** .A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

## إهداء

{رب أوزعني أن أشكر نعمتك التي أنعمت علي وعلى والدي وأن أعمل صالحا ترضاه  
وأدخلني برحمتك في عبادك الصالحين {النمل 19  
الحمد لله وكفي والصلاة والسلام علي الحبيب المصطفى  
أهدى أحرف ذاكرتي إلي صاحب السيرة العطرة طيب الله ثراه أبي ألف رحمة ونور علي قبرك..  
إلى من بتحتي قدميها اللجنة أمي الغالية أغلى ما أملك .  
إلى الجدة التي رحلت قبل نهاية الرحلة بعام...  
إلى عائلة آل جدره كل باسمه  
إلى اصدقائي ومعارفي الذين أجلهم وأحترمهم

الطالب :

جدرة بدر الزمان

## إهداء

{ رب أوزعني أن أشكر نعمتك التي أنعمت علي وعلى والدي وأن أعمل صالحا ترضاه  
وأدخلني برحمتك في عبادك الصالحين } النمل 19  
نحمد الله عز وجل الذي منّ علي بفضلته وأعانني علي إتمام هذه المذكرة ونسأله الهداية  
والتوفيق.

ولا يفوتنا أن نتقدم بالإهداء إلى كل من :

- ✓ الوالدين الكريمين .
- ✓ إلى أمي الغالية أغلى ما أملك .
- ✓ الأستاذ الوالد يوسف أبي مولود
- ✓ إلى الأستاذ المؤطر سليمان حسيني
- ✓ إلى الأستاذ المصحح موسى قد
- ✓ إلى أصدقائي مهندسي شركة ENGOA
- ✓ إلى أصدقائي أحمد أشرف سليمان شاكر

الطالب :

محمد الحبيب قوادري

## الملخص:

هذه مذكرة تخرج لطلبة ماستر 2 طرق وأشغال عمومية {ورقلة} يدرسون جسر بخرسانة مسبقة لإجهاد. يربط الجسر المعني بين برج البحري و برج الكيفان قرب حي كوكو بلاج، يقطع وادي الحمير في ولاية الجزائر ويبلغ الطول الإجمالي 80 متر. الهدف من هذا المشروع هو إنشاء جسر يعبر الوادي وبهذا الصدد تمت دراسة دقيقة للعناصر حسب مختلف المؤثرات والأحمال الدائمة والمتغيرة والأحمال ناتجة عن شحنات العربات والأحمال الزلزالية. تمت معالجة رقمية وتحليلية ببرنامج Autodesk\_Robot\_Structural مع مراعاة جميع المعايير المتضمنة في SETRA الكلمات المفتاحية : جسر ذو روافد الخرسانة المجهدة مسبقا، الأساسات العميقة، الركيزة العمودية، الركيزة الجانبية.

## Summary:

This is a graduation note for students of Master 2 Roads and Public Works {Ouargla} studying a prestressed concrete bridge. The bridge in question connects Borj El Bahri and Borj El Kifan near the Coco Plage district, crossing Wadi El Hamiz in the wilaya of Algiers. The total length is 80 meters. The objective of this project is to construct a bridge that crosses the valley. In this regard, a careful study of the elements was carried out according to the various influences, permanent and variable loads, and loads resulting from vehicle shipments and earthquake loads. Analytical and numerical processing with Autodesk\_Robot\_Structural Subject to all criteria included in SETRA Key words: prestressed concrete joist bridge, deep foundations, vertical pile, side pile

## Résumé :

Il s'agit d'une note de fin d'études pour les étudiants de Master 2, Routes et Travaux Publics {Ouargla} étudier un pont en béton précontraint. Le pont en question relie Borj El Bahri et Bordj El Kifan près du quartier Coco Plage, traversant l'oued El Hamiz dans la wilaya d'Alger. L'objectif de ce projet est de construire un pont qui traverse la vallée. À cet égard, une étude minutieuse des éléments a été réalisée en fonction des diverses influences, des charges permanentes et variables, et des charges résultant de véhicules et des charges sismiques. Traitement analytique et numérique avec le logiciel Autodesk\_Robot\_Structural, prenant en compte toutes les normes incluses dans SETRA Mots clés : pont à poutrelles en béton précontraint, fondations profondes, pieu vertical, pieu latéral

# Sommaire

<b>LISTE DES SYMBOLES :</b>	<b>I</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX :</b>	<b>VII</b>
<b>LIST DES FIGURE</b>	<b>VIII</b>
<b>CHAPITRE 1 : INTRODUCTION ET CONCEPTION GÉNÉRALE</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 2 : CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX</b>	<b>8</b>
<b>CHAPITRE 3 : PRE DIMENSIONNEMENT</b>	<b>12</b>
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE DES CHARGES ET SURCHARGES:</b>	<b>15</b>
<b>CHAPITRE 6 : RÉPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS</b>	<b>25</b>
<b>CHAPITRE7 :MODELISATION DU TABLIER</b>	<b>26</b>
<b>CHAPITRE 8 : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTTE</b>	<b>37</b>
<b>CHAPITRE 10 : EQUIPEMENT DU TABLIER :</b>	<b>67</b>
<b>CHAPITRE 12 : ETUDE DE LA CULEE:</b>	<b>82</b>
<b>CONCLUSION GENERAL</b>	<b>101</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE:</b>	<b>102</b>

# Liste des Symboles

## Liste des Symboles :

Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux	
$f_{c28}$	Résistance caractéristique de béton à la compression
$f_{t28}$	Résistance caractéristique de béton à la traction
$f_{bu}$	Contrainte limite de béton à l'E.L. U
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de compression du béton à l'E.L. S
$E_{ij}$	Module d'élasticité ou module de déformation longitudinal du béton
$E_{vj}$	Module de déformations différées du béton
$\nu$	Coefficient de poisson
$\sigma_s$	Contrainte limite des aciers à l'E.L. U
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers à l'E.L. S
$f_{prg}$	Résistance jusqu'à rupture garantie de précontrainte
$f_{peg}$	Résistance limite d'élasticité garantie de précontrainte
$E_p$	Module de déformation longitudinal des aciers de précontrainte
$A_p$	Section des aciers de précontrainte
$\varphi$	Coefficient de frottement en lignes droite
F	Coefficient de frottement en courbe
G	Recul d'encrage
$\Phi$	Diamètre extérieur de la gaine.
$\rho_{1000}$	Relaxation des à 1000heurs
AP	Section des câbles
Chapitre 3 : Dimensionnement les différents éléments de l'ouvrage	
$l_\varphi$	La longueur totale de l'ouvrage
$e$	8.1 L'épaisseur du la dalle

$l_{Trottoir}$	Largeur du trottoir
$l_i$	Largeur de l'intrados
$l_T$	Largeur totale
$l_e$	Largeur de l'encorbellement
$Y_G$	Centre de graviter de la dalle
$I_G$	Moment d'inertie de la dalle
$i$	Rayon de giration de la dalle
$\rho$	Rendement géométrique de la dalle
$h$	L'épaisseur totale de la dalle
Chapitre 4 : Calcul des charges et des surcharges	
$n$	Nombre des voies
$l_v$	Largeur de la voie
$L_r$	Largeur roulable
$L_t$	Largeur totale du pont
$L_c$	Largeur chargeable
$N$	Nombre de voies
$L_v$	Largeur d'une voie
$G$	Charge permanente de l'élément (Dalle).
$L$	Longueur de la portée.
$Q$	Charge B ou M maximale prise avec pondération appliquée à l'élément
	Système de charges ( A ,B <sub>c</sub> , B <sub>t</sub> , B <sub>r</sub> , M <sub>c120</sub> , D <sub>240</sub> , Q,F <sub>freinage</sub> , H <sub>vent</sub> )
$\delta_B$	valeur de coefficient de majoration dynamique pour Système B
$\delta_M$	valeur de coefficient de majoration dynamique pour Système

Chapitre 5 : Calcul Les Efforts Internes	
$K_n$	Rapport focaux de gauche
$K'_n$	Rapport focaux de droit
$U_i$	Foyer de gauche
$U'_i$	Foyer de droite
$l_i$	Longueur de la travée comportant la section $\Sigma$
$M_d$	Moment droit par rapport à la section $\Sigma$
$M_g$	Moment gauche par rapport à la section $\Sigma$
$M_\Sigma$	Moment fléchissant en travée
$T_\Sigma$	Effort tranchant en travée
$\mu_\Sigma$	Moment isostatique
$t_\Sigma$	Effort tranchant isostatique
$X_s$	position de la section $\Sigma$
Chapitre 6 : Distribution des moments longitudinaux dans la dalle	
$K_y$	Le coefficient de répartition transversale
$\rho_p, \rho_E$	Rigidités flexionnelles
$\theta$	Paramètre d'entretoisement
$\alpha$	Paramètre de torsion
Chapitre 7 : Calcul parasismique	
$g$	Accélération de pesanteur
$A$	Coefficient d'accélération de la zone
$S_3$	Coefficient de sol.
$\zeta$	Taux d'amortissement

$\eta$	Facteur d'amortissement
$S_{ae}$	Le spectre de réponse élastique
$\omega$	Pulsation propre
T	la période
G	le module de cisaillement de l'appareil d'appui
a, b	les dimensions en plan de l'appareil
n	le nombre d'appareils d'appui par élément porteur
P	Effort de la précontrainte
$e_0$	Excentricité du câble
$\sigma_{p0}$	Précontrainte initiale
$n$	Nombre des câbles
$B_n$	Section nette
Mhyp	moment hyperstatique
$\lambda$	coefficient de correction —
Nu	effort normal résistant
Chapitre 10 : Etude de la zone d'about	
$I \times J$	Section de la plaque d'ancrage
$\sigma_{mj}$	La précontrainte de compression moyenne
$V_x$	l'effort tranchant
$\tau_x$	contrainte de cisaillement.
$\alpha$	L'inclinaison du câble de la précontrainte.
$\phi$	L'angle de frottement interne du béton
$A_{\min}$	La section d'acier minimale
Chapitre 11 : Etude de la flexion transversale	

$\mu_\alpha$	Coefficient de répartition
m	nombre des harmoniques Harmonique
a	la distance a mi travée
b	la demie largeur de la dalle centrale
d, c	Etalements longitudinaux des surcharges considérées
$\mu_m$	Ordonnées de la ligne d'influence
$d\mu_m/dy$	pente de la tangente à $\mu_m$ aux points +b et -b
C	étalement longitudinal
U <sub>0</sub>	largeur de l'impact
V <sub>0</sub>	longueur de l'impact
$\mu_0$	coefficient de répartition correspondant à un coefficient de poisson « $\nu = 0$ » $\mu_1$
Chapitre 12 : les équipements du pont	
G	Module d'élasticité transversale
t <sub>s</sub>	Epaisseur d'une frette
T	Epaisseur totale de feuillets
H	effort horizontal
E	module d'élasticité
$\sigma_m$	la contrainte moyenne de compression due à l'effort N <sub>max</sub>
$\xi_r$	déformation due au retrait
$\Xi_f$	déformation due au fluage
$\Delta T$	déformation due a la température
$\tau_N$	la contrainte de compression
$\tau_{H1}$	contrainte de cisaillement statique
$\tau_\alpha$	contrainte de rotation
$\alpha_T$	Angle de rotation de l'appareil d'appui
n	Nombre de feuillets

$\alpha_0$	Rotation supplémentaire pour compte des imperfections de pose
$a$	Côté parallèle à l'axe longitudinal du pont
$b$	Côté perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont
$W$	Déplacement du joint de chaussée
Chapitre 13 : Etude de la pile	
$\ell_f$	Longueur de flambement
$\lambda$	Elancement
$R_{\min}$	La réaction minimale dans le couple de pieux
$R_{\max}$	La réaction maximale dans le couple de pieux
$\bar{R}$	La capacité portante des pieux
$A_T^{ver}$	Section d'armature transversale verticale
$A_T^{hor}$	Section d'armature transversale horizontale
$t_v$	Espacement verticale
$t_h$	Espacement horizontale
Chapitre 14 : Etude de la culée	
$K_a$	Coefficient de poussée des terres
$\phi$	<i>Angle de frottement interne du remblai</i>
$\gamma$	<i>Poids volumique du remblai</i>

## Liste des Tableaux

### Liste des Tableaux:

Tableau 1: caractéristiques géométriques de la poutre .....	14
Tableau 2:Tableau Récapitulatif Les Réactions .....	18
Tableau 3.:Tableau récapitulatif des efforts horizontaux .....	18
Tableau 5: résumé Raideur des appuis .....	26
Tableau 6: Récapitulatif Des Forces Sismiques .....	28
Tableau 7:Tableaux LES CARACTIRISTIQUE BRUTE DE LA POUTER .....	40
Tableau 8: Disposition des câbles dans la section médiane	41
Tableau 9: contraintes dans la section médiane Au 7ème jour.....	43
Tableau 10: contraintes dans la section médiane Au 28ème jour.....	44
Tableau 11:Valeur De $y_{kEt_x_K}$ .....	47
Tableau 12:Position et analyse de chaque câble en différentes sections .....	47
Tableau 13: Caractéristiques géométriques nettes de poutre+dalle et poutre seul. ....	48
Tableau 14:Caractéristiques Géométriques Homogènes (Poutre + Dalle) .....	49
Tableau 15: Le résultat de calcul des pertes par frottement en différentes sections.....	50
Tableau 17:Valeurs de $d$ et de $\sigma_M$ .....	52
Tableau 18: Effet De La Dalle Sur La 1ère Famille .....	53
Tableau 19: Effet des compléments sur la 1ère famille.....	54
Tableau 20: Le Résultat Pertes Par Retrait Du Béton En Différentes Sections.....	56

# List des figure

## List des figure

Figure 1: coupe transversale de l'ouvrage .....	2
Figure 2: la situation du site de projet .....	3
Figure 3: Coupe transversale de la culée .....	4
Figure 4: Coupe transversale de la pile .....	5
Figure5: Coupe transversale de la culée 5	
Figure 6: Diagramme contrainte-déformation du béton.....	9
Figure 7: les valeur de $V_0$ (RCPR ) .....	15
Figure 8: Système de charge militaire Mc120 .....	17
Figure 9: RESULTA DES MOMENT PAR Robot.....	42
Figure 10: Disposition des câbles dans la section médiane .....	44
Figure 11 : Tracé des câbles.....	46
Figure 12 : Effet de la 1ère famille sur elle-même. ....	53

# **Chapitre 1: Introduction et conception générale**

# **Chapitre 1 : Introduction et conception générale**

## **Chapitre 1 : Introduction et conception générale**

### **Introduction**

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration. Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui répond à toutes les sujétions.

### **1.2 Présentation De L'ouvrage :**

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude est un pont reliant les deux rives sur Oued El Hamiz reliant Coco plage et Bordj El Bahri Côte Doum Wilaya d'Alger. Il est constitué de deux travées isostatiques de 2×40m de longueur chacune. Il sera réalisé par l'ENGOA.





# Chapitre 1 : Introduction et conception générale

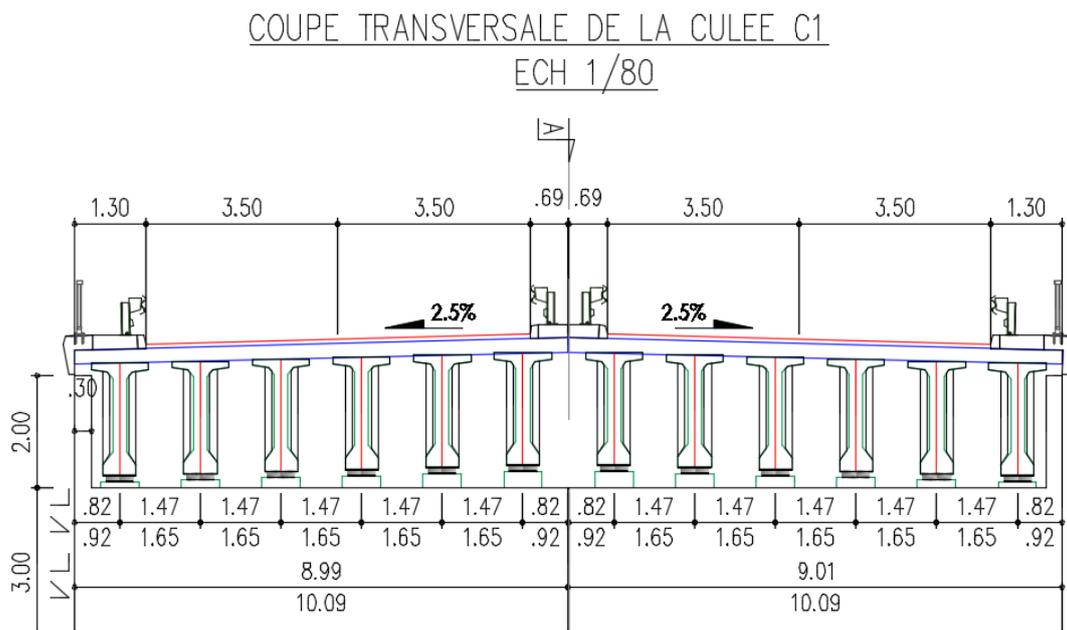


Figure 2: Coupe transversale de la culée

### 1.3.3.3 Pile: (en bétonarmé)

La pile est composé par 03 futs du diamètre  $\varnothing 1200\text{mm}$  et une hauteur de 5.50m, surmontées de chevêtre qui supportent les poutres.

# Chapitre 1 : Introduction et conception générale

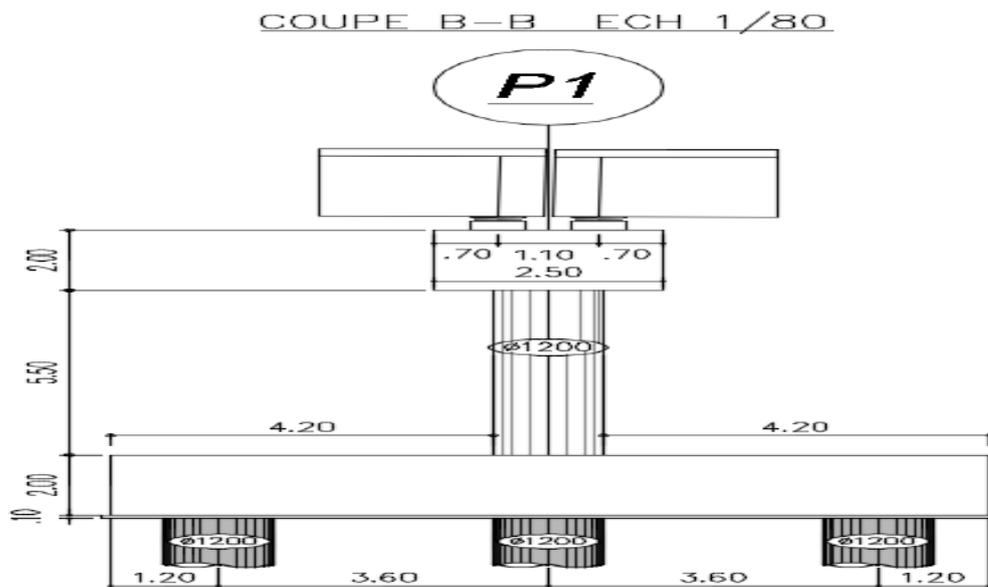
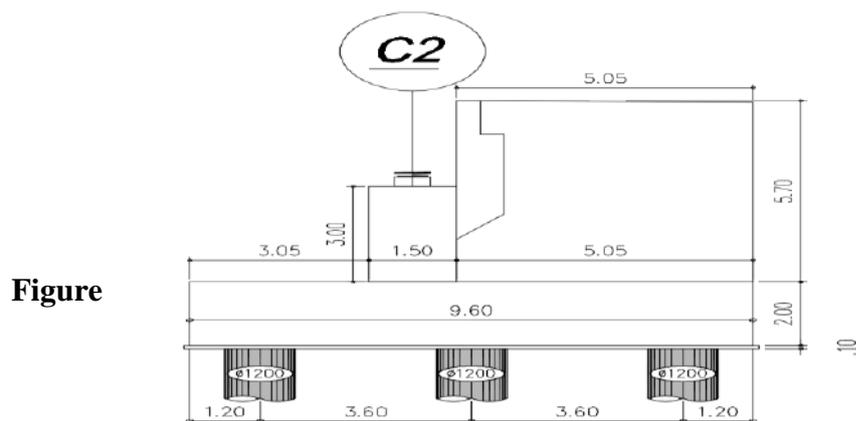


Figure3: Coupe transversale de la pile

Culée : (en béton armé)

Ce sont des culées massives, composée de murs frontaux, de murs en retour, de murs garde-grève et de corbeaux d'appui



1.3.3.5 Fondations:(en béton armé) :Cet ouvrage sera fondé sur des pieux

1.4. Les Données De L'ouvrage :

1.4.1 Données fonctionnelles :

## **Chapitre 1 : Introduction et conception générale**

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

**1.4.1.1** Tracé en plan :

**1.4.1.1** L'axe en plan de notre ouvrage est inscrit dans un alignement droit avec une partie qui s'inscrit dans la partie clothoïde

**1.4.1.2** Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre ouvrage est caractérisé par :

- Largeur de la chaussée : 6,3m.
- Nombre de voies de circulations : 2 voies de 3.5 m. de largeur pour chacune
- Deux trottoirs de 1,3 m de largeur, encadrés par des corniches préfabriquées et surmontées par des gardes de corps.
- Le devers de la chaussée est en toit : 2,5%.
- Revêtement en béton bitumineux de 8cm.

**1.4.1.3** Le profil en long :

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente longitudinale de

$i = 2,5\%$ . avec une longueur de 40 m. puisque notre ouvrage est un passage supérieur sur une autoroute, le profil en long doit respecter le gabarit de circulation sous l'ouvrage

**1.4.2** Les Données Naturelles :

**1.4.2.1** Donnée Géotechnique :

**a. Les essais in situ :**

Afin de déterminer d'une part, la nature géologique du terrain et d'autre part, les caractéristiques géotechniques des sols en place, et les exigences du contrat, le LHC a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- Un (01) sondage carotté « SC » avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.
- Pose d'un (01) Piézomètre à l'endroit des sondages.
- Un (01) sondage pressiométrique « S.P » avec essai chaque 2,00m.

**B. Nature Géologique Du Terrain :**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté et du sondage pressiométriques, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couche de terre végétale de 0,5m d'épaisseur environ, d'argile marneuse verdâtre à brunâtre à 3,00m, suivie de marne verdâtre à grisâtre très compact parfois fissuré jusqu' à 25,00m de profondeur.

**c. La Charge portante nominale :**

Pour un système de fondation profonde sur pieux foré, la charge portante nominale est calculée selon les essais pressiométriques et les essais de laboratoire comme suit à titre indicatif, avec une fiche  $D_f = 15,00m$  après l'excavation de 1,50m, et un diamètre  $D = 1,20m$  .

**1.4.2.2** Les données topographiques :

## **Chapitre 1 : Introduction et conception générale**

1.4.2.2 A partir du levé topographique on peut dire que notre site ne présente aucune difficulté qui peut déranger les travaux d'exécution.

### 1.4.2.3 **Données sismologiques :**

Selon le RPA 99 version 2003, la zone de Jijel-Mila appartient à la zone moyenne Sismicité (zone II a). Les efforts sismiques seront calculés sur la base de cette classification.

On a :  $\epsilon_h = 0,25$  ;  $\epsilon_v = 0,07$ .

### 1.5 **Choix du type de l'ouvrage :**

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. En effet ; le choix du type d'ouvrage convenable est une opération vaste qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Dans le cas de notre projet, plusieurs solutions peuvent être adoptées (pont métallique ou mixte, pont en béton précontraint, dalle, poutres...). Les ponts métalliques et mixtes sont à éviter vu le problème de la corrosion qui nécessite un entretien périodique coûteuse. Les ponts à poutres en béton précontraint présentent plusieurs avantages ; en plus de leur légèreté et économie. On a opté à un pont à poutres en béton précontraint par pré-tension à deux **travées isostatiques**

# **Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux**

## Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

### Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

#### 2.1 Introduction :

Nos calculs « en béton précontrainte ou armé » sont basés sur les règlements B.A.E. L91 et B.P.E. L91.

#### 2.2. Caractéristiques des matériaux :

La sécurité est un critère important du choix des matériaux en qualité et en quantité.

##### 2.2.1. Le béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28j notée «  $f_c 28$  », avec un contrôle strict et une masse volumique ( 2,5 t/m<sup>3</sup>).

##### 2.2.1.1. La résistance du béton :

###### a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton est obtenue à partir d'essais de compression à 28 jours Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de jours inférieur à 28, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique  $f_{c_j}$  obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée par les formules suivantes :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 * f_{c_j}$$

Pour un béton âge de plus de 28jours, lorsque l'on doit justifier la résistance des sections, on conserve :  $f_{c_j} = f_{c28}$ . Dans notre projet on a :

Poutre en Béton précontraint	: 35 MPa
Dalle en béton armé	: 35 MPa
Culées, piles semelles	: 27 MPa
Pieux	: 27 MPa
Corniche et trottoir	: 27 MPa

###### b Résistance à la traction :

Pour un béton âge de J jours on a :

$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j}$  Donc :

$f_{c28} = 27 \text{ MPA} \rightarrow f_{t28} = 2,22 \text{ MPA}$
$F_{c28} = 35 \text{ MPA} \rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPA}$

## Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

### C. Contraintes admissibles de compression du béton :

#### ➤ ELU :

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

#### Avec :

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  : Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$  Situation accidentelle.

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

$$\begin{cases} \theta = 1 & t > 24h \\ \theta = 0.91h & t < 24 \\ \theta = 0.85t & t < 1h \end{cases}$$

Soit pour :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 19.8 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

Dans le cas des combinaisons accidentelles :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 25.9 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 19.95 \text{ MPa}$$

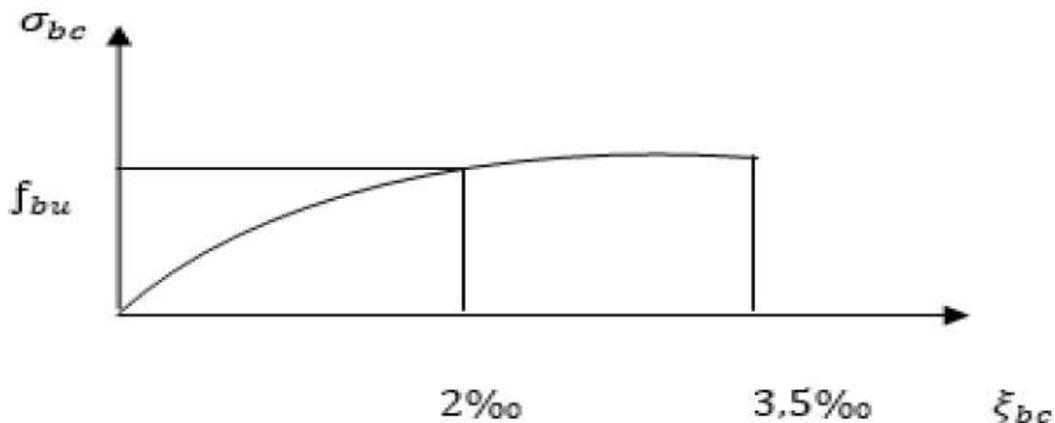


Figure 5: Diagramme contrainte-déformation du béton

**ELS** : La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

## Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 F_{c28} \begin{pmatrix} \bar{\sigma}_b = 16.2 \text{ MPa pour les appuis} \\ \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa pour les poutres} \end{pmatrix}$$

D. Module de déformation longitudinale du béton

« E » : Module de déformation instantanée (< 24 heures). Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24h (telle que la surcharge routière, gradient thermique, .....), le module de déformation instantané du béton est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \begin{pmatrix} E_{i28} = 33000 \text{ MPa pour les appuis} \\ E_{i28} = 35982 \text{ MPa pour les poutres} \end{pmatrix}$$

Module de déformation différée (longue durée).

Pour les charges de longue durée (tel que le poids propre, superstructure, précontraintes, .....), et pour tenir compte des effets de fluage le module de déformation longitudinale différé du béton est de :

$$E_{ij} = 37000 \sqrt[3]{f_{cj}} \begin{pmatrix} E_{i28} = 12103 \text{ MPA} \\ E_{i28} = 11100 \text{ MPA} \end{pmatrix}$$

### E. Déformation transversale du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante :

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

$\nu$ : Coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0.2$  pour un béton non fissuré (ELS).

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

### ➤ Aciers passifs :

Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance E400

- La limite d'élasticité garantie est :  $f_e = 400$  MPa
- Le module d'élasticité est :  $E_s = 200000$  MPa

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible est :

$$F_{ed} = f_e / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{combinaisons fondamentales} \quad \Rightarrow f_{ed} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.00 \quad \text{combinaisons accidentelles} \quad \Rightarrow f_{ed} = 400 \text{ MPa}$$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible est :

## **Chapitre 2 : Caractéristiques des matériaux**

$$\sigma_s^- = 240 \text{ MPa}$$

➤ **Aciers de précontrainte** : Les aciers de précontraints adoptés pour cet ouvrage sont des torons standards **12T15**

Limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

Limite élastique garantie  $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$

Module d'élasticité  $E_s = 190000 \text{ MPa}$

Pour le calcul des pertes de précontrainte :

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0.05$

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0.002$

Les aciers ont une très basse relaxation TBR  $\Rightarrow \rho_{1000} = 2.5 \%$

$$\mu_0 = 0.4$$

# **Chapitre 3 :**

# **Pré-dimensionnement**

## Chapitre 3 : Pré-dimensionnement

### Chapitre 3 : Pré dimensionnement

#### Le pré dimensionnement de la poutre :

##### **3.1. Introduction :**

En partie courante la section de la poutre est constante. Néanmoins un certain nombre d'adaptations géométriques sont habituellement nécessaires : d'une part, les âmes comportent souvent des épaissements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

##### **3.2 L'espace entre axes des poutres ( $\lambda$ ):**

L'espace entre axes des poutres: On prend  $\lambda = 1.47m$

Donc Nombre De Poutres (N): $N=08$ poutres

##### **3.2.2. Hauteur des poutres :**

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

L'élançement usuel se situe aux environs de  $\frac{L}{17}$  de la portée et donc, la hauteur de la poutre « hp » est vérifiée à partir de la formule suivante :

$$\left(\frac{L}{20}\right) - 0,2 \leq hp \leq \left(\frac{L}{20}\right) + 0,2 \quad H_p = 2,0 \text{ m}$$

Pour  $L=40.00 \text{ m}$   $1,80m \leq 2,0m \leq 2,20m$  (vérifiée)

##### **3.3.3 Ame de poutre:**

Épaisseur de l'âme des poutres

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres.

Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL.

##### **3.3.4 La table de compression :**

Épaisseur de la table de compression :

Épaisseur au minimum = 10 cm, On fixe :  $e = 11.50 \text{ cm}$

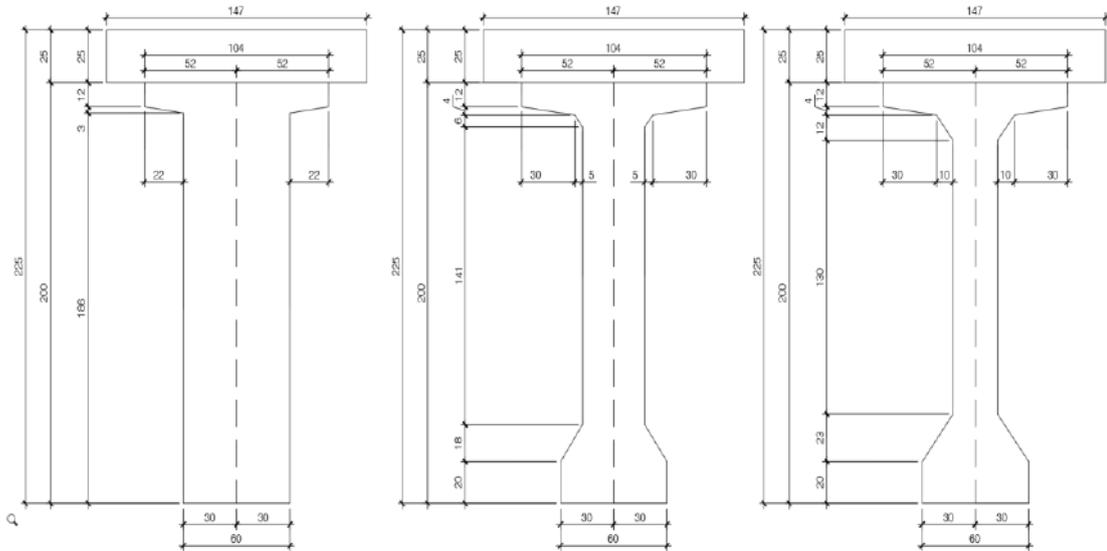
##### **3.4 Talon de poutre :**

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

Largeur du talon On fixe:  $L_t = 60 \text{ cm}$ .

Épaisseur du talon On fixe:  $E_t = 20 \text{ cm}$ .

## Chapitre 3 : Pré-dimensionnement



### 3.4.1 Dimensionnement de la dalle :

En général, l'hourdi possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres, il joue le rôle d'entretoisement transversal. L'épaisseur du hourdis est également conditionnée par les règles de bon enrobage des armatures de précontrainte. (Câble d'extrados). Et aussi pour diminuer l'effet de la torsion à cause du biais. On fixe:  $e=25\text{cm}$ .

### 3.5. Les Caractéristique De L'ouvrages

Après avoir subdivisé chaque section en petites sections, on détermine les paramètres géométriques de la poutre par le biais des relations ci-après, les résultats seront représentés dans le tableau ci dessous.

Section rectangulaire :  $B = b \times h$ ,  $I = \frac{bh^3}{12}$

Section triangulaire :  $B = \frac{b \times h}{2}$ ,  $I = \frac{bh^3}{6}$

Centre de gravité :  $Y_G = \frac{\sum B_i \times y_{Gi}}{\sum B_i}$

Moment d'inertie :  $I_G = \sum I_i + \sum (B_i \times (y_{Gi} - y_G)^2)$

Rayon de giration :  $i^2 = \frac{I_G}{B}$

Rendement géométrique :  $\rho = \frac{i^2}{v.v'}$

## **Chapitre 3 : Pré-dimensionnement**

### **3.6 Caractéristiques Géométriques De La Poutre.**

**Tableau 1: caractéristiques géométriques de la poutre**

	about		médiante		médiante	
	Poutre seul	Poutre+dalle	Poutre seul	Poutre+dalle	Poutre seul	Poutre+dalle
B (cm <sup>2</sup> )	<b>1.257</b>	<b>1.625</b>	<b>0.731</b>	<b>1.235</b>	<b>0.869</b>	<b>1.099</b>
Périmètre	<b>6.025</b>	<b>7.385</b>	<b>6.352</b>	<b>7.635</b>	<b>6.277</b>	<b>7.712</b>
v' (cm)	<b>1.042</b>	<b>1.287</b>	<b>1.028</b>	<b>1.358</b>	<b>1.034</b>	<b>1.395</b>
V (cm)	<b>0.958</b>	<b>0.963</b>	<b>0.972</b>	<b>0.892</b>	<b>0.966</b>	<b>0.855</b>
I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	<b>0.448</b>	<b>0.783</b>	<b>0.347</b>	<b>0.679</b>	<b>0.369</b>	<b>0.643</b>
i <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	<b>0.356</b>	<b>0.482</b>	<b>0.475</b>	<b>0.550</b>	<b>0.425</b>	<b>0.585</b>
ρ	<b>0.357</b>	<b>0.389</b>	<b>0.475</b>	<b>0.454</b>	<b>0.425</b>	<b>0.491</b>

# Chapitre 4 :

## Etude des charges et surcharges

## Chapitre 4 : Etude des charges et surcharges:

### Chapitre 4 : Etude des charges et surcharges:

#### 4.1 Calcul des charges permanentes (Cp)

D'après l'article 6.2.1.1 de RCPR 2008, pour le calcul des charges permanentes on a pris en considération les coefficients des majorations

- ❖ Poids propre des poutres :  $P_p = 513.696 \text{ t}$
- ❖ Poids de la dalle :  $P_d = 238.235 \text{ t}$
- ❖ Poids trottoirs + corniches :  $P_{tr+cr} = 63.070 \text{ t}$
- ❖ Poids du revêtement :  $P_{rv} = 68.992 \text{ t}$
- ❖ poids des glissières et du garde-corps :  $P_{gg} = 9.60 \text{ t}$
- ❖ Poids total du tablier :  $G = \Sigma P = 893.593 \text{ t}$
- ❖ Poids revenant aux culées:  $RG = G/2 = 446.796 \text{ t}$
- ❖ Poids revenant aux piles:  $RG = G = 893.593 \text{ t}$

#### 4.2. Surcharges réglementaires :

##### ❖ Caractéristiques du pont :

Largeur totale :  $L_t = 8.99 \text{ m}$

Nombre de voies :  $n = 2 \text{ voies}$

Largeur d'une voie :  $L_v = 3,5 \text{ m}$

Nombre de poutre : 06

Longueur de la poutre :  $40.00 \text{ m}$

Nombre de travées : 02

Epaisseur de la dalle :  $0.25 \text{ m}$

- ❖ **Classe du pont (RCPR Art.4.3):**
- ❖ Tous les ponts qui ont des chaussées de 7 m
- ❖ et plus de largeur sont des ponts de classe I.

Classe de pont	$v_o$
première classe	3,5 m
deuxième classe	3,0 m
troisième classe.	2,75 m

Tableau 4.2 : valeurs de  $v_o$

#### **Figure 6: les valeur de $V_0$ (RCPR )**

$a_1=1$  Pour 1 voie chargée  $a_1 = 1$  pour 2 voie chargées

$a_1=1$  Pour 2 voies chargées

$a_1=0.9$  Pour 3 voies chargées

## Chapitre 4 : Etude des charges et surcharges:

### a. Système de charge AL :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \quad \text{en (Kg/m}^2\text{)}$$

Pour 3 voies chargées  $a_1 = 0.9$ ,  $a_2 = \frac{Lv}{Lv_0} = 1$

$A(l) = 0.936 \text{ t/m}^2$  (1 Travée chargée).

$A(l) = 0.630 \text{ t/m}^2$  (2 Travées chargées).

$q_A = A \cdot n \cdot l_v = 6.551 \text{ t/ml}$  (1 Travée chargée).

$q_A = A \cdot n \cdot l_v = 4.410 \text{ t/ml}$  (2 Travées chargées).

#### Réactions:

$$R_A = q_T^A \cdot \Omega_T^A \Rightarrow R_A = 127.75 \text{ t (1 Travée chargée)}$$

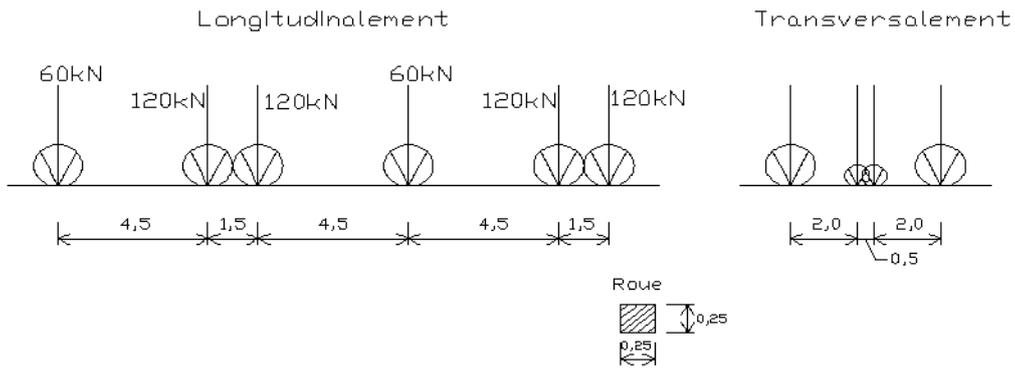
$$\Rightarrow R_A = 171.99 \text{ t (2 Travées chargées)}$$

### b-Système de charge Bc :

#### Détermination du coefficient de majoration dynamique $\delta$ :

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

## Chapitre 4 : Etude des charges et surcharges:



L : portée de la travée

$$L = 40.00 \text{ m}$$

G : poids total du tablier  $G = 893.593 \text{ t}$

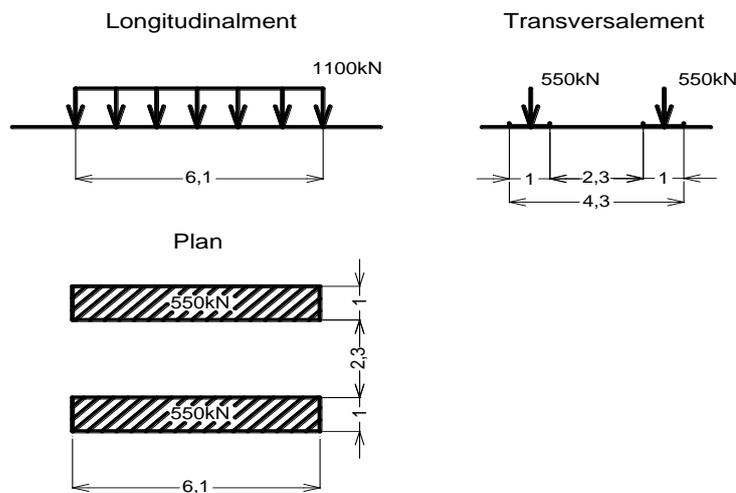
Q : max.  $(b_c B_c, b_t B_t) = 132 \text{ t}$  avec :  $b_c = 1.1$  pour 2 voies chargées

$$\Rightarrow \delta = 1.067$$

**Réactions** :  $R_{Bc} = R. n. b_c. \delta_B \Rightarrow R_{Bc} = 115.365 \text{ t}$  (Culée)

$$\Rightarrow R_{Bc} = 129.988 \text{ t}$$
 (Pile)

### c-Système de charge militaire Mc120 :



**Figure -6: Système de charge militaire Mc120**

$$q_{Mc120} = \frac{110}{6.1} = 18.03 \text{ t/ml}$$

### ❖ Détermination du coefficient de majoration dynamique $\delta$ :

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

$$\Rightarrow \delta_M = 1.063$$

**Réactions** :  $R_{Mc120} = q_{Mc120} \cdot \Omega \cdot \delta_M \Rightarrow R_{Mc120} = 107.82 \text{ t}$  (Culée)

$$\Rightarrow R_{Mc120} = 112.37 \text{ t}$$
 (Pile)

## Chapitre 4 : Etude des charges et surcharges:

### d- Système de charge exceptionnelle D<sub>240</sub> :

$$q_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

**Réactions** :  $R_{D240} = q_{D240} \cdot \Omega \Rightarrow R_{D240} = 182.77 \text{ t (Culée)}$   
 $\Rightarrow R_{D240} = 211.38 \text{ t (Pile)}$

**Tableau 2: Tableau Récapitulatif Les Réactions**

CULEE		PILE	
surcharge et charge	R(t)	surcharge et charge	R(t)
G	446.796	G	893.593
A(L)	127.748	A(L)	171.990
Bc	115.365	Bc	129.988
Mc120	107.824	Mc120	112.368
D240	182.774	D240	211.381

### 4.3. Les effets horizontaux

#### 4.3.1 Effet de freinage

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

#### Surcharge Bc :

Un seul camion est supposé freiné et que sa force de freinage est égale à son poids  $\Rightarrow H_{Bc} = 30 \text{ t}$

Surcharge A :  $H_A = \frac{A \cdot S}{20 + (0,0035) \cdot S}$

**Tableau 3.: Tableau récapitulatif des efforts horizontaux**

	Culées	P
H <sub>Bc</sub> (t)	30.00	30.00
H <sub>A</sub> (t)	12.49	16.07
H <sub>r+f</sub> (t)	21.00	21.00
H <sub>T°</sub> (t)	6.00	6.00

**4.3.2 Effet du séisme :**

**4.3.3 Principe de conception parasismique**

Le tablier repose sur 08 piles et deux culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis en caoutchouc fretté. Des butées transversales de blocage sont placées sur les culées et les piles pour bloquer les déplacements transversaux du tablier.

Appareils d'appui Caoutchouc :  $G = 1,2$  MPa sous séisme

$G = 0,90$  MPa sous charges de service.

**4.3.4 Détermination des actions**

Les données de séisme sont conformes au projet de règlement par sismique des ouvrages d'art ;

Classification de l'ouvrage : Groupe 2 (Ouvrage important)

Zone sismique d'Alger: classée (zone III)

D'où  $A$  : coefficient d'accélération de zone soit  $A=0.30$

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a = \begin{cases} AS g(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta S g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta A S g(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta A S g(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec  $A$  : coefficient d'accélération de zone soit  $A=0.3$

$S$  : coefficient de site  $S=1.1$

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site soit

$T_1 = 0.15$  et  $T_2 = 0.40s$  pour un site S2 (site Ferme).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement soit  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$  On à des appuis Dans le cas d'un

ouvrage en BA on opte le taux d'amortissement

$\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

# Chapitre 5:

## Répartition Longitudinal des efforts

## Chapitre 5 : Répartition Longitudinale des efforts

### Chapitre 5 : Répartition Longitudinale des efforts :

#### **5.1                    L'effort longitudinale**

##### **5.1.1                Détermination de la raideur de la structure**

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appuis

#### **a)                    Raideur des appuis :**

Culées C1 et C2  $k_{culée} = \infty$

#### **Pile P1 :**

$$k_{piles} = nx \frac{3xExI}{h^3}$$

n = nombre de fûts de la pile

E = module de déformation instantanée du béton

I = Inertie longitudinale d'un fût

h = hauteur du fût

<b>K<sub>piles</sub>=</b>	<b>74 229.85</b>
---------------------------	------------------

#### **b)                    Raideur des appareils d'appui par appui**

G : module de cisaillement de l'appareil

a,b : les dimensions en plan de l'appareil

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porte

$$k_{appareils} = nx \frac{Gxaxb}{e}$$

Sur culées :	K <sub>appareils</sub> =	20 000.00	KN/m
Sur pile :	K <sub>appareils</sub> =	40 000.00	KN/m

## Chapitre 5 : Répartition Longitudinale des efforts

### c) Raideur totale des appuis

$$k_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{piles}}} + \frac{1}{k_{\text{appareils}}}}$$

<i>Culée C1</i>	$K_{\text{culée}} =$	20 000.00	KN/m
<i>Pile P1</i>	$K_{\text{pile}} =$	25 993.15	KN/m
<i>Culée C2</i>	$K_{\text{culée}} =$	20 000.00	KN/m

### d) Raideur du système

$$K = nk_{\text{culée}} + \sum Ki_{\text{pile}20}$$

<b>K = 65993.15</b>	<b>KN/m</b>
---------------------	-------------

### e) Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée

Période du système :  $T = 2x\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

<b>T =</b>	<b>1.03s</b>
------------	--------------

### f) Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

Réponse sismique

On a :  $T_2 = 0,5 < T < 3,00s$

Donc  $S_a$  est donnée par la 3<sup>eme</sup> branche

$$S_a = 2.5 \eta A S g \left( \frac{T_2}{T} \right)$$

<b>Sa = 3.13 m/ s<sup>2</sup></b>
-----------------------------------

## Chapitre 5 : Répartition Longitudinale des efforts

### **g) Effort longitudinale :**

Effort total :  $F_{long} = MxSa$

2

$F_{long} =$	<b>5 595.48</b>	<b>KN</b>
--------------	-----------------	-----------

### **h) Effort par élément porteur**

tribution se fait au prorata des raideurs

$$F_{longitudinal}^i = \frac{k_i}{k} x F_{longitudinal}$$

<i>Sur culée C1 :</i>	$F_{longitudinal} =$	<b>1 695.78</b>	<b>KN</b>
<i>Sur Pile P1 :</i>	$F_{longitudinal} =$	<b>2 203.93</b>	<b>KN</b>
<i>Sur culée C2 :</i>	$F_{longitudinal} =$	<b>1 695.78</b>	<b>KN</b>

### **i) Déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4x\pi^2} x Sa$$

$$d = 0.085 \text{ m}$$

# **Chapitre 6 :**

# **Répartition Transversale**

# **des efforts**

**Chapitre 6 : Répartition Transversale des efforts**

**6.1 Effort transversal :**

On peut considérer que le tablier est indéformable et on applique la méthode monomodale parfaitement comme dans le sens longitudinal.

**a) Détermination de la raideur de la structure**

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appuis

**Raideur des appuis :**

**Culées C1 et C2**  $k_{culée} = \infty$

**Piles :**

$$k_{piles} = nx \frac{3xEI}{h^3}$$

n = nombre de fûts de la pile

E = module de déformation instantanée du béton

I = Inertie transversale des futs

h = hauteur du fût

<b><math>K_{piles} = 5\ 080\ 223.53</math></b>	<b>KN/m</b>
--	-------------

**b) Raideur des appareils d'appui par appui :**

$$k_{appareils} = nx \frac{Gxab}{e}$$

G : module de cisaillement de l'appareil

a, b : les dimensions en plan de l'appareil

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur

**Tableau 4:résumé Raideur des appareils d'appui par appui**

<i>Sur culées :</i>	$K_{appareils} =$	<i>20 000.00 KN/m</i>
<i>Sur pile:</i>	$K_{appareils} =$	<i>40 000.00 KN/m</i>

**c) Raideur totale des appuis**

$$k_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{piles}} + \frac{1}{k_{appareils}}}$$

**Tableau 5: résumé Raideur des appuis**

**d) Raideur système**

Culée C1	K <sub>culée</sub> =	20000.00	KN/m
Pile P1	K <sub>pile</sub> =	39 687.51	KN/m
Culée C2	K <sub>culée</sub> =	20 000.00	KN/m

**du**

$$K = nk_{culée} + \sum Ki_{pile20}$$

51

**e) Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée**

**Période du système :**

$$T = 2x\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$T = 0.94$
------------

**f) Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier**

Réponse sismique

On a :  $T_2=0,5 < T < 3,00s$

Donc Sa est donnée par la 3<sup>eme</sup> branche

$$Sa = 2.5^\eta A S g\left(\frac{T_2}{T}\right)$$

**g) Effort transversal:**

**Effort total :**

$$F_{transv} = MxSa$$

$$F_{\text{long}} = 6\,148.70 \text{ KN}$$

### h) Effort par élément porteur

tribution se fait au prorata des raideurs

$$F_{\text{transversal}}^i = \frac{k_i}{k} \times F_{\text{transverl}}$$

Sur Culée C1 :	$F_{\text{transver}} =$	1 543.20	KN
Sur Pile P1 :	$F_{\text{transver}} =$	3 062.29	KN
Sur Culée C2 :	$F_{\text{transver}} =$	1 543.20	KN

### i) Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S a$$

$$d = 0.077 \text{ m}$$

#### **A) Effort vertical :**

L'action sismique verticale est calculée par travée.

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

$R_i$ : la réaction d'appui à l'appui  $i$ .

$a$ : un paramètre dépendant de l'activité sismique et du type de site.

$\mu$ : la masse linéique du tablier = 22 339.81 Kg/m<sup>2</sup>.

$L$ : la longueur de la travée principale = 40m.

$b$ : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

## Chapitre 6 : Répartition Transversale des efforts

$\Psi = 1$  (2) Travées  $\rightarrow b_1 = 0.31$

$b_2 = 0.89$

$b_3 = 0.31$

Pour un ouvrage de classe C, situé en zone III, dans un site S2, le paramètre  $a$  vaut 6.30m/S2.

Zone sismique	IA			IB			II			III		
	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre  $a$

Le paramètre  $b$  quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires ( $L=1$ ,  $\mu=1$ ,  $R(T)=1$  pour toute période  $T$ ). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages ( Figure 4-10).

1 travée $b = 0,41$	2 travées			3 travées		4 travées				
	$\Psi$	$R_1$	$R_2$	$R_3$	$\Psi$	$R_1$	$R_2$	$R_3$		
0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre  $b$

$R_{1(C1)} = \pm$	$1\ 745.19$	$KN$
$R_{1(P1)} = \pm$	$5\ 010.37$	$KN$
$R_{1(C2)} = \pm$	$1\ 745.19$	$KN$

**Tableau 6: Récapitulatif Des Forces Sismiques**

	<i>N (t)</i>	<i>H L(t)</i>	<i>H T(t)</i>
<i>C1</i>	174.52	169.58	154.32
<i>P1</i>	501.04	220.39	306.23
<i>C2</i>	174.52	169.58	154.32

## 2.5 COMBINAISONS DES DIRECTIONS

Les efforts sismique sont découplés suivent les directions suivant :

$$E_1 = E_L \pm 0,3 \times (E_T \pm E_V)$$

$$E_2 = E_T \pm 0,3 \times (E_L \pm E_V)$$

$$E_3 = E_V \pm 0,3 \times (E_L \pm E_T)$$

$E_L$  = Effets de la composante longitudinale du séisme,

$E_T$  = Effets de la composante transversale,

$E_V$  = Effets de la composante verticale

### Combinaison d'actions:

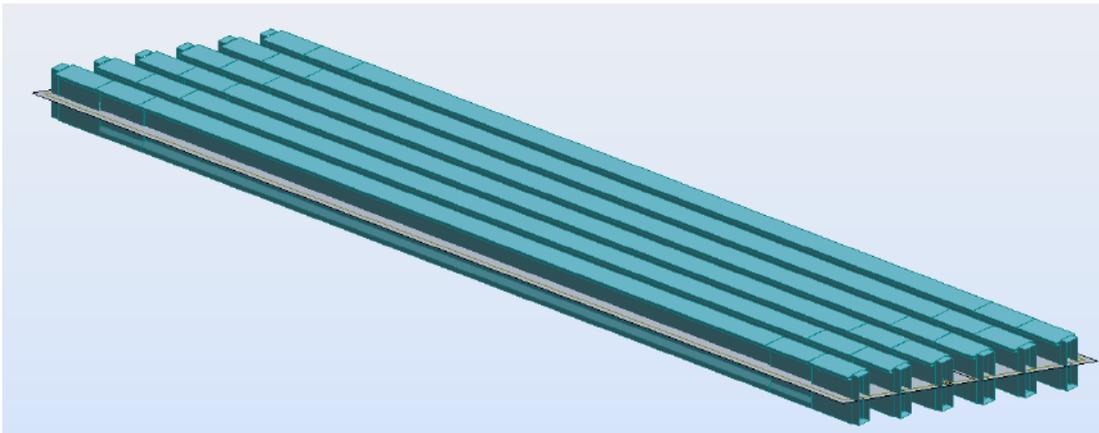
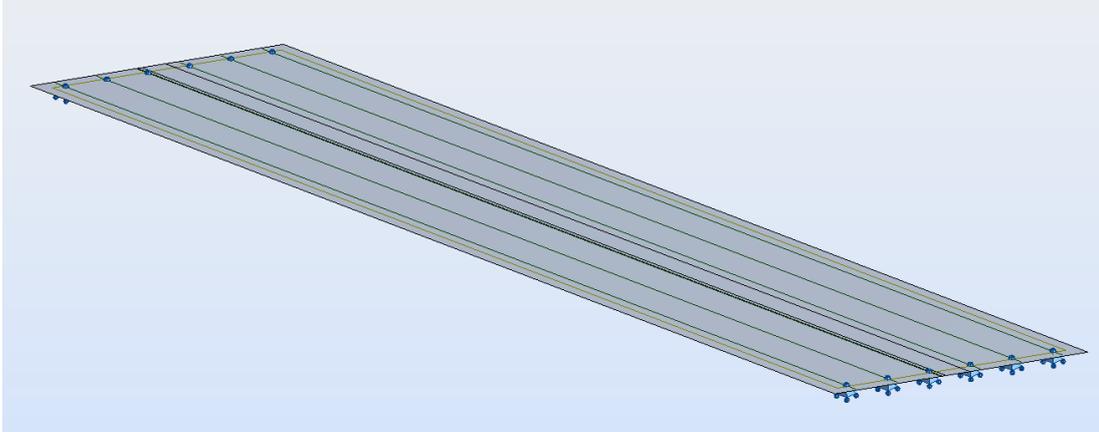
- 1)  $E_1 + PP_P$
- 2)  $E_2 + PP_P$
- 3)  $E_3 + PP_P$  vérification de la capacité portante
- 4)  $- E_1 + PP_P$  ferrailage des pieux
- 5)  $- E_2 + PP_P$
- 6)  $- E_3 + PP_P$  vérification à l'arrachement
- 7)  $PP_P =$  poids propre de l'appui

# Chapitre 7 : Modélisation du tablier

## Chapitre7 :Modélisation du tablier

### Chapitre7 :Modélisation du tablier

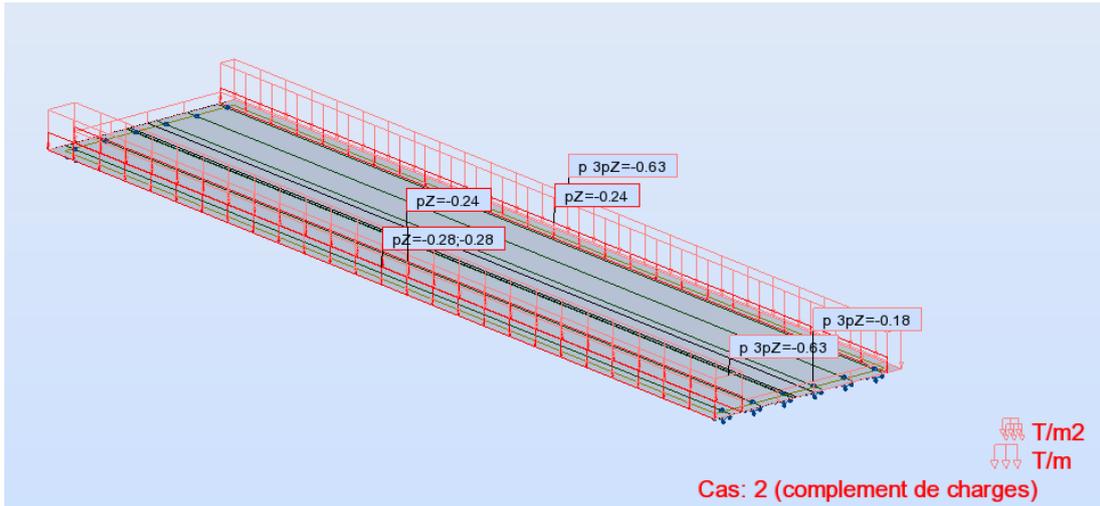
#### Model de calcul



#### 2.4 Système de charge

##### **8.a**                    **Système de charge G (poids propre du tablier).**

## Chapitre7 :Modélisation du tablier



### Système de charge A

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de  $A(l)$  est multipliée par les coefficients  $\alpha_1$  du tableau 4.1

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Tableau 4.1 : coefficients  $\alpha_1$

## Chapitre7 :Modélisation du tablier

### Classe du pont :

Tous les ponts qui ont des chaussées de 7 m et plus de largeur sont des ponts de classe I.

a1=	1	Pour 1 voie chargée
a1=	1	Pour 2 voies chargées
a1=	0.9	Pour 3 voies chargées

Classe de pont	$v_0$
première classe	3,5 m
deuxième classe	3,0 m
troisième classe.	2,75 m

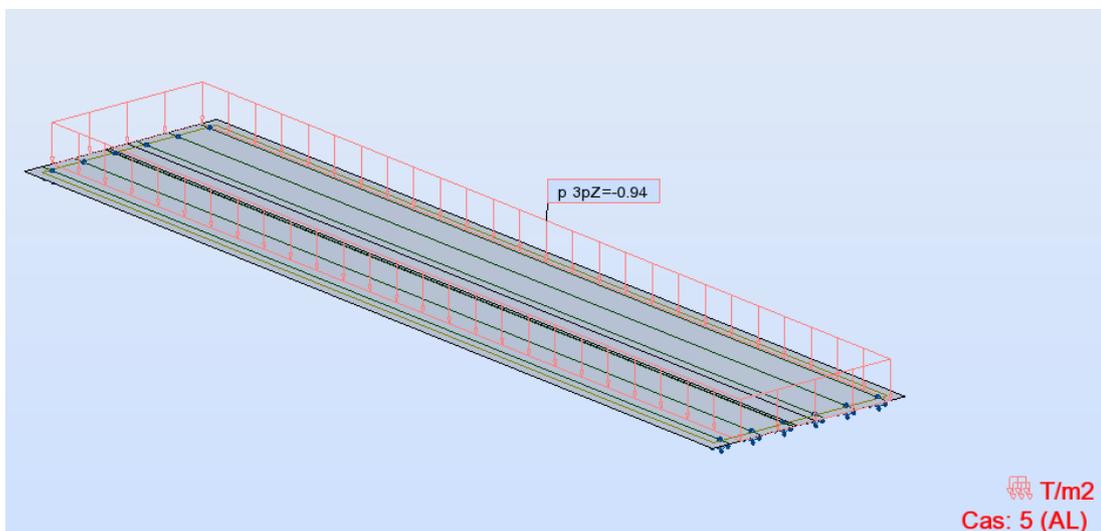
Tableau 4.2 : valeurs de  $v_0$

$$a_2 = \frac{Lv}{Lv_0} = 1$$

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l)$$

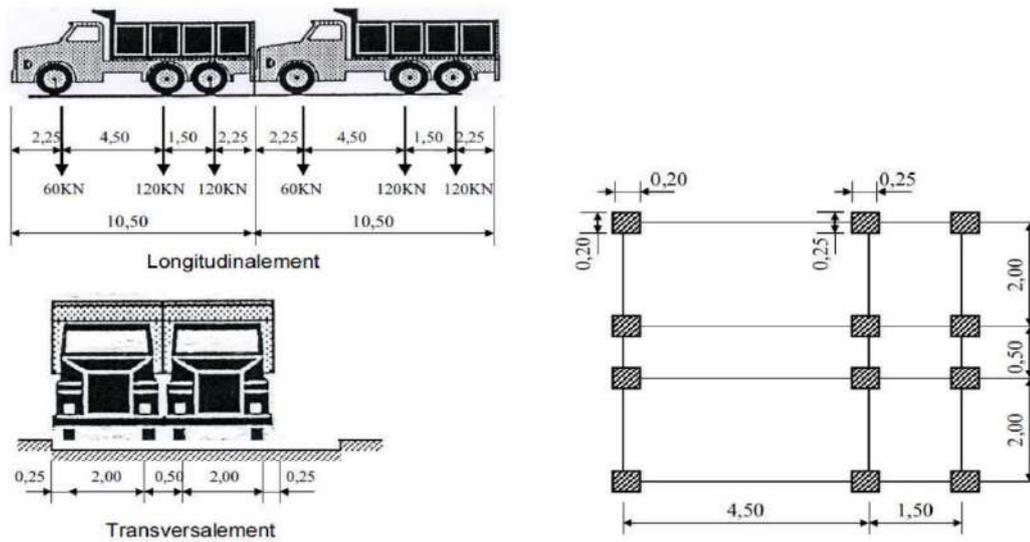
$$\text{Avec : } A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \text{ en (Kg/m}^2\text{), } L = 40.00 \text{ m}$$

$$A(l) = 0.936 \text{ t/m}^2 \rightarrow A = 0.936 \text{ t/m}^2$$



## Chapitre7 :Modélisation du tablier

### 8.a                      Système de charge Bc (RCPR Art.4.5)



**Coefficient bc :**

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Tableau 4.3 : valeurs de  $b_c$

**Détermination du coefficient de majoration dynamique  $\delta_B$  :**

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

L : portée de la travée                      L = 40.00 m

G : poids total du tablier                      G = 893.593t

Q : max. ( $b_c B_c, b_t B_t$ ) = 132 t                      avec :  $b_c = 1.1$  pour 2 voies chargées  
 $\Rightarrow \delta = 1.067$

# Chapitre7 :Modélisation du tablier

**Charges roulantes**

Sélection du convoi  
Norme (catalogue)  
Nom du convoi  
BC  
Nouveau Supprimer  
Enregistrer dans le catalogue

Type de charge	F	X	S
1 force concentrée	F=6	X=0	S=0.5
2 force concentrée	F=6	X=1.5	S=0.5
3 force concentrée	F=3	X=6	S=0.5
4 force concentrée	F=6	X=10.5	S=0.5
5 force concentrée	F=6	X=12	S=0.5

Dimensions du convoi  
b= 4.5 d1= 0 d2= 0  
Unités longueur - (m) force - (T)  
Ajouter Fermer Aide

**Charges roulantes**

Cas  
Numéro Nom Nouveau  
47

Route - polyligne  
Définir Paramètres

Pas (m) Direction de la charge  
1 0, 0, -1

Plan de l'application  
 Automatique  
 Sélectionner  
 Prendre en compte les dimensions du convoi  
 Prendre en compte le contour de la dalle  
Objet: Définir  
Appliquer Fermer Aide

Cas: 6 (BC 2V) Composante 20/41

## 8.a Charges militaires MC120

Coefficients de majoration dynamique :  $\delta_M = 1.063$

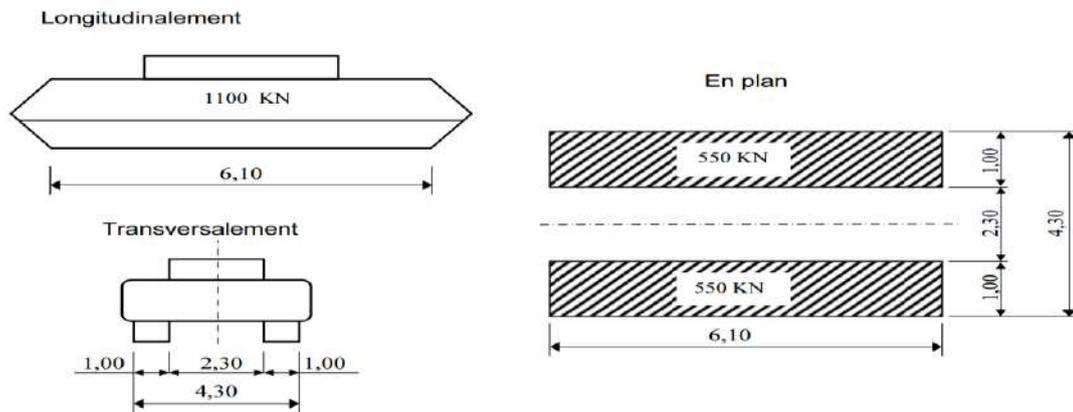


Figure 4.5 : Convoi  $M_c$  120

# Chapitre7 :Modélisation du tablier

**Charges roulantes**

Sélection du convoi  
 Norme (catalogue) : [dropdown]  
 Nom du convoi : MC120  
 Nouveau Supprimer  
 Enregistrer dans le catalogue

Type de charge	P	X	S	DX	DY
1 surfacique uniforme	9.02	0	3.3	6.1	1
2 surfacique uniforme	9.02	36.1	3.3	6.1	1

Dimensions du convoi  
 b= 4.3 d1= 0 d2= 0

Unités : longueur - (m) force - (T)  
 Ajouter Fermer Aide

Charges roulantes  
 Cas : 47  
 Route - polygone : [dropdown] Définir Paramètres  
 Pas (m) : 1 Direction de la charge : 0; 0; -1  
 Plan de l'application :  Automatique  Sélectionner  
 Prendre en compte les dimensions du convoi  
 Prendre en compte le contour de la dalle  
 Objet : [dropdown] Définir  
 Appliquer Fermer Aide

Cas: 7 (MC120) Composante 1/41

## 8.a ConvoiExceptional : D240

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3.5m de bord de la largeur chargeable.

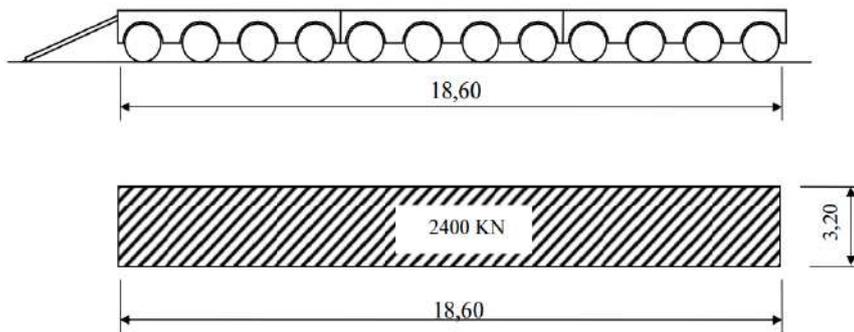
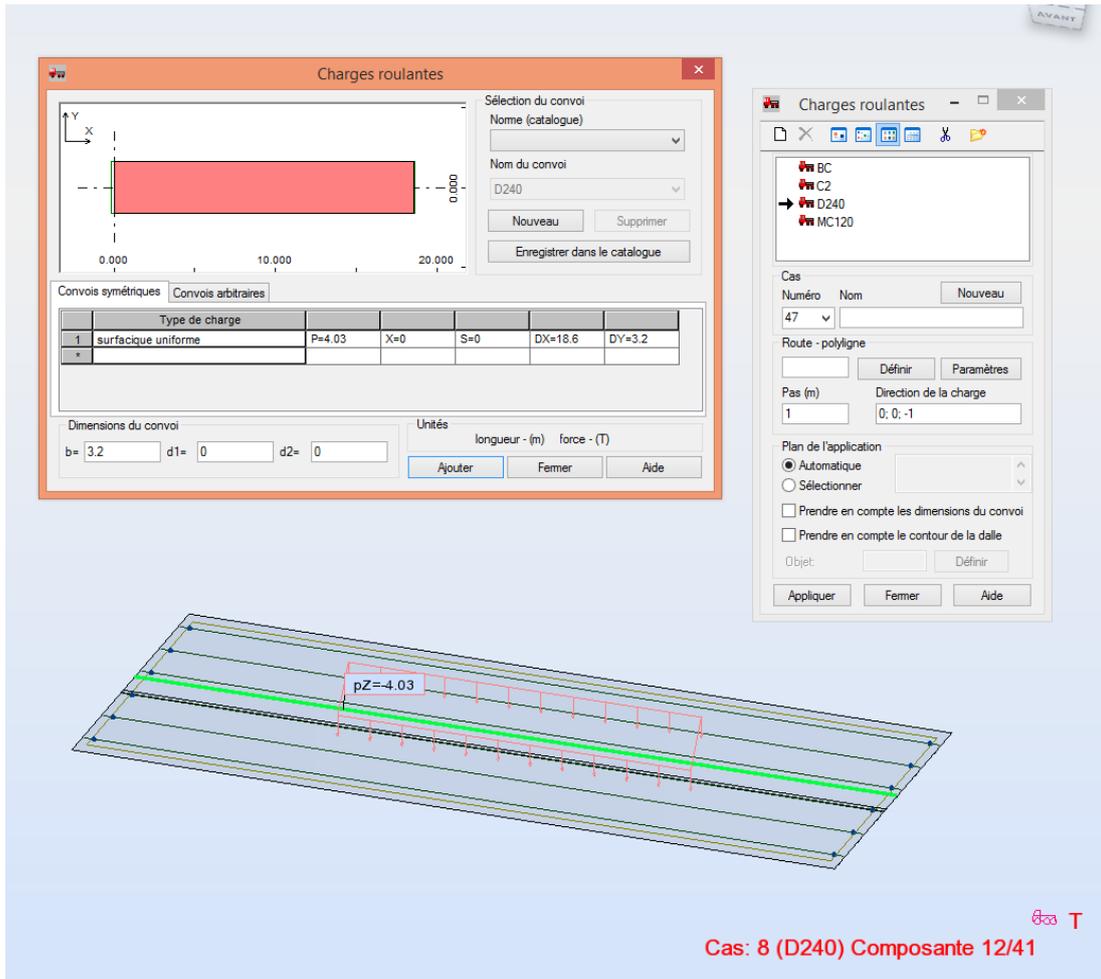


Figure 4.9 : Convoi type D240

$$q_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

# Chapitre7 :Modélisation du tablier



## 2.5 Résultats du modèle de calcul:

### Combinaisons des cas de Charges :

Les valeurs caractéristiques à considérer sont celles définies au chapitre 4, multipliées par les coefficients du tableau 6.2 ci-après qui dépendent de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé.

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes, - Charges sur remblais	1,07	1,2
- Charges militaires, - Charges exceptionnelles	1,0	1,0
- Charges sur trottoirs, - Gardes corps, - Passerelles piétons	1,07	1,0

Tableau 6.2 – Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic

## Chapitre7 :Modélisation du tablier

### ELU

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times W$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times W$$

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W$$

### ELS

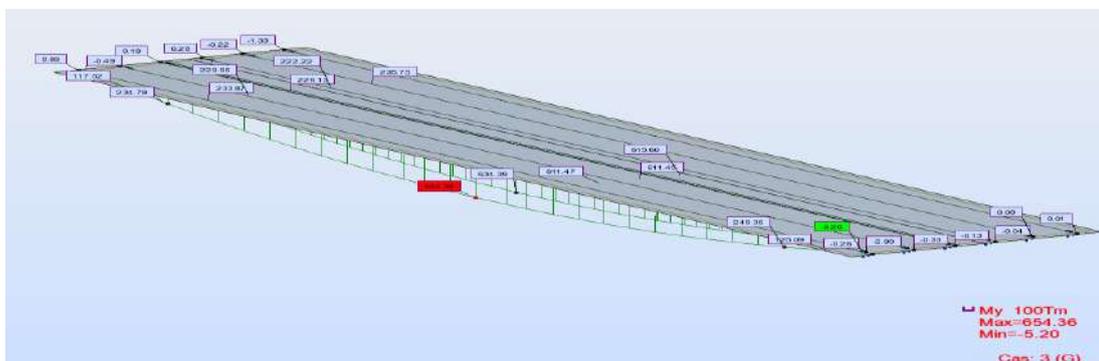
$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp} + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$$

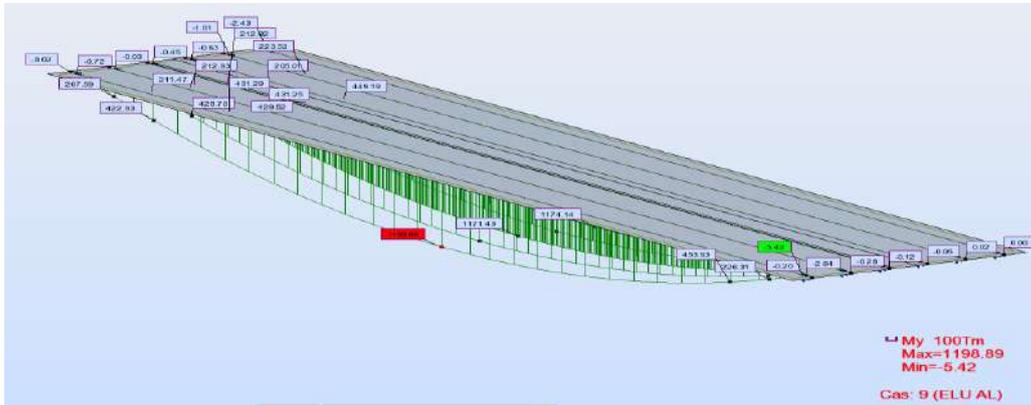
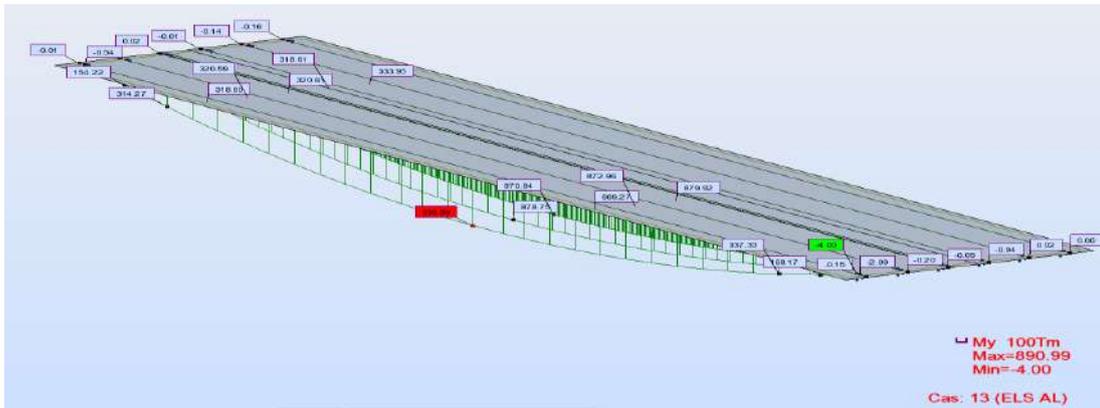
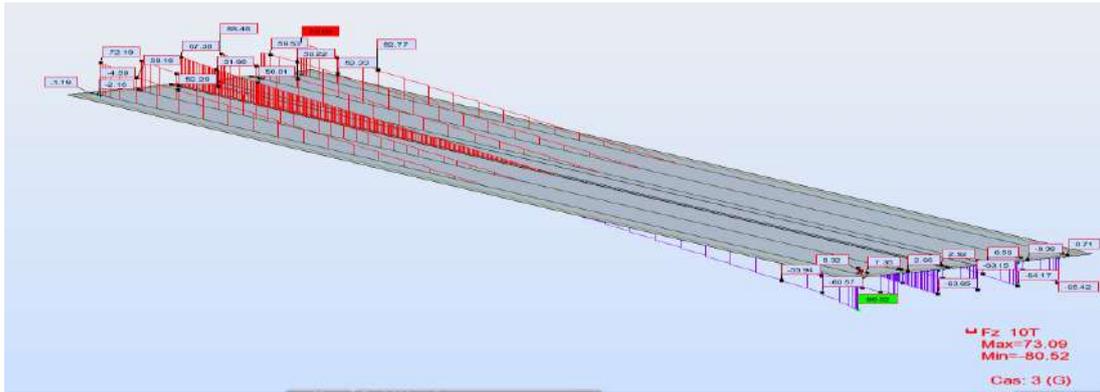
$$G_{\max} + G_{\min} + T$$

$$G_{\max} + G_{\min} + \Delta\theta$$

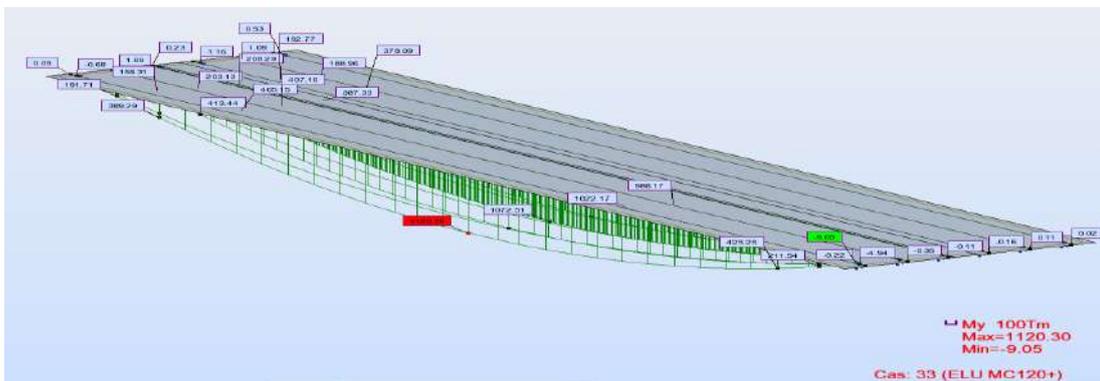
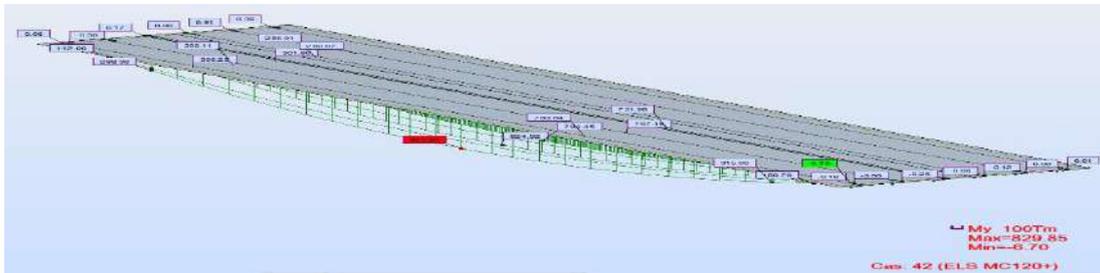
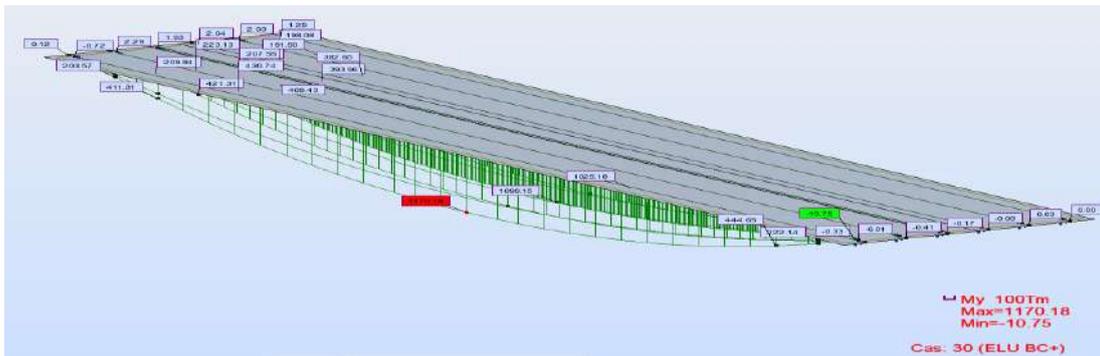
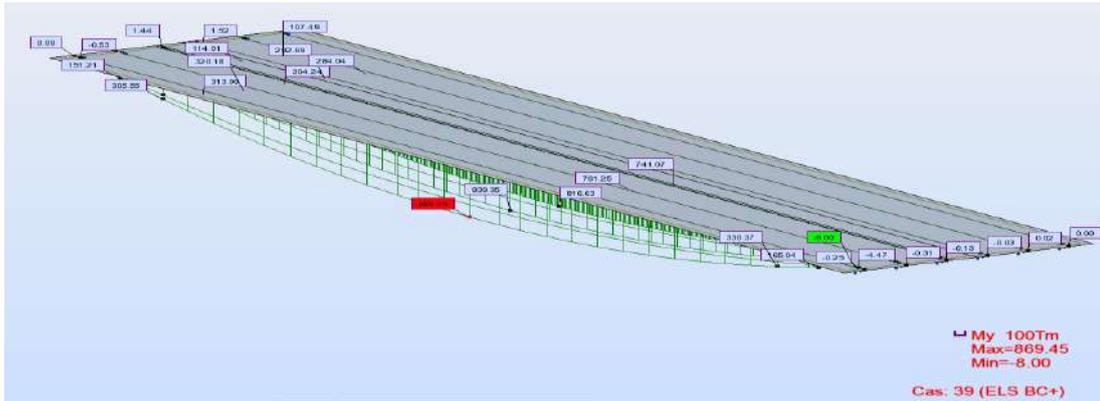
$$G_{\max} + G_{\min} + W$$



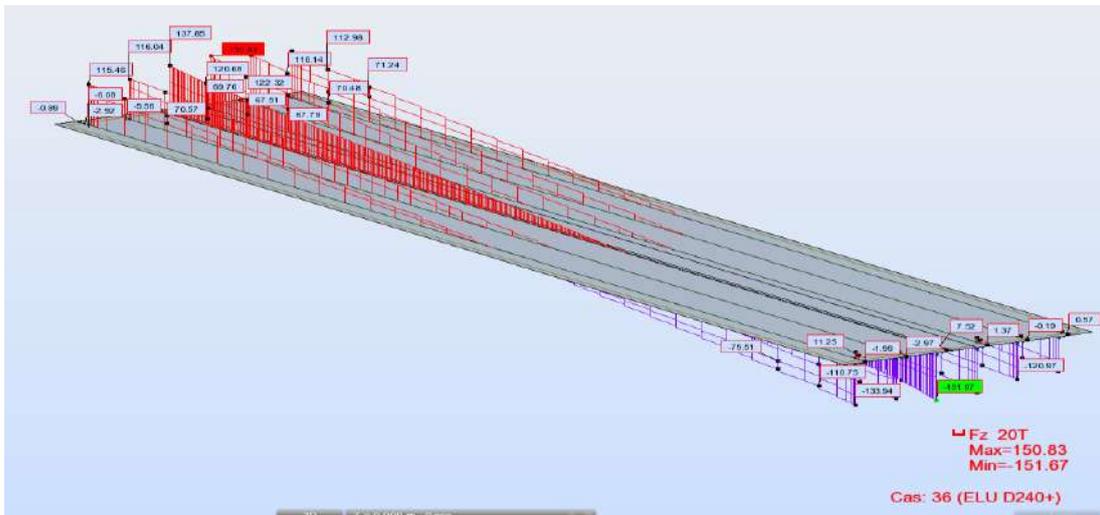
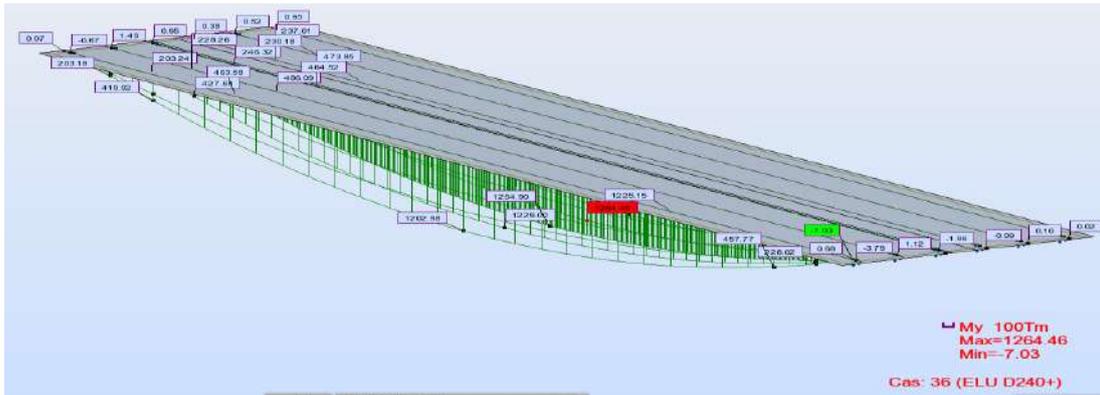
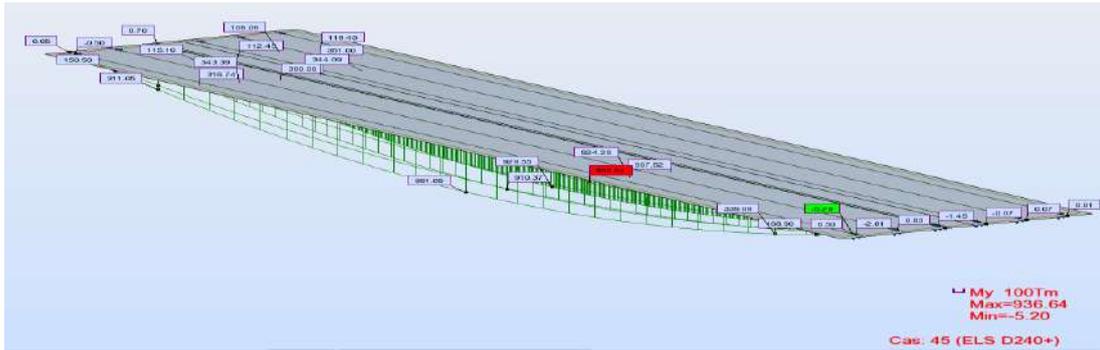
# Chapitre7 :Modélisation du tablier



# Chapitre7 :Modélisation du tablier



# Chapitre7 :Modélisation du tablier



# **Chapitre 8 :**

## **Etude de la précontrainte**

**Chapitre 8 : Etude de la précontrainte**

**8.1 ETUDE DE LA PRECONTRAITE :**

Le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance en compression par contre, une faible résistance en traction, d'où l'intérêt à chercher un moyen d'utiliser le maximum de la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Les constructions précontraintes sont des constructions soumises à un système d'effort permanent créé artificiellement dans le but de déterminer les contraintes permanentes qui composées avec les contraintes dues aux charges permanentes et aux surcharges engendrent les contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité.

Autrement dit, en béton précontraint, le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées admissibles.

Pour les justifications des seules contraintes normales vis-à-vis des états limites de service, les constructions, éléments de construction ou section sont rattachés l'une des trois classes de vérification I, II ou III classées en ordre de sévérité décroissante. Pour l'ouvrage étudié le calcul se fait en classe II. En classe II, Le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage  $1.5 = f_{tj}$

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.

**8.2 Caractéristiques des matériaux :**

Nombre de torons par câble : 12T15S

Section nominale de l'acier :  $A_P = 1800 \text{ mm}^2$

Diamètre de la gaine :  $\phi = 80.10^{-3} \text{ m}$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

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

Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1640$  MPa.

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,18$  rad-1.

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0.002$  m-1.

Le module d'élasticité longitudinal (EP) pour les torons 195000 MPa.

Coefficient de Relaxation des câbles à 1000 heures  $\rho = 2.5\%$   $\rho = 2,5\%$ .

Coefficient de Recul d'encrage  $g = 6 \times 10^{-3}$  m.

### 8.3 Détermination de l'effort de précontrainte :

La valeur minimale du précontraint est donnée par l'expression suivante :

$$P_{min} = Sup(P_I \times P_{II}).$$

Avec:

$$P_I = \frac{\Delta M + \rho_n \cdot B_n \cdot (v \overline{\sigma_{bt2}} + v' \overline{\sigma_{bt1}})}{\rho_n \cdot h} \text{ (section sous critique)}$$

$$P_{II} = \frac{\rho_n \cdot v \cdot B_n \cdot \overline{\sigma_{bt2}} + M_{max}}{\rho_n \cdot v + v' - d'} \text{ (section sur critique)}$$

**8.4 Moments dû au poids propre et aux surcharges :**

Les charges appliquées sur la poutre sont le poids propre du tablier (dalle, trottoir....) et les surcharges roulantes (AL, Bc, Mc120, D240, surcharges trottoirs.....), les combinaisons d'actions sont les suivants selon

ELU :

$$\begin{aligned} &1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta \\ &1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times T + 1,5 \times 0,5 \times \Delta\theta \\ &1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q_r + 1,5 \times 0,6 \times W \\ &1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 \times 0,6 \times W \\ &1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 W \end{aligned}$$

ELS

$$\begin{aligned} &G_{\max} + G_{\min} + Q_r + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta \\ &G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp} + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta \\ &G_{\max} + G_{\min} + T \\ &G_{\max} + G_{\min} + \Delta\theta \\ &G_{\max} + G_{\min} + W \end{aligned}$$

Soit à L'ELS:  $\begin{cases} M_{\max} = M(G + D240) = 9.780 MN.m \\ M_{\min} = M(G) = 6.579 MN.m \end{cases}$

Pour le calcul Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section la sollicité la section médiane (poutre + dalle

### 8.5 Caractéristiques brute de la poutre :

Tableau 7:Tableaux LES CARACTIRISTIQUE BRUTE DE LA POUTER

$$B_{br} = 1,169m^2 \rightarrow B_n = 0,95B_{br} = 1,111m^2$$

$$I_{br} = 0,679m^4 \rightarrow I_n = 0,9I_{br} = 0,611m^4$$

$$v' = 1,438 \text{ m}, v = 0,812 \text{ m}, \rho_n = \frac{I_n}{B_n \times v \times v'} = 0,471$$

D'où :  $\Delta M = 3.20MN.m$

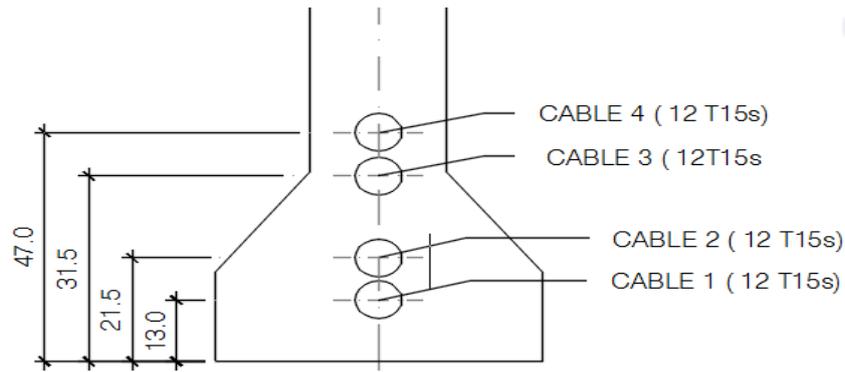
$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{t28} = -4,5MPa \\ \overline{\sigma_{bt2}} = -f_{t28} = -3.0MPa \end{cases}$$

Avec  $f_{c28} = 40MPa$  et  $f_{t28} = 3.0MPa$

### 8.6 Détermination du nombre de câbles :

On suppose quatre câbles (n=4) :

	about		médiane		médiane	
	Poutre	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
<b>B (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1.257</b>	<b>1.625</b>	<b>0.731</b>	<b>1.235</b>	<b>0.869</b>	<b>1.099</b>
<b>Périmètre</b>	<b>6.025</b>	<b>7.385</b>	<b>6.352</b>	<b>7.635</b>	<b>6.277</b>	<b>7.712</b>
<b>v' (cm)</b>	<b>1.042</b>	<b>1.287</b>	<b>1.028</b>	<b>1.358</b>	<b>1.034</b>	<b>1.395</b>
<b>V (cm)</b>	<b>0.958</b>	<b>0.963</b>	<b>0.972</b>	<b>0.892</b>	<b>0.966</b>	<b>0.855</b>
<b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>0.448</b>	<b>0.783</b>	<b>0.347</b>	<b>0.679</b>	<b>0.369</b>	<b>0.643</b>
<b>i<sup>2</sup>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>0.356</b>	<b>0.482</b>	<b>0.475</b>	<b>0.550</b>	<b>0.425</b>	<b>0.585</b>
<b>ρ</b>	<b>0.357</b>	<b>0.389</b>	<b>0.475</b>	<b>0.454</b>	<b>0.425</b>	<b>0.491</b>



**Tableau 8: Disposition des câbles dans la section médiane**

$$\phi = 0.08 .$$

n: nombre de câble

$$\begin{cases} P_I = -1.221MN \\ P_{II} = 5.639MN \end{cases}$$

$$P_{min} = \max(P_I, P_{II}) = 5.639MN .$$

$$e_0 = -(v' - d') = -(1,358 - 0,32) = -1.038m .$$

$$P_0 = \min(0,8 \cdot f_{prg} \cdot A_p; 0,9 \cdot f_{peg} \cdot A_p) = \min(0,8 \cdot 1800 \cdot 1860 \cdot 10^{-6}; 0,9 \cdot 1640 \cdot 1800 \cdot 10^{-6}) .$$

$$\mathbf{P_0 = 2.657MN.}$$

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, on doit estimer les pertes totales à 32%.

**D'où :**

$$\mathbf{P = P_0 - 0,32 \times P_0 = 0,68 \times P_0.}$$

$$\mathbf{P_{min} \leq 0,68np_0. \rightarrow n \geq 3.12 \quad n=4câbles}$$

### **8.6.2 Vérification de la borne supérieure de précontrainte :**

Cette vérification revient à s'assurer que P0 n'est pas excessive.

On estime les pertes à 32% de P0,

$$P_{min} = P_0 - \Delta P = 0,68P_0 = 1,807 MN .$$

$$P_{min} \cdot n \leq \overline{\sigma}_{bc} B_n - \frac{\Delta M}{\rho h} .$$

$$1,807 \times 4 \leq 24 \times 1,173 - \frac{3,25}{0,430 \times 2,25} MN .$$

$$7.23 \leq 24.80 \text{ (vérifiée)} \quad \text{Donc } P_0 \text{ n'est pas excessive.}$$

**8.a Détermination du nombre de câble à l'about :**

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P0.

D'où :  $P_m = 0,9 P_0 = 2.39 \text{ MN}$ .

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

$$\begin{cases} \text{Fibresupérieure : } & \sigma_{\text{sup}} \geq \overline{\sigma}_{bt} \\ \text{Fibreinférieure : } & \sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

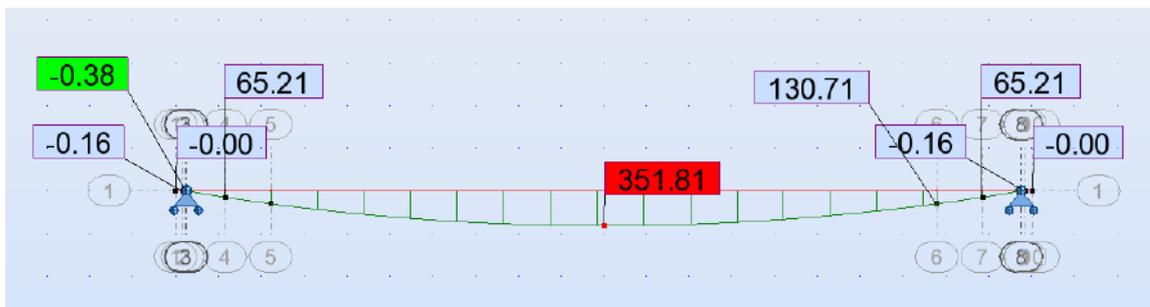
$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1,5 f_{ty} = \overline{\sigma}_{bt} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6 f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$B_n = B_{(p+d)} - n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$I_n = I_{br} - B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - [B(\phi) \sum (y_i - v'_n)^2]$$

Bbr (m²)	Bn (m²)	Ibr (m4)	In (m)	v (m)	v' (m)	e0 (m)	(m)
0,731	0.7109	0.3470	0.3360	0.972	1.028	-0.728	

$M_{min} = M_{gpoutre} = 3.5181 \text{ MN m}$ .



**Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7: RESULTA DES MOMENT PAR Robot**

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

$$\begin{cases} -\sigma_{sup} = 8.51 \geq -4,5 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = -2.075 \leq 24 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} n \leq 8.775 \\ n \leq 4.069 \end{cases} \quad \text{On choisit } n = 4 \text{ câbles.}$$

**Conclusion :**

On place quatre câbles à l'about.

### 8.6.4 Vérification des contraintes dans la section médiane :

Au 7ème jour :

On tire les 4 câbles d'about à 50% de  $P_0$  et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$f_{t7} = 2.19 \text{ MPa} \quad f_{c7} = 26.49 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c7} = 15.894 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{t7} = -3.284 \text{ MPa}.$$

$$P = 0,5(P_0 - (0,1P_0))n = 4.78224 \text{ MN}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 6.83 \geq -3.284 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = 6.84 \leq 15.894 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Vérifiée}).$$

**Tableau 9: contraintes dans la section médiane Au 7ème jour**

J	7.00						
$f_{c7}$	26.49	$\sigma_{sup}$	6.83	>	$\overline{\sigma}_{bt}$	-3.284	Vérifiée
$f_{c7}$	2.19	$\sigma_{inf}$	6.84	<	$\overline{\sigma}_{bc}$	15.894	Vérifiée

Au 28ème jour :

On tire les 4 câbles d'about à 100% de  $P_0$  et en estimant les pertes à la mise en tension à 10%.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{t28} = -4.4 \text{ MPa}.$$

$$P = 0,9P_0n = 9.564 \text{ MN}$$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

$$3.546 \geq -4,5\text{MPa} \quad 23.934 \leq \text{MPa} \quad (\text{Vérifiée}).$$

**Tableau 10: contraintes dans la section médiane Au 28ème jour**

J	28						
Fc <sub>28</sub>	40	$\sigma_{sup}$	3.487	>	$\overline{\sigma}_{bt}$	-4.500	Vérifiée
Fc <sub>28</sub>	3	$\sigma_{inf}$	23.995	<	$\overline{\sigma}_{bc}$	24.000	Vérifiée

### 8.7 Conclusion :

Les phases de mise en tension sont les suivantes :

- ✓ 1ère famille : (4 câbles à l'about).
- ✓ Tirés à 50% de P<sub>0</sub> au 7ème jour.
- ✓ Tirés à 100% de P<sub>0</sub> au 28ème jour.

### 8.8 Disposition constructive des câbles :

#### Section d'about :

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

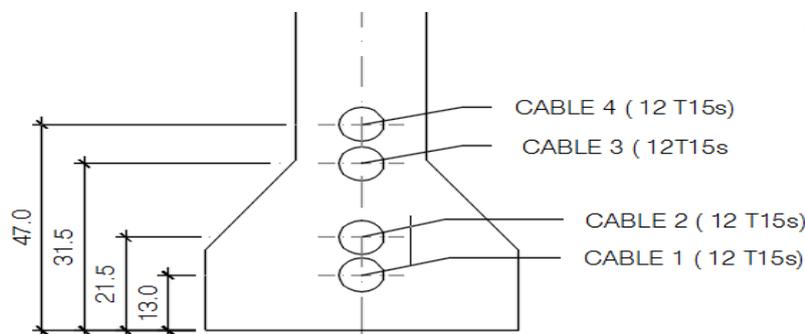
$$\sum \frac{M}{f_{t\text{inf}}} = 0 \Rightarrow 2Pv' = d_1 \cdot P_1 + P_2(d_2 + y) + P_3(d_3 + y) + P_4(d_4 + y).$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = Pv' = 1.042m.$$

On fixe:  $d_1 = 0,55m$   $d_2 = 0,90m$   $d_3 = 1,35m$   $d_4 = 1,70m$

#### Section médiane :

En respectant la distance limites autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante :



**Figure** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. **-8Disposition des câbles dans la section médiane**

**8.a Détermination De L'angle De Relevage :**

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

$$\text{Arc sin} \left( \frac{V_m - \bar{V}}{p} \right) \leq a \leq \text{Arc sin} \left( \frac{V_m - \bar{v}}{p} \right) \dots \dots (VII - 3)$$

Avec : l'optimum théorique de l'angle de relevage est donnée par la formule suivant :

$$a_{opt} = \text{Arc sin} \left( \frac{V_m - v_m}{2p} \right)$$

$\bar{v}$ : Effort Tranche limite que peut supporter la section d'about

$$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8 \cdot h$$

$\bar{\tau}$  : contrainte tangentielle limité en état limite de service

$$\bar{\tau} = (0,4 \cdot f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right))^{\frac{1}{2}}$$

$\sigma_x$ : contrainte normale au niveau de la fibre neutre

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Avec :  $P = 0,68 \cdot n \cdot P_0 = 0,68 \times 4 \times 2,657 = 7,227 \text{ MN}$ .

$$B_n = B_{(P+d)} - n \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$b_n$ : largeur nette  $b_n = b_0 - m \cdot K \cdot \phi$

Avec :

$m = 1$  : nombre de gaines par lit.

$K = 0,5$  Gaine injectée au coulis de ciment.  $\phi = 0,08 \text{ m}$ .

$V_m$ : Effort tranchant à vide (G).  $V_m = 0,7463 \text{ MN}$ .

$V_M$ : Effort tranchant en charge sous (G+D240).  $V_M = 1,5596 \text{ MN}$ .

$B_{(P+d)} = 1,625 \text{ m}^2$ .

$$B_n = B_{(P+d)} - n \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 1,605 \text{ m}^2 \quad b_n = 0,60 - (1 \times 0,5 \times 0,08) = 0,560 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 3,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 2,821 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 2,420 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 2,439 \text{ MN}$$

$$\alpha' = -11,761^\circ$$

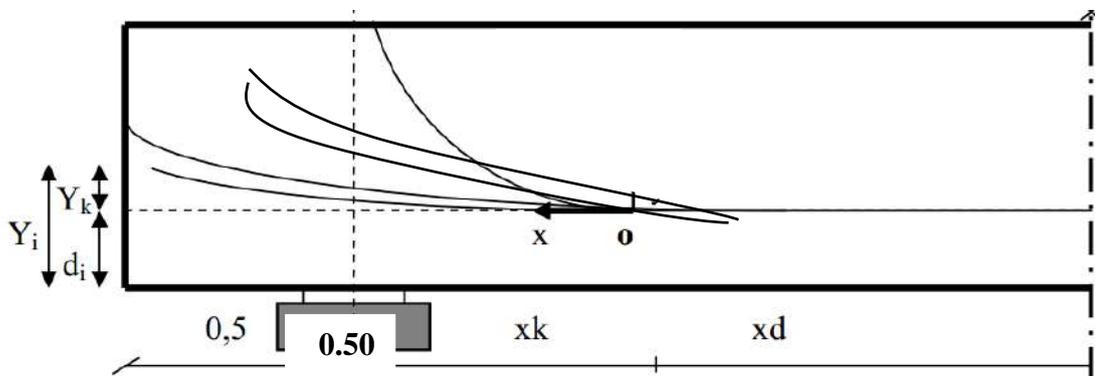
$$\alpha'' = 51,175^\circ$$

$$\alpha_{opt} = 16.715^\circ$$

On fixe :  $\alpha_1 = 6.62^\circ$   $\alpha_2 = 5.26^\circ$   $\alpha_3 = 3.83^\circ$   $\alpha_4 = 2.41^\circ$

**8.B Détermination De  $X_k$  :**

Les câbles sont d'un tracé parabolique sur une distance de  $(X_K + 0.45)m$ .  $(X_K + 0,45)m$  Le repère  $(x, y)$  a pour origine le point  $(0)$  à partir duquel les câbles deviennent rectilignes.



**Figure -9 :Tracé des câbles**

Pour les câbles d'about :

$$y = a \cdot x^2 \quad ; \quad tg\alpha(x) = \frac{dy}{dx} = 2 \cdot a \cdot x$$

Lorsque :  $x = x_K \Rightarrow tg\alpha = 2 \cdot a \cdot x_K \Rightarrow a = tg\alpha / 2 \cdot x_K$  .....(1).

Lorsque:  $X = X_K + 0.50$ ,  $tg\alpha = 2a \cdot (X_K + 0.50) \rightarrow y_i = a \cdot (X_K + 0.50)^2$  .....(2).

$$y_i = tg\alpha(x_K + 0,5)^2 / 2 \cdot x_K.$$

$$x_K^2 - \left(\frac{2 \cdot y_i}{tg\alpha} - 1\right) x_K + 0,25 = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$y_K = Y_i - d_i$$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 11: Valeur De  $y_{kEt_x_K}$**

Câble	$\alpha_i$ (m)	$y_i$ (m)	$y_K$ (m)	XK (m)	$\alpha_i$ (m)	$d_i$ (m)
1	6.6200	0.5500	0.4200	18.0000	0.0012	0.1300
2	5.2600	0.9000	0.6850	18.5000	0.0019	0.2150
3	3.8300	1.3500	0.9650	19.0000	0.0026	0.3850
4	2.4100	1.7000	1.2300	19.2500	0.0032	0.4700

### **8.c Position et analyse de chaque câble en différentes sections :**

Les équations paraboliques des différents câbles sont :

$$y_i = a_i(x_{Ki} - x_i)^2 + d_i \operatorname{tg} \alpha_i = 2a_i(x_{Ki} - x_i)$$

Les positions et angles dans les différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 12: Position et analyse de chaque câble en différentes sections**

Position		-0.50	0	L/8		L/4	3L/8	L/2
				-e	+e			
caractéristique								
1	$y_i$ (m)	0.5523	0.530	0.343	0.343	0.214	0.144	0.130
	$\alpha_i$ (rd)	2.473	2.543	1.855	1.855	1.166	0.477	0.000
2	$y_i$ (m)	0.904	0.868	0.569	0.569	0.361	0.244	0.215
	$\alpha_i$ (rd)	3.928	4.037	2.976	2.976	1.912	0.847	0.000
3	$y_i$ (m)	1.355	1.306	0.894	0.894	0.603	0.434	0.385
	$\alpha_i$ (rd)	5.392	5.537	4.122	4.122	2.702	1.279	0.000
4	$y_i$ (m)	1.706	1.644	1.125	1.125	0.756	0.538	0.470
	$\alpha_i$ (rd)	6.778	6.957	5.206	5.206	3.446	1.679	0.000
Câble	$y_i$ (m)	1.129	1.087	0.733	0.733	0.484	0.340	0.300
	$\alpha_i$ (rd)	4.643	4.768	3.540	3.540	2.307	1.071	0.000

**8.8.d Calcul des caractéristiques nettes et homogènes des sections :**

**A. Caractéristiques géométriques nettes :**

$$B_n = B_{br} - nB(\phi) \text{ avec } B(\phi) = \frac{\pi Q^2}{4} : \begin{cases} n : \text{nombre de trous} \\ \phi : \text{diamètre de la gaine} \end{cases}$$

$$v'_{net} = \frac{v'_{brut} B_{brut} - \sum y_i B(\phi)}{B_{net}} \text{ et } v_{net} = h - v'_n$$

$$I_n = I_{br} - B_{br} (v'_n - v'_{br})^2 - [B(\phi) \sum (y_i - v'_n)^2]$$

$$\rho_{net} = \frac{I_{net}}{v'_n * v_n * B_n}$$

Les résultats de la poutre seule et la poutre plus dalle sont représentés respectivement dans les tableaux suivant :

**Tableau 13: Caractéristiques géométriques nettes de poutre+dalle et poutre seul.**

Section		about		médiane	médiane		
Nombre de câble		4	4	4	4	4	4
Position		-0.5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Caractéristique							
Bn (cm <sup>2</sup> )	P	1.237	1.237	0.711	0.711	0.711	0.711
	P+D	1.605	1.605	1.215	1.215	1.215	1.215
v'n (cm)	P	1.041	1.041	1.036	1.047	1.048	1.052
	P+D	1.289	1.290	1.368	1.372	1.375	1.376
vn (cm)	P	0.959	0.959	0.964	0.953	0.952	0.948
	P+D	0.961	0.960	0.882	0.878	0.875	0.874
In (cm <sup>4</sup> )	P	0.417	0.419	0.332	0.337	0.340	0.340
	P+D	0.734	0.737	0.651	0.662	0.666	0.667
Pn	P	0.337	0.339	0.467	0.476	0.479	0.480
	P+D	0.369	0.371	0.444	0.452	0.456	0.456

**B. Caractéristiques géométriques homogènes :**

$$B_h = B_n + K \cdot n \cdot A_p$$

Avec :

$K = 5$  : Coefficient d'équivalence.

$n$  : Nombre de trous.

$A_p$  : Section des câbles.

$$v'_h = \frac{B_n v'_n + 5 A_p \cdot \sum y_i}{B_h} \text{ et } v_h = h - v'_h$$

$$I_h = I_n + B_n (v'_h - v'_n)^2 + 5 \sum (v'_h - y_i)^2 A_p$$

$$\rho_h = \frac{I_h}{v'_h \cdot v_h \cdot B_h}$$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

Les caractéristiques géométriques homogènes de la poutre plus dalle sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 14:Caractéristiques Géométriques Homogènes (Poutre + Dalle)**

Position	-0.5	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Caractéristique						
<b>Bh (m2)</b>	<b>1.641</b>	<b>1.641</b>	<b>1.251</b>	<b>1.251</b>	<b>1.251</b>	<b>1.251</b>
<b>V'h (m)</b>	<b>1.285</b>	<b>1.285</b>	<b>1.350</b>	<b>1.347</b>	<b>1.345</b>	<b>1.345</b>
<b>Vh (m)</b>	<b>0.965</b>	<b>0.965</b>	<b>0.900</b>	<b>0.903</b>	<b>0.905</b>	<b>0.905</b>
<b>Ih (m4)</b>	<b>0.742</b>	<b>0.745</b>	<b>0.668</b>	<b>0.691</b>	<b>0.704</b>	<b>0.708</b>
<b>ph</b>	<b>0.365</b>	<b>0.366</b>	<b>0.440</b>	<b>0.454</b>	<b>0.463</b>	<b>0.465</b>

### **8.9.Calcul des pertes dans les armatures de précontrainte :**

Pertes de tension instantanées.

Pertes de tension différées.

#### **A- Pertes instantanées:**

- Pertes par frottement.
- Pertes par glissement.
- Perte par raccourcissement du béton.

#### **B-Pertes Par Frottement :**

L'expression de la tension le long du câble et de la perte sont donnée par la relation suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} [1 - f_{sc} \alpha(x) - \varphi \cdot x]$$

$$(\Delta\sigma_p)_{f_{rot}} = \sigma_{p_0} - \sigma_p(x)$$

$\sigma_{p_0}$ :  $\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine.

$f$  : coeffitiondefrottementencourbeetvaut0,05rad<sup>-1</sup>.

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

$\alpha$  : La déviation angulaire du câble à une distance ( $x$ ) de l'origine.

$$\alpha(x) = \theta(x) - \theta(0)$$

$\theta(x)$  : Angle du câble à une distance ( $x$ ).

$\theta(0)$  : Angle du câble à  $x=0$

$\varphi$  : Coefficient de perte de tension par unité de longueur.

$$\emptyset (m-1) = 0.002.$$

$$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{A_p} = \frac{2.657}{1800} 10^6 = 1476 MN.m$$

**Tableau 15: Le résultat de calcul des pertes par frottement en différentes sections**

Le résultat de calcul des pertes par frottement en différentes sections sont donnés dans le tableau suivant Tableau

Pertes par frottement en différentes sections

		0	0.50	5.3750	19.750	10.2500	15.1250	20.00
CABL	POSITIO	-0.50	0	L/8	X <sub>K</sub>	L/4	3L/8	L/2
1	$\alpha$ (rd)	0.000	0.001	0.011	0.043	0.023	0.035	0.043
	$\sigma_p$ (x)	1476.00	1474.19	1457.26	1409.92	1439.684	1422.098	1405.494
	$\Delta\sigma_p$ (x)	0.000	1.803	18.731	66.078	36.316	53.902	70.506
2	$\alpha$ (rd)	0.000	0.002	0.017	0.069	0.035	0.054	0.069
	$\sigma_p$ (x)	1476.00	1474.02	1455.71	1401.69	1436.392	1417.062	1398.744
	$\Delta\sigma_p$ (x)	0.000	1.980	20.285	74.304	39.608	58.938	77.256
3	$\alpha$ (rd)	0.000	0.003	0.022	0.094	0.072	0.094	0.094
	$\sigma_p$ (x)	1476.00	1473.85	1454.24	1393.43	1426.670	1406.350	1391.959
	$\Delta\sigma_p$ (x)	0.000	2.148	21.756	82.565	49.330	69.650	84.041
4	$\alpha$ (rd)	0.000	0.003	0.027	0.120	0.089	0.118	0.120
	$\sigma_p$ (x)	1476.00	1473.69	1452.84	1385.84	1422.100	1399.922	1385.110
	$\Delta\sigma_p$ (x)	0.000	2.306	23.154	90.152	53.900	76.078	90.890
1ère	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0.000	2.059	20.982	78.275	44.789	64.642	80.673

Pertes par reculd'ancrage :

La perte est donnée par :  $(\Delta\sigma_p) = \sigma_{p(x)} - \sigma'_{p(x)}$

$\sigma_p$  (MPa)

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

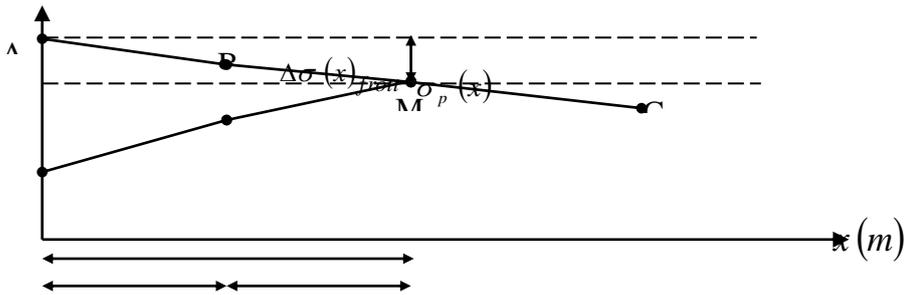


FIGURE 14 :Perte par glissement.

Câble 1 :

$$gEp = 6.10^{-3} \times 195000 = 1170 \text{ MPa.m}$$

On suppose que:  $M \in [AB]$ .

$$d = \sqrt{\frac{gEp \cdot l_{AB}}{\sigma_A - \sigma_B}} \text{ Avec : } l_{AB} = x_{K1} = 18.50m$$

**Tableau 16: Le résultat de calcul des Perte par glissement en différentes sections**

		0	0.50	5.3750	19.750	10.2500	15.1250	20.00
CABLE	POSITION	-0.50	0	L/8	X <sub>K</sub>	L/4	3L/8	L/2
1	$\sigma_p(x)$	1476.000	1474.197	1457.269	1409.922	1439.684	1422.098	1405.494
	$\sigma'_p(x)$	1346.710	1348.513	1365.441	1412.788	1383.026	1400.612	1417.216
	$(\Delta\sigma)_g(x)$	129.290	125.684	91.828	0.000	56.658	21.485	0.000
2	$\sigma_p(x)$	1476.000	1474.020	1455.715	1401.696	1436.392	1417.062	1398.744
	$\sigma'_p(x)$	1340.714	1342.695	1360.999	1415.018	1380.323	1399.652	1417.970
	$(\Delta\sigma)_g(x)$	135.286	131.325	94.715	0.000	56.069	17.411	0.000
3	$\sigma_p(x)$	1476.000	1473.852	1454.244	1393.435	1426.670	1406.350	1391.959
	$\sigma'_p(x)$	1335.232	1337.379	1356.988	1417.797	1384.562	1404.882	1419.273
	$(\Delta\sigma)_g(x)$	140.768	136.473	97.256	0.000	42.107	1.467	0.000
4	$\sigma_p(x)$	1476.000	1473.694	1452.846	1385.848	1422.100	1399.922	1385.110
	$\sigma'_p(x)$	1329.840	1332.146	1352.995	1419.992	1383.741	1405.918	1420.730
	$(\Delta\sigma)_g(x)$	146.160	141.548	99.851	0.000	38.359	0.000	0.000
1ère	$(\Delta\sigma)_g$	137.876	133.757	95.913	0.000	48.298	10.091	0.000

$$d = \sqrt{\frac{1170 \times 18.50}{1476 - 1409.922}} = 18.10m$$

$$d = 18.10 \text{ m} < l_{AB} = 18.50m. \text{ D'ou } M \in [AB] \Rightarrow M \notin [BC]$$

$$(\sigma_A - \sigma_B)L_{AB} + (\sigma_B - \sigma_C) \cdot \frac{x^2}{l_{BC}} + 2x \cdot \frac{l_{AB}}{l_{BC}} (\sigma_B - \sigma_C) = gEp$$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

$\sigma_A$  : Contrainte à l'origine.  $\sigma_M$  : est calculée à partir des triangles semblables :

$\sigma_B$  : Contrainte à l'abscisse  $x$ .  $\sigma_C$  : Contrainte à  $L/2$ .

$$\sigma_M = \sigma_B + \frac{\sigma_C - \sigma_B}{l_{BC}} x$$

**Tableau 17: Valeurs de  $d$  et des  $\sigma_M$**

Câble	1	2	3	4
<b>d (m)</b>	<b>18.1</b>	<b>17.3</b>	<b>16.6</b>	<b>16.0</b>
<b><math>\sigma_M</math> (MPa)</b>	<b>1411.358</b>	<b>1408.357</b>	<b>1405.616</b>	<b>1402.920</b>

✓ Les pertes par glissement pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

Avec :

$$\sigma'_x(x) = \sigma_A - 2(\sigma_A - \sigma_M)$$

$$(\Delta\sigma_p)_g(x) = \sigma_p(x) - \sigma'_p(x)$$

Les pertes par recul d'ancrage.

✓ Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Effet de la 1ère famille sur elle-même :

$$(\Delta\sigma_p)_{rac} = K_J * \frac{E_p}{Eb_{ij}} * \Delta\sigma_{cj}$$

$$\Delta\sigma_{cj} = \frac{M_g(x)}{I_n} * e_{p1} + nAp \left[ \sigma_{p0} - ((\Delta\sigma_p)_f + (\Delta\sigma_p)_g + (\Delta\sigma_{rac})) \right] \left[ \frac{e_1^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

$\Delta\sigma_{cj}$  : Contrainte de compression sous l'action des charges à la mise en tension au niveau du câble moyen.  $N$  : nombre de câbles tirés ( $n=4$ ).  $J = 28$  jours.

$$M_g(x) = g_p \cdot \left(\frac{l-x}{2}\right) x \qquad g_p = 2,015 \text{ (t/ml)}$$

$$K_J = 0.5 \cdot E_b = 37619.471 \text{ (MPa)}. e_{p1} = -v_n' + y_i.$$

$$A_p = 180010^{-6} (m^2). \qquad E_p = 195000 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{e_{p1}^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \qquad \beta = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot e_{p1} (\Delta) = K_J * \frac{E_p}{Eb_{ij_{cj}}}$$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

### Moment dû à la poutre seul :

Le calcul est fait par le logiciel ROBOT BAT.

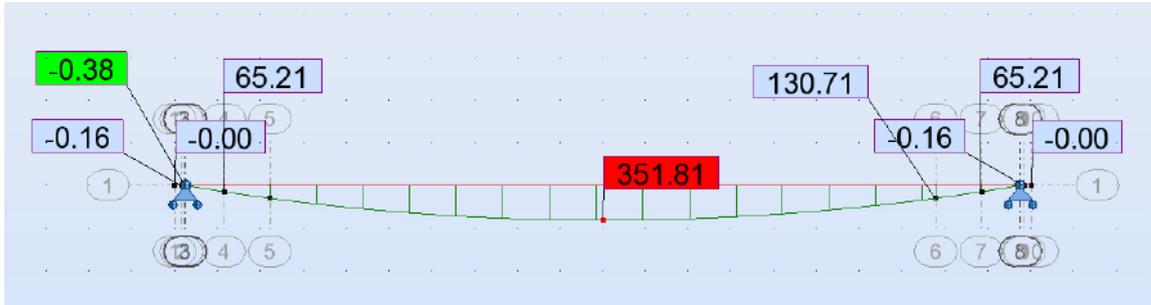


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-10 : Effet de la 1ère famille sur elle-même.

Tableau 18: Effet De La Dalle Sur La 1ère Famille

	-0.50	0.00	4.875	9.750	14.625	19.500
<b>POSITION</b>	<b>0.50</b>	<b>0</b>	<b>L/8</b>	<b>L/4</b>	<b>3L/8</b>	<b>L/2</b>
<b>S</b>						
<b>Mg p (x)</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>1.56</b>	<b>2.65</b>	<b>3.30</b>	<b>3.52</b>
<b>e p1 (m)</b>	<b>0.089</b>	<b>0.046</b>	<b>-0.304</b>	<b>-0.563</b>	<b>-0.708</b>	<b>-0.752</b>
<b>In (m4)</b>	<b>0.417</b>	<b>0.419</b>	<b>0.332</b>	<b>0.337</b>	<b>0.340</b>	<b>0.340</b>
<b>Bn (m²)</b>	<b>1.237</b>	<b>1.237</b>	<b>0.711</b>	<b>0.711</b>	<b>0.711</b>	<b>0.711</b>
<b>V'n (m)</b>	<b>1.041</b>	<b>1.041</b>	<b>1.036</b>	<b>1.047</b>	<b>1.048</b>	<b>1.052</b>
<b>β</b>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>-1.432</b>	<b>-4.418</b>	<b>-6.884</b>	<b>-7.780</b>
<b>α</b>	<b>0.827</b>	<b>0.813</b>	<b>1.6848</b>	<b>2.3461</b>	<b>2.8841</b>	<b>3.0693</b>
	<b>4</b>	<b>5</b>				
$\Delta\sigma_{rac} (MPa)$	<b>20.34</b>	<b>20.04</b>	<b>37.829</b>	<b>47.654</b>	<b>53.698</b>	<b>56.839</b>
	<b>5</b>	<b>0</b>				

$$(\Delta\sigma)_{rac} = \frac{M_g}{I_n} \cdot e_{p1} \cdot \frac{E_p}{E_{b_{i28}}}$$

$$g_{Dalle/poutre} = 0,00103 \text{ MN/ml}$$

$$M_g(x) = g_{dalle} \cdot \left(\frac{l-x}{2}\right) x \quad J = 28 \text{ jours.} \quad K_j = 0.5.$$

$$E_b = 37619.471 \text{ (MPa).}$$

$$e_{p1} = -v_n'(ps) + y_1 \cdot E_p = 195000 \text{ MPa.}$$

✓

Effet de la dalle sur la 1ère famille.

**Tableau 19: Effet des compléments sur la 1ère famille**

	<b>-0.50</b>	<b>0.00</b>	<b>4.875</b>	<b>9.750</b>	<b>14.625</b>	<b>19.500</b>
<b>Position</b>	<b>0.50</b>	<b>0.00</b>	<b>L/8</b>	<b>L/4</b>	<b>3L/8</b>	<b>L/2</b>
$M_g(x)$	<b>0.00</b>	<b>0.000</b>	<b>0.860</b>	<b>1.475</b>	<b>1.844</b>	<b>1.966</b>
$e_{p1}$ (m)	<b>0.089</b>	<b>0.046</b>	<b>-0.304</b>	<b>-0.563</b>	<b>-0.708</b>	<b>-0.752</b>
$I_n$ (m <sup>4</sup> )	<b>0.417</b>	<b>0.419</b>	<b>0.332</b>	<b>0.337</b>	<b>0.340</b>	<b>0.340</b>
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-4.084</b>	<b>-12.757</b>	<b>-19.932</b>	<b>-22.541</b>

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{M_c}{I_n} \cdot e_{p1} \cdot \frac{E_p}{E \cdot b_{ij}}$$

$$M_c = g_c \left( \frac{l-x}{2} \right) x$$

$$g_c = g_T - (g_p + g_d) = 0,0067 \text{ MN/ml.}$$

$$E_{bi28} = E_{bi77} = 37619.471 \text{ (MPa)}$$

✓

**Effet des compléments sur la 1ère famille.**

	<b>-0.50</b>	<b>0.00</b>	<b>4.875</b>	<b>9.750</b>	<b>14.625</b>	<b>19.500</b>
<b>Position</b>	<b>0.50</b>	<b>0.00</b>	<b>L/8</b>	<b>L/4</b>	<b>3L/8</b>	<b>L/2</b>
$M_c(x)$	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>0.560</b>	<b>0.961</b>	<b>1.201</b>	<b>1.281</b>
$e_{p1}$ (m)	<b>0.734</b>	<b>0.737</b>	<b>0.651</b>	<b>0.662</b>	<b>0.666</b>	<b>0.667</b>
$I_n$ (m <sup>4</sup> )	<b>-0.160</b>	<b>-0.203</b>	<b>-0.636</b>	<b>-0.889</b>	<b>-1.035</b>	<b>-1.075</b>
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>-2.836</b>	<b>-6.688</b>	<b>-9.675</b>	<b>-10.708</b>

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

Les résultats de pertes par raccourcissement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	0.50	0.00	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{\text{racc 1/1}}$	20.345	20.040	37.829	47.654	53.698	56.839
$\Delta\sigma_{\text{racc D/1}}$	0.000	0.000	-4.084	-12.757	-19.932	-22.541
$\Delta\sigma_{\text{racc C/1}}$	0.000	0.000	-2.836	-6.688	-9.675	-10.708

✓

**Vérification des contraintes au 28ème jour :**

Position perte	-0.50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0.000	2.059	20.982	44.789	64.642	80.673
$\Delta\sigma_{pg}$ (MPa)	137.876	133.757	95.913	48.298	10.091	0.000
$\Delta\sigma_{prac}$ (MPa)	20.345	20.040	37.829	47.654	53.698	56.839
Pi (MN)	11.751	11.737	11.731	11.650	11.580	11.632
ep1 (m)ps	0.089	0.046	-0.304	-0.563	-0.708	-0.752
Mgp (x)	0.000	0.000	1.564	2.648	3.300	3.518
Bn (m <sup>2</sup> )	1.237	1.237	0.711	0.711	0.711	0.711
sup $\sigma$	9.586	9.533	17.773	18.500	18.915	19.168
Sigma inf	9.408	9.442	15.253	14.330	13.731	13.635
Câbles moyen	1.129	1.087	0.733	0.484	0.340	0.300

vérifiée   vérifiée   vérifiée   vérifiée   vérifiée   vérifiée

- A. Pertes différées :
- ✓ Pertes par retrait du béton.
- ✓ Pertes par relaxation des armatures.
- ✓ Pertes par fluage du béton.

✓

Pertes Par Retrait Du Béton :

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(t_0)] E_p \quad [Mpa].$$

Le retrait total du béton  $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

$$E_p = 195000 \text{ MPa}$$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

$t_0$  : Le jour de la mise en tension.

$r(t)$  : Une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.  
 $r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m}$  (t : exprimé en jour).

$$r_m = \frac{\text{aire de la sectionnette}}{\text{périmètre de cette section}} \quad [cm]$$

Les résultats sont donnés dans le tableau :

**Tableau 20: Le Résultat Pertes Par Retrait Du Béton En Différentes Sections**

Position		-0.50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Périmètre	P	6.025	6.025	6.352	6.352	6.352	6.352
	P+	7.385	7.385	7.635	7.635	7.635	7.635
	D						
$r_m(p)(cm)$		20.863	20.863	11.508	11.508	11.508	11.508
$r_m(p+d)(cm)$		22.004	22.004	16.176	16.176	16.176	16.176
<b>r (t<sub>0</sub>) au 28ème jour</b>		<b>0.130</b>	<b>0.130</b>	<b>0.213</b>	<b>0.213</b>	<b>0.213</b>	<b>0.213</b>
<b>r (t<sub>0</sub>) au 63ème jour</b>		<b>0.241</b>	<b>0.241</b>	<b>0.302</b>	<b>0.302</b>	<b>0.302</b>	<b>0.302</b>
$(\Delta\sigma_p)_r$		50.909	50.909	46.051	46.051	46.051	46.051

✓

### Pertes Par Relaxation Des Armatures :

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps.

**La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :**

$$\mu = \sigma_{p_i}(x) / f_{prg} = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg}$$

$$\mu_0 = 0,43 \quad (TBR)$$

$$\rho_{1000} = 2,5$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\mu = \sigma_{p_i}(x) / f_{prg} = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg}$$

$$f_{peg} = 1640 \text{ MPa.}$$

**1èr famille :**

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \sigma_{p_0} - \left( \Delta\sigma_{f_1} + \Delta\sigma_{s_1} + \Delta\sigma_{rac \frac{2}{1}} + \Delta\sigma_{rac \frac{1}{1}} + \Delta\sigma_{rac \frac{1}{1}} + \Delta\sigma_{rac d/1} \right)$$

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

✓ Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Position perte	-0.50	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
<b>1Famille</b>	$\sigma_{P_i}(x)$	<b>1317.779</b>	<b>1320.144</b>	<b>1328.197</b>	<b>1354.703</b>	<b>1377.176</b>	<b>1371.736</b>
	$\mu$	<b>0.708</b>	<b>0.710</b>	<b>0.714</b>	<b>0.728</b>	<b>0.740</b>	<b>0.737</b>
	$(\Delta\sigma_p)_p$	<b>55.047</b>	<b>55.397</b>	<b>56.598</b>	<b>60.623</b>	<b>64.125</b>	<b>63.270</b>

✓ **Pertes Par Fluage :**

Au cours du temps, le béton subit des déformations sous l'action des contraintes constantes permanentes de compression, et entraîne avec lui les câbles ce qui provoque une chute de tension.

Le BPEL propose la formule simplifiée qui permettant de calculer cette chute de tension :

$$(\Delta\sigma_p)_{fluage} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{Eb_{ij}}$$

$\sigma_b$ : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est fonction des charges permanentes et de la précontrainte.

$\sigma_M$ : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen de chaque famille, elle est obtenue à la mise en précontrainte.

**1èr famille :**

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^p}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] + n Ap (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_T)_2 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1} e_{n_2}}{I_n} \right] \end{cases}$$

appliquant les formules précédentes, on trouve les résultats :

## Chapitre 8 : Etude de la précontrainte

	<b>-0.50</b>	<b>0</b>	<b>L/8</b>	<b>L/4</b>	<b>3L/8</b>	<b>L/2</b>
<b><math>\Delta\sigma_{flu\ 1}</math></b>	<b>70.668</b>	<b>76.750</b>	<b>135.448</b>	<b>161.826</b>	<b>182.473</b>	<b>179.592</b>

**Présentation des resultants finaux :**

$$\Delta\sigma_{inst} = (\Delta\sigma_p)_{frott} + (\Delta\sigma_p)_g + (\Delta\sigma_p)_{rac}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = (\Delta\sigma_p)_r + \frac{5}{6} (\Delta\sigma_p)_\rho + (\Delta\sigma_p)_{flu}$$

✓  
:

**Les résultats finaux des pertes sont représentés dans le tableau suivant**

		<b>-0.50</b>	<b>0</b>	<b>L/8</b>	<b>L/4</b>	<b>3L/8</b>	<b>L/2</b>
<b>1F</b>	$\Delta\sigma_{inst} (MPa)$	<b>158.22</b>	<b>155.85</b>	<b>147.803</b>	<b>121.29</b>	<b>98.82</b>	<b>104.26</b>
	$\Delta\sigma_{diff} (MPa)$	<b>167.44</b>	<b>168.13</b>	<b>219.747</b>	<b>248.32</b>	<b>271.3</b>	<b>274.10</b>
	$\Delta\sigma_{Tot} (MPa)$	<b>325.67</b>	<b>323.99</b>	<b>367.550</b>	<b>369.62</b>	<b>370.1</b>	<b>378.36</b>
	$\% \Delta\sigma_{Tot}$	<b>22.064</b>	<b>21.951</b>	<b>24.902</b>	<b>25.042</b>	<b>25.08</b>	<b>25.634</b>

**Les valeurs des pertes totales sont représentées dans le tableau suivant :**

	<b>-0,5</b>	<b>0</b>	<b>L/8</b>	<b>L/4</b>	<b>3L/8</b>	<b>L/2</b>
$\Delta\sigma_{Tot} (MPa)$	<b>325.670</b>	<b>323.991</b>	<b>367.550</b>	<b>369.621</b>	<b>370.176</b>	<b>378.365</b>
$\% \Delta\sigma_{Tot}$	<b>22.064</b>	<b>21.951</b>	<b>24.902</b>	<b>25.042</b>	<b>25.080</b>	<b>25.634</b>

**Conclusion :**

**On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (32%).**

# **Chapitre 9 :**

## **Etude de L'hourdis**

**Chapitre 9 : Etude de L'hourdis:**

**9.1 FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL**

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

**A. Armatures de peau**

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température.

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre homogène.} \end{array} \right.$$

$$B(\text{poutre}) = 1.254 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 0,1\% B = 12,57 \text{ cm}^2$$

On choisit une armature 4HA20=12.57cm<sup>2</sup>.

**B. Armatures longitudinales dans les zones tendues**

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{ij}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

Avec :

$B_t$  : Air du béton tendu.

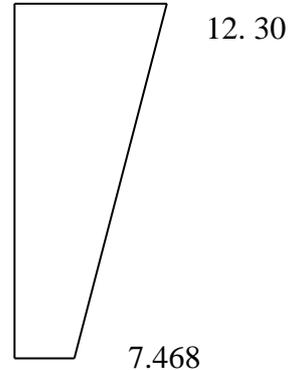
$N_{bt}$  : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur  $B_t$

$\sigma_{bt}$  : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$f_e$  : La limite élastique des armatures utilisées  $f_e = 500 \text{ MPa}$

Nous avons :

D'après le diagramme obtenu on constate qu'on n'a pas de ferrailage dans la zone tendue.



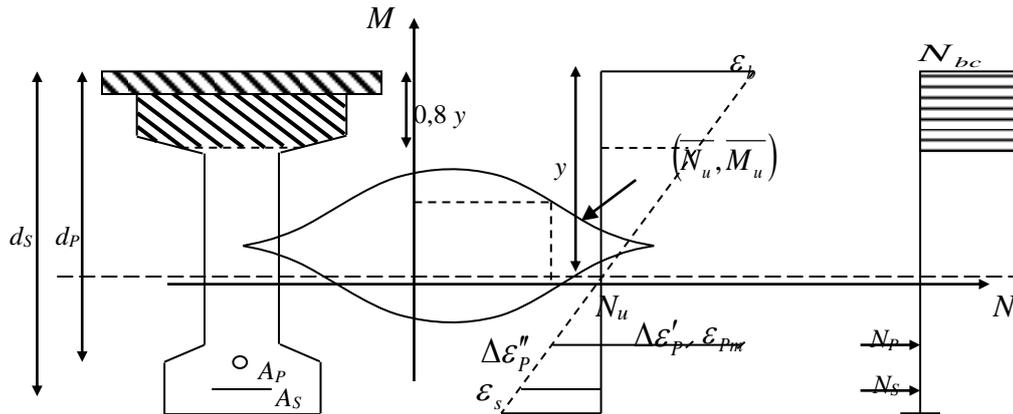
On adopte un ferrailage minimal.

$A_S=12.57\text{cm}^2$  le ferrailage de peau est suffisant.

**C. Justification de la poutre à l'ELU**

✓ **Justification des contraintes normales**

La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.



**FIGHRE 17 Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.**

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,000804\text{m}^2 \\
 A_p &= 1800 \cdot 10^{-6}\text{m}^2 \\
 d_s &= 2,25 - 0,05 = 2,20 \text{ m} \\
 d_p &= 2,25 - 0,20 = 2,05\text{m}
 \end{aligned}$$

**11.A Hypothèse de calcul**

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton acier).
- Respecter la règle des trois pivots.

L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint.

## Chapitre 9 : Etude de L'hourdis

On suppose en premier lieu que les deux matériaux travaillent au maximum en même temps

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ et } \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}.$$

$\varepsilon_p$  : Déformation du béton.

$\varepsilon_{p_m}$  : Allongement préalable.

$\sigma_{p_m}$  : Contrainte probable dans les armatures de précontrainte sous les actions permanentes.

$\Delta\varepsilon'_p$  : Variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_{bp_m}$  : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

$\Delta\varepsilon''_p$  : Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

### Application à notre projet

$$N_u = P_m \quad \text{Avec} \quad P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot n \cdot A_p$$

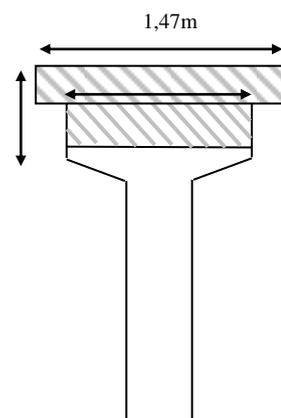
$$1^{\text{ère}} \text{ famille : } P_{m_1} = (1476 - 388,7060) * 4 * 1800 * 10^{-6} = 7,829 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } \begin{aligned} N_u &= P_{m_1} + P_{m_2} = 7,829 \text{ MN} \\ M_u &= 1,35 (M_G + M_{D240}) = 13,2023 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suit :

**1ère itération :** On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et

B ,  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$



## Chapitre 9 : Etude de L'hourdis

$$\overline{N_u} = B(y) \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

$$\frac{\overline{M_u}}{A_p} = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot Z(y) + A_s \cdot \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{(\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s)} \cdot d_s$$

$$y \text{ (m)} = 0.570 \Rightarrow 0.8y \text{ (m)} = 0.456$$

$$\Rightarrow B(y) = 0.582$$

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad N_{bc} \text{ (MN)} = 13.193$$

$$\varepsilon_{p_n} = \frac{P_m}{n \cdot A_p \cdot E_p} = 5.629$$

Vcable moyen =	0.300	m
e =	-1.075	m
Mmin =	8.254845	MN.m

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m \cdot e_0 + M_{\min}}{I_n} e_0 = 6.395$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0.164$$

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \cdot \frac{d_p - y}{y} = 9.080$$

$$\Rightarrow \sum \varepsilon = \varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 14.872$$

$$\bullet \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p}{f_{p\sigma}} - 0,9 \right)^5$$

$$\Delta \sigma_p = g(\varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - g(\varepsilon_{p_n})$$

$$14.872 = \frac{\sigma_{p\sigma 1}}{1,95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\sigma 1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\sigma 1} = 2944.28$$

$$5.629 = \frac{\sigma_{p\sigma 2}}{1,95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\sigma 2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\sigma 2} = 2719.64$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{p\sigma 1} - \sigma_{p\sigma 2} = 224.64$$

$$\overline{N_u} = B(y) \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p = 12.002$$

On obtient :  $\overline{N_u} = 12.002 > Nu = 7.903$  vérifiée

## Chapitre 9 : Etude de L'hourdis

La partie comprimée est très importante, il faut pivoter le diagramme de la déformation autour de A,  $\varepsilon_{bc} < 3,5\%$  et garde  $\varepsilon_s$ .

### 2ème itération :

Nous supposons que:  $\overline{N_u} = N_u$ , nous recherchons B (y).

$$\begin{aligned} \overline{N_u} = N_u \quad \text{donc} \quad B(y) &= 0.401 & 0,8y = 0.282 \\ & & y = 0.352 \\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} & \quad \varepsilon_{bc} = 1.908 \\ \Delta \varepsilon_p'' &= \varepsilon_{bc} \cdot \frac{d_p - y}{y} = 9.188 \\ \Rightarrow \sum \varepsilon &= \varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon_p' + \Delta \varepsilon_p'' = 14.981 \\ \bullet \quad \varepsilon_p &= \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5 \\ \Delta \sigma_p &= g(\varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon_p' + \Delta \varepsilon_p'') - g(\varepsilon_{p_n}) \\ 14.981 &= \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1.95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 1} = 2946.14 \\ 5.629 &= \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1.95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 2} = 2719.64 \\ \Delta \sigma_p &= \sigma_{p\alpha 1} - \sigma_{p\alpha 2} = 226.500 \end{aligned}$$

On obtient :

$$\overline{N_u} = 7.890 \approx Nu = 7.903 \quad \text{Vérfiée}$$

$$\overline{N_u} = B(y) \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

· Calcul de  $\overline{M_u} / A_p$  :

$$z(y) = dp - 0.4y = 1.9090015$$

$$\overline{M_u} = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot z(y) - A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - d_p) = 18.347 > Mu = 13.200 \quad \text{Vérfiée}$$

### Conclusion

Le couple (Mu, Nu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

## Chapitre 9 : Etude de L'hourdis

### Ferrailage Transversal De L'entretoise :

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1.078}{0.4 * 1.134} = 2.37 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa}) = 4 \text{MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$  Donc :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$  les armatures droites sont suffisantes.

Pour l'espacement, on s'assure qu'ont doit pas dépassé les 40 cm d'après B.A.E.L

$$\frac{A_t}{s_t \cdot b_0} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k f_{t28}}{0,9 \cdot f_e} \quad \text{ft28} = 2.1 \text{MPa}$$

On prend  $s_t = 15 \text{ cm}$  D'où :  $A_t = 2.22 \text{cm}^2$

Pourcentage minimum :

$$\frac{A_t f_e}{s_t \cdot b_0} = 0,4 \Rightarrow A_t = 0.48 \text{cm}^2$$

Donc  $A_t = 2.22 \text{ cm}^2$

Soit des cadres **T12 e=15cm**

# **Chapitre 10 :**

# **Equipement du tablier**

**Chapitre 10 : Equipement du tablier :**

**DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI**

**Aire de l'appareil d'appui :**

Soient a et b les dimensions en plan de l'appareil d'appui, sous l'effort normal N se développe des contraintes normales qui sont limitées à 15 MPa.

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \cdot b} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition de non écrasement})$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \cdot b} \geq \bar{\sigma} = 3 \text{ MPa} \quad (\text{Condition de non cheminement})$$

Sachant que :  $\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \cdot b} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow a \cdot b > \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}}$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \cdot b} \geq \bar{\sigma} = 3 \text{ MPa} \Rightarrow a \cdot b \leq \frac{N_{min}}{\bar{\sigma}}$$

**AN:**

**CULEES:**

$$\frac{10492.84}{15} \leq a \cdot b \leq \frac{7446.60}{3}$$

$$699.52 \text{ cm}^2 \leq a \cdot b \leq 2482.20 \text{ cm}^2$$

On prendra:  $a \times b \approx 400 \times 500 \text{ mm}^2$

✓

**Les caractéristiques :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 50 \leq T \leq 100 \quad (\text{Condition de non flambement})$$

On prend  $T = 72 \text{ mm}$

**Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou: } \sigma_e = 23.5 \text{ Kg/mm}^2 \quad (\text{pour l'acier 24-1}) \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{10492.84 \times 10^{-2}}{0.40 \times 0.50} = 5.25\text{MPa}$$

$$\beta = \frac{50 \times 40}{2 \times 1.2 \times (50 + 40)} = 9.26\text{MPa}$$

Alors:

$$\begin{cases} t_s > \frac{400}{9.26} \times \frac{5.25}{235} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

On prend : **ts=3 mm**

Donc : L'appareil d'appui sous la poutre sera : **400×500×6(12+3)**

**PILE:**

$$\frac{9208.11}{15} \leq a \times b \leq \frac{7446.60}{3}$$

$$613.87 \text{ cm}^2 \leq a \times b \leq 2482.20\text{cm}^2$$

On prendra:  $a \times b \approx 400 \times 500 \text{ mm}^2$

**Les caractéristiques :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 50 \leq T \leq 100 \quad (\text{Condition de non flambement})$$

On prend T= 72mm

**Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou: } \sigma_e = 23.5 \text{ Kg/mm}^2 \quad (\text{pour l'acier 24-1}) \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases}$$

## Chapitre 9 : Etude de L'hourdis

$$\sigma_m = \frac{9208.11 \times 10^{-2}}{0.40 \times 0.50} = 4.60 \text{MPa}$$

$$\beta = \frac{50 \times 40}{2 \times 1.2 \times (50 + 40)} = 9.26 \text{MPa}$$

Alors:

$$\begin{cases} t_s > \frac{400}{9.26} \times \frac{4.60}{235} \\ t_s \geq 2 \text{mm} \end{cases}$$

On prend :  $t_s = 3 \text{ mm}$

**Donc : L'appareil d'appui sous la poutre sera :  $400 \times 500 \times 6(12+3)$**

### VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI :

✓ **Résistance à la compression :**

On doit vérifier :

$$\sigma_m \leq 15 \text{MPa} \quad \text{Avec} \quad \sigma_m = \frac{N}{a.b}$$

N, l'effort normal dû aux charges permanentes et à la composante verticale du séisme, a et b dimensions de l'appareil d'appui.

## Chapitre 9 : Etude de L'hourdis

Les appuis	G (t)	FV (t)	a x b (m)	nombre d'app d'appuis	$\sigma_m$ (Mpa)	Mpa	
C1	446.80	174.52	0.2000	6	5.18	15.00	VRAI
P1	893.59	501.04	0.2000	12	5.81	15.00	VRAI
C2	446.80	174.52	0.2000	6	5.18	15.00	VRAI

### 11.4 ETUDE DE JOINT DE CHAUSSEE

Le soufflé est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint.

Les variations maximales de la longueur  $\Delta L$  des tabliers définissent donc le soufflé du tablier. Nous tiendrons compte des déplacements maximums dus à la dilatation thermique, retrait, fluage, freinage et au séisme.

✓ **Déplacement dû au retrait et fluage:**

$$\Delta_{hret+flu} = \xi_{ret+flu} \cdot \frac{L}{2} \quad \text{Avec} \quad \xi_{ret+flu} = 7 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta_{ret+flu} = 0.014m$$

✓ **-Déplacement à la température:**

$$\Delta_{ht} = \xi_T \cdot \frac{L}{2} \quad \text{Avec} \quad \xi_T = 2 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta_{ht} = 0.004m$$

✓ **Déplacement dû au séisme**

ement du tablier

On dimensionne le joint de chaussée avec la combinaison suivante:

$$W = W_D + 0,4 W_T + W_S/3$$

$W$  : soufflé total du joint,

$W_D$  : soufflé des déformations différées (retrait+fluage),

$W_T$  : soufflé thermique,

$W_S$  : soufflé sismique.

$$W = W_D + 0.4 W_T + W_S/3 = 1.4 + 0.4 (0.4) + 8.5/3 = 4.393cm$$

$$2W = 8.786 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm}$$

**On choisit un joint de chaussée de type T100**

# **Chapitre 10 :**

## **Etude de la pile**

## Chapitre 11 : Etude de la pile

### **Chapitre 10 : Etude de la pile:**

#### **.1. Introduction**

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. La conception des piles est tributaire de type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d' exécution des fondations, et des certains contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, Hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et l'obstacle (oued, autoroute), leur Dimensionnement dépend de :

- La résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

#### **Tableau récapitulatif des efforts**

Désignation	N (t)	H (t)	/FV/o	/FH/O	MFV/o	MFH/o
chevêtre	119.118	/	0.000	8.500	0.000	/
Fûts	49.453	/	0.000	4.750	0.000	/
semelle	463.008	/	0.000	1.000	0.000	/
Poids des terres sur semelle	183.456	/	0.000	2.500	0.000	/
Tablier	893.593	/	0.000	9.950	0.000	/
Surcharge A1	171.990	0.000	-0.550	9.950	-94.595	/
Surcharge Bc	129.988	0.000	-0.550	9.950	-71.493	/
Surcharge Mc120	112.368	0.000	-0.550	9.950	-61.802	/
Surcharges D240	211.381	0.000	-0.550	9.950	-116.260	/
Hf+r	/	-21.000	/	9.950	/	-208.950
HT°	/	-6.000	/	9.950	/	-59.700
Freinage A1	/	-16.070	/	9.950	/	-159.897
Freinage Bc	/	-30.000	/	9.950	/	-298.500

## Chapitre 10 : Etude de la pile

### 3.Répartition des charges et surcharges

à L'ELS	<i>N</i>	<i>H<sub>U</sub></i>	<i>M<sub>V</sub></i>	<i>M<sub>H</sub></i>	$\Delta M$
P.perm	1708.627	-14.100	0.000	-140.295	-140.295
P.perm+Al	1915.015	-33.384	-113.513	-332.171	-445.684
P.perm+Bc	1864.613	-50.100	-85.792	-498.495	-584.287
P.perm+Mc120	1820.995	-14.100	-61.802	-140.295	-202.097
P.perm+D240	1920.008	-14.100	-116.260	-140.295	-256.555
<u>à L'ELU</u>	<i>N</i>	<i>H<sub>U</sub></i>	<i>M<sub>V</sub></i>	<i>M<sub>H</sub></i>	$\Delta M$
P.perm	2306.647	-21.150	0.000	-210.443	-210.443
P.perm+Al	2564.632	-45.255	-141.892	-450.287	-592.179
P.perm+Bc	2501.629	-66.150	-107.240	-658.193	-765.433
P.perm+Mc120	2458.344	-21.150	-83.433	-210.443	-293.876
P.perm+D240	2592.011	-21.150	-156.950	-210.443	-367.393

Désignation	N (t)	H <sub>L</sub> (t)	H <sub>T</sub> (t)	/FV/o	/FH/o	M <sub>FV/o</sub>

#### Cas sismiques :

##### Selon RPOA :

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_h$  ;  $K_v$  :

$K_h$  «Coefficient sismique horizontale» = 0.3

$K_v$  «Coefficient sismique verticale» =  $0.3K_h = 0.09$

## Chapitre 10 : Etude de la pile

<b>chevêtre</b>	10.721	35.735	35.735	0.000	8.500	0.000
<b>Fûts</b>	4.451	14.836	14.836	0.000	4.750	0.000
<b>semelle</b>	41.671	138.902	138.902	0.000	1.000	0.000
<b>Poids des terres sur semelle</b>	16.511	55.037	55.037	0.000	2.500	0.000
<b>Tablier</b>	501.040	220.390	306.230	0.000	9.950	0.000
<b>0.4 * HT°+Hf+r</b>	/	-23.400	0.000	/	9.950	/

### COMBINAISONS DES DIRECTIONS

Les efforts sismique sont découplés suivent les directions suivant :

$$E1 = EL \pm 0,3 \times (ET \pm EV)$$

$$E2 = ET \pm 0,3 \times (EL \pm EV)$$

$$E3 = EV \pm 0,3 \times (EL \pm ET)$$

EL = Effets de la composante longitudinale du séisme,

ET = Effets de la composante transversale,

EV = Effets de la composante verticale

#### **Combinaison d'actions:**

1) E1 + PPP

2) E2 + PPP

3) E3 + PPP vérification de la capacité portante

4) - E1 + PPP ferrailage des pieux

5) - E2 + PPP

6) - E3 + PPP vérification à l'arrachement

PPP = poids propre de l'appui

	<i>EL</i>	<i>ET</i>	<i>EV</i>	<i>E1</i>	<i>E2</i>	<i>E3</i>
<i>N</i>	0.00	0.00	506.38	151.91	151.91	506.38
<i>HL</i>	329.18	0.00	0.00	329.18	98.75	98.75
<i>HT</i>	0.00	391.87	0.00	117.56	391.87	117.56
<i>ML</i>	2287.39	0.00	0.00	2287.39	686.22	686.22
<i>MT</i>	0.00	3115.70	0.00	934.71	3115.70	934.71
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
<i>N</i>	1860.542	1860.542	2215.009	1556.713	1556.713	1202.246
<i>HL</i>	305.776	75.353	75.353	-352.576	-122.153	-122.153
<i>HT</i>	117.561	391.870	117.561	-117.561	-391.870	-117.561
<i>ML</i>	2054.560	453.387	453.387	-2520.220	-919.047	-919.047
<i>MT</i>	934.709	3115.697	934.709	-934.709	-3115.697	-934.709

## Chapitre 10 : Etude de la pile

### Surcharges :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \left[ \frac{M_x \times d_{xi}}{\sum (d_{xi})^2} + \frac{M_y \times d_{yi}}{\sum (d_{yi})^2} \right]$$

NUM	Yi	Zi	1	2	3	4	5	6
1	-5.234	3.028	261.123	56.351	217.460	94.420	299.192	138.082
2	-1.634	3.028	297.004	175.955	253.342	58.538	179.587	102.201
3	1.966	3.028	332.886	295.560	289.223	22.657	59.982	66.320
4	-3.600	0.000	170.845	87.122	210.231	208.850	292.573	169.464
5	0.000	0.000	206.727	206.727	246.112	172.968	172.968	133.583
6	3.600	0.000	242.608	326.332	281.994	137.087	53.363	97.701
7	-1.966	-3.208	74.233	116.496	201.603	331.050	288.787	203.680
8	-1.634	-3.208	77.542	127.526	204.912	327.741	277.757	200.371
9	5.234	-3.208	145.996	355.705	273.366	259.287	49.578	131.917
		<b>Rmax</b>	<b>332.886</b>	<b>355.705</b>	<b>289.223</b>	<b>331.050</b>	<b>299.192</b>	<b>203.680</b>
		<b>Rmin</b>	<b>74.233</b>	<b>56.351</b>	<b>201.603</b>	<b>22.657</b>	<b>49.578</b>	<b>66.320</b>

### VÉRIFICATION DES PIEUX:

Pour la vérification du poinçonnement et du soulèvement des pieux on vérifie les deux conditions suivantes:

**Rmax < Capacité du pieu (pas de poinçonnement)**

<i>cas de chargement</i>	<i>Rmax (T)</i>	<i>Rmin Cor</i>	<i>Q (T) Sp01</i>	<i>Vérification</i>
--------------------------	-----------------	-----------------	-------------------	---------------------

## Chapitre 10 : Etude de la pile

		(T)	a 20.50m	
<i>ELS Carrac</i>	<b>239.268</b>	<b>176.874</b>	<b>286.99</b>	<b>OK</b>
<i>ELU Fond</i>	<b>320.019</b>	<b>238.258</b>	<b>478.78</b>	<b>OK</b>
<i>ELA Sism</i>	<b>355.705</b>	<b>56.351</b>	<b>526.73</b>	<b>OK</b>
	<b>331.050</b>	<b>22.657</b>		

**R<sub>min</sub> > 0 (pas de soulèvement)**

**ELS:** R<sub>min</sub> = 176.874t > 0 Condition vérifiée

**ELU:** R<sub>min</sub> = 238.258t > 0 Condition vérifiée

**ELA:** R<sub>min</sub> = 22.657t > 0 Condition vérifiée

### Ferrailage longitudinal des pieux :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{C_u \cdot \Phi}} \quad : \text{longueur élastique des pieux}$$

$\Phi$  : Diamètre des pieux égale 1.2 m.

$C_u$  : Coefficient de réaction du sol ( $C_u = 30000 \text{ KN/m}^3$ )

E : module d'élasticité du béton ( $E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPA}$ )

I : moment d'inertie du pieux :  $I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.102 \text{ m}^4$

## Chapitre 10 : Etude de la pile

### ELS :

$$My = \frac{T_x * L_0}{2}$$

N : nombre de pieux

Qx : effort horizontal longitudinal

L<sub>0</sub> : longueur élastique pieux

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{C_u \Phi}} = 4.40\text{m}$$

$$T_x = (50.10/9) = 5.57 \text{ t} \quad My = (5.57*4.4) / 2 = 12.25 \text{ t.m}$$

### ELU :

$$My = \frac{T_x * L_0}{2} \quad N : \text{nombre de pieux}$$

Qx : effort horizontal longitudinal

L<sub>0</sub> : longueur élastique pieux

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{C_u \Phi}} = 4.40\text{m}$$

$$T_x = (66.15/9) = 7.35 \text{ t} \quad My = (7.35 * 4.40) / 2 = 16.17 \text{ t.m.}$$

## Chapitre 10 : Etude de la pile

$$M_y = \frac{T_x * L_0}{2}$$

$T_x$  : effort horizontal longitudinal d'un pieu

$$T_x = \frac{Q_x}{N}$$

$Q_x$  : effort horizontal longitudinal       $L_0$  : longueur élastique pieux

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{C_u \Phi}} = 4.40\text{m}$$

$$T_x = (352.576/9) = 39.18\text{t}$$

$$M_y = (39.18 * 4.40) / 2 = 86.185\text{t.m.}$$

$$M_x = \frac{T_y * L_0}{2}$$

$T_y$  : effort horizontal longitudinal d'un pieu

$$T_y = \frac{Q_y}{N}$$

$N$  : nombre de pieux  $Q_y$ : effort horizontal longitudinal

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{C_u \Phi}} = 4.40$$

$$T_y = (117.561 / 9) = 13.06 \text{ t}$$

$$M_x = (13.06 * 4.40) / 2 = 28.737 \text{ t.m}$$

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27.00$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500.00$  (MPa)

Fissuration très préjudiciable

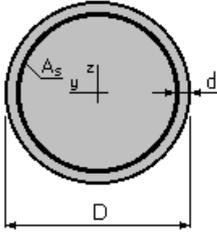
Prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 12.7.1

#### Section:

## Chapitre 10 : Etude de la pile



$$D = 1.20 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.05 \quad (\text{m})$$

### 12.7.2 Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (T)	My(T*m)	Mz(T*m)
1.	ELS	176.87	12.25	0.00
2.	ELU	238.26	16.17	0.00
3.	ELA	22.66	86.19	28.74

### Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 113.10 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 113.10 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 565.49 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $\rho = 1.00 \text{ (\%)}$

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.50 \text{ (\%)}$  maximum  $\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas:

**Cas NO 1: Type ELS  $N = 176.87 \text{ (T)}$   $M_y = 12.25 \text{ (T*m)}$   $M_z = 0.00 \text{ (T*m)}$**

Coefficient de sécurité: 8.47

Position de l'axe neutre:  $y = 2.01 \text{ (m)}$

Bras de levier:  $Z = 0.61 \text{ (m)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.90 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.20 \text{ (MPa)}$

## Chapitre 10 : Etude de la pile

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 27.74$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 200.00$  (MPa)

**Cas NO 2: Type ELU**  $N = 238.26$  (T)  $M_y = 16.17$  (T\*m)  $M_z = 0.00$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 7.84 Pivot: C

Position de l'axe neutre:  $y = 1.30$  (m)

Bras de levier:  $Z = 0.59$  (m)

Déformation du béton:  $\sigma_b = 3.31$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\sigma_s = 0.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s = 434.78$  (MPa)

**Cas NO 3: Type ELA**  $N = 22.66$  (T)  $M_y = 86.19$  (T\*m)  $M_z = 28.74$  (T\*m)

Coefficient de sécurité: 3.25 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 0.29$  (m)

Bras de levier:  $Z = 1.01$  (m)

Déformation du béton:  $\sigma_b = 3.46$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\sigma_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500.00$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500.00$  (MPa)

**SOIT: 24T25**

### **Ferraillage transversal des pieux :**

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée

$$2R = b_0\sqrt{2} \Rightarrow b_0 = 0.848m$$

$$D = 0.9 \cdot b_0 = 0.764$$

✓ **Pour le cas ELS**

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

## Chapitre 10 : Etude de la pile

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}, \quad V_u = \left( \frac{H \max}{n} \right)$$

$$V_u = 5.567t$$

$$\tau_u = 0.086 \text{ MPa}$$

✓ Pourcentage des aciers

$$S_t = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad ; \text{ on prend } S_t = 10\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{S_t * b_0}{0.9 * f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t_{28}})$$

$$A_t = 0.162 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cerces de T14  $e = 10 \text{ cm}$  en zone de renforcement  
 $e = 15 \text{ cm}$  en zone courante

✓ **Pour le cas ELU**

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}, \quad V_u = \left( \frac{H \max}{n} \right)$$

$$V_u = 7.35t$$

$$\tau_u = 0.113 \text{ MPa}$$

✓ Pourcentage des aciers

$$S_t = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad ; \text{ on prend } S_t = 10\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{S_t * b_0}{0.9 * f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t_{28}})$$

$$A_t = 0.214 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cerces de T14  $e = 10 \text{ cm}$  en zone de renforcement  
 $e = 15 \text{ cm}$  en zone courante

✓ **Pour le cas sismique ELA :**

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

## Chapitre 10 : Etude de la pile

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d}, \quad Vu = \left( \frac{H \max}{n} \right)$$

$$Vu = 39.175t$$

$$\tau_u = 0.605 \text{ MPa}$$

✓ Pourcentage des aciers

$$S_t = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad ; \text{ on prend } S_t = 10\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{S_t * b_0}{0.9 * f_e} (\tau_u - 0.3Kf_{t_{28}})$$

$$A_t = 1.139 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cerces de T14  $e = 10 \text{ cm}$  en zone de renforcement.  
 $e = 15 \text{ cm}$  en zone courante

Les résultats des essais d'analyse chimique sur des échantillons d'eau indiquent la présence d'eaux agressive pour cela nous recommandons l'utilisation de béton approprié.

# **Chapitre 11 :**

## **Etude de la culée**

## Chapitre 11 : Etude de la culée

### Chapitre 11: Etude de la culée:

#### **. Introduction :**

Les culées ce sont les appuis extrêmes qui permettent de connaître la longueur totale de la brèche à franchir. Ils assurent une liaison entre le pont et le remblai, chose qui les rend particulièrement sensible à une mauvaise conception. Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fondation culée, à savoir :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontalement en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d' appui.
- La limitation des déplacements verticaux.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d' une analyse en globale.

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles de site.
- Les contraintes fonctionnelles de l' ouvrage.

Dans notre cas, et compte tenu des conditions du site, on adopte une culée remblayée.

Une culée remblayée est constituée d' un ensemble de murs ou voiles en béton armé, qui sont :

**a) Un mur frontal** :qui joue double rôle, comme un appui pour le tablier et un soutènement pour le remblai.

**b) Deux murs en retour** : son rôle est assure le soutènement du remblai mais latéralement.

**c) Un mur garde grève** : il doit remplir les taches suivantes :

- Résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts transmis par la dalle de transition.
- Il permet d' établir des joints de chaussée dans tous les cas, quel que soit le type de joint utilisé.

**d) Un corbeau arrière** : pour assure l' appui de la dalle de transition.

**e) La dalle de transition** : elle destinée à diminuée les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée et l' ouvrage résultant d' un compactage sans doute imparfait du remblai proche des parois. Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, selon la hauteur de remblai. Peut être donnée par la formule suivante :

$L = \min [6m; \max (3m; 0, 6h)]$  avec **H** : hauteur du remblai.

### **FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL**

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints, les armatures de peau et les armatures dans les zones tendues.

#### **Armatures de peau**

## Chapitre 11 : Etude de la culée

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température.

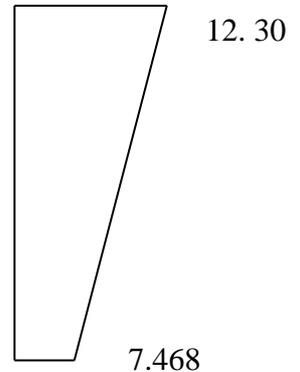
$$A_s \geq \max \begin{cases} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ de la largeur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre homogène.} \end{cases}$$

$$B(\text{poutre}) = 1.254 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 0,1\% B = 12,57 \text{ cm}^2$$

On choisit une armature 4HA20=12.57cm<sup>2</sup>.

### Armatures longitudinales dans les zones tendues

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.



$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

Avec :

$B_t$  : Aire du béton tendu.

$N_{bt}$  : Effort résultant équivalent aux conditions de traction exercé sur  $B_t$

$\sigma_{bt}$  : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

$f_e$  : La limite élastique des armatures utilisées  $f_e = 500 \text{ MPa}$

Nous avons :

D'après le diagramme obtenu on constate qu'on n'a pas de ferrailage dans la zone tendue.

On adopte un ferrailage minimal.

$A_s = 12.57 \text{ cm}^2$  le ferrailage de peau est suffisant.

### Justification de la poutre à l'ELU

✓ **Justification Des Contraintes Normales**

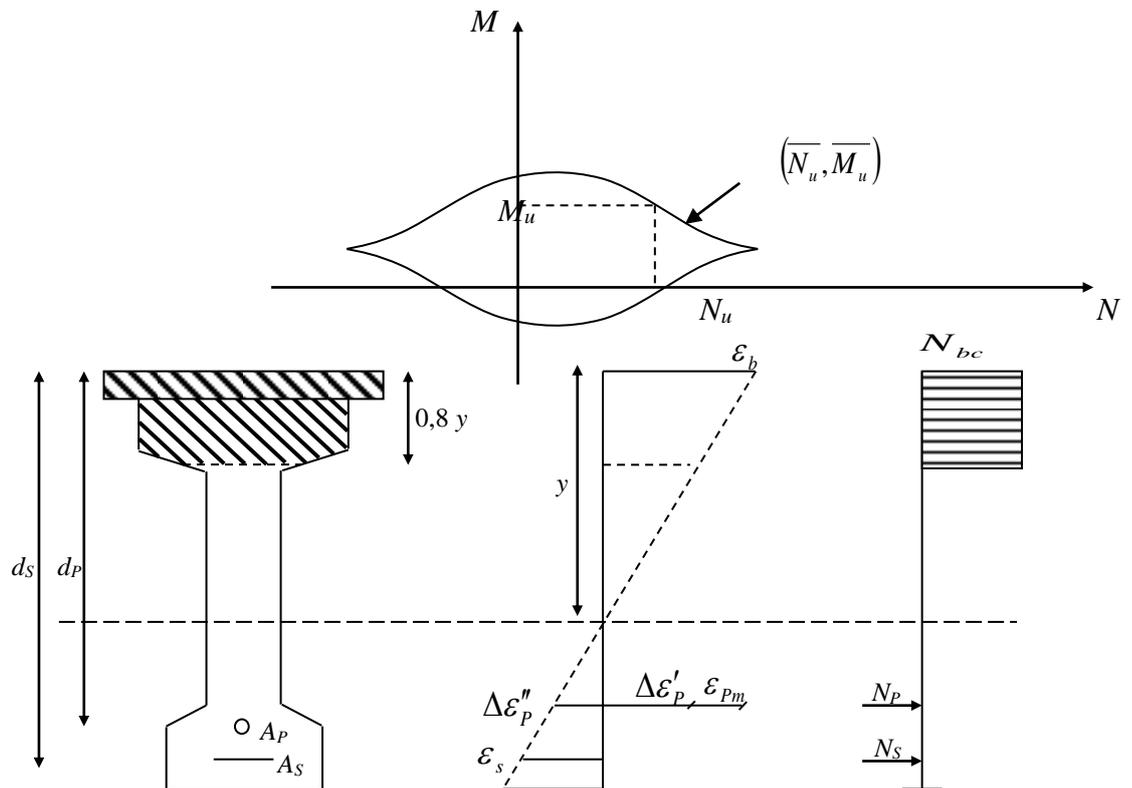
La justification à l'ELU permet de s'assurer de la résistance d'une structure ou de l'un de ses éléments à la ruine.

### Hypothèse de calcul

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton acier).

## Chapitre 11 : Etude de la culée

- Respecter la règle des trois pivots.
- ✓ **Principe et étapes de calcul**  
Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple  $(N_u, M_u)$  se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant  $(\overline{N_u}, \overline{M_u})$
- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer  $y$  pour le calcul de  $\Delta\varepsilon_p''$ ,  $\Delta\sigma_p$ ,  $N_{bc}$ .
- Faire une comparaison entre  $N_u$  et  $\overline{N_u}$  qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que :  $M_u \leq \overline{M_u}$



**Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.**

$$A_s = 0,000804m^2$$

$$A_p = 1800 \cdot 10^{-6} m^2$$

$$d_s = 2,25 - 0,05 = 2,20 m$$

$$d_p = 2,25 - 0,20 = 2,05 m$$

## Chapitre 11 : Etude de la culée

D. L'état limite ultime est atteint lorsqu'un des deux matériaux (acier, béton) travaillent au maximum, c'est-à-dire que l'un des 3 pivots (A, B, C) est atteint.

E. On suppose en premier lieu que les deux matériaux travaillent au maximum en même temps  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ .

$\varepsilon_p$  : Déformation du béton.

$\varepsilon_{p_m}$  : Allongement préalable.

$\sigma_{p_m}$  : Contrainte probable dans les armatures de précontrainte sous les actions permanentes.

$\Delta\varepsilon'_p$  : Variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.

$\sigma_{bp_m}$  : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

$\Delta\varepsilon''_p$  : Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

### Application à notre projet

$$N_u = P_m \quad \text{Avec} \quad P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot n \cdot Ap$$

$$1^{\text{ère}} \text{ famille : } P_{m_1} = (1476 - 388,7060) * 4 * 1800 * 10^{-6} = 7.829 \text{ MN}$$

$$\text{D'où : } \begin{aligned} N_u &= P_{m_1} + P_{m_2} = 7.829 \text{ MN} \\ Mu &= 1,35 (M_G + M_{D240}) = 13,2023 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Pour la vérification, la procédure à suivre est comme suit :

**1ère itération :** On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B,  $\varepsilon_s = 10\text{‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$

## Chapitre 11 : Etude de la culée

$$\overline{N}_u = B(y) \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

$$\frac{\overline{M}_u}{A_p} = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot Z(y) + A_s \cdot \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{(\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s)} \cdot d_s$$

$$y \text{ (m)} = 0.570 \Rightarrow 0.8y \text{ (m)} = 0.456$$

$$\Rightarrow B(y) = 0.582$$

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad N_{bc} \text{ (MN)} = 13.193$$

$$\varepsilon_{p_n} = \frac{P_m}{n \cdot A_p \cdot E_p} = 5.629$$

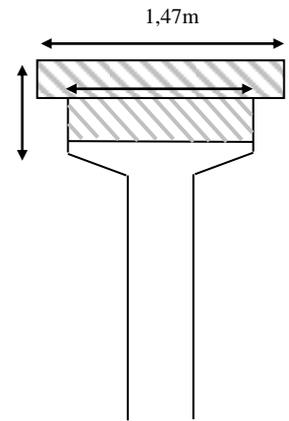
$\overline{y}_{\text{câble moyen}} =$	0.300	m
$e =$	-1.075	m
$M_{\min} =$	8.254845	MN.m

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m \cdot e_0 + M_{\min}}{I_n} e_0 = 6.395$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0.164$$

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \cdot \frac{d_p - y}{y} = 9.080$$

$$\Rightarrow \sum \varepsilon = \varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 14.872$$



## Chapitre 11 : Etude de la culée

$$\bullet \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p}{f_{p\sigma}} - 0,9 \right)^5$$

$$\Delta \sigma_p = g(\varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - g(\varepsilon_{p_n})$$

$$14.872 = \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1,95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 1} = 2944.28$$

$$5.629 = \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1,95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 2} = 2719.64$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{p\alpha 1} - \sigma_{p\alpha 2} = 224.64$$

$$\overline{N_u} = B(y) \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p = 12.002$$

On obtient :

$$\overline{N_u} = 12.002 > Nu = 7.903 \quad \text{vérifiée}$$

La partie comprimée est très importante, il faut pivoter le diagramme de la déformation autour de A,  $\varepsilon_{bc} < 3,5\%$  et garde  $\varepsilon_s$ .

**2ème itération** : Nous supposons que:  $\overline{N_u} = N_u$ , nous recherchons B (y).

$$\overline{N_u} = N_u \quad \text{donc} \quad B(y) = 0.401 \quad \begin{matrix} 0,8y = 0.282 \\ y = 0.352 \end{matrix}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \quad \varepsilon_{bc} = 1.908$$

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \cdot \frac{d_p - y}{y} = 9.188$$

$$\Rightarrow \sum \varepsilon = \varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 14.981$$

$$\bullet \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p}{f_{p\sigma}} - 0,9 \right)^5$$

$$\Delta \sigma_p = g(\varepsilon_{p_n} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - g(\varepsilon_{p_n})$$

$$14.981 = \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1,95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\alpha 1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 1} = 2946.14$$

$$5.629 = \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1,95 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\alpha 2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha 2} = 2719.64$$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{p\alpha 1} - \sigma_{p\alpha 2} = 226.500$$

## Chapitre 11 : Etude de la culée

On obtient :

$$\overline{N}_u = 7.890 \approx Nu = 7.903 \quad \text{Vérfiée}$$

$$\overline{N}_u = B(y) \sigma_{bc} - A_s \cdot \sigma_s - n \cdot A_p \cdot \sigma_p$$

Calcul de  $\overline{M}_u / A_p$  :

$$z(y) = d_p - 0.4y = 1.9090015$$

$$\overline{M}_u = B(y) \cdot \sigma_{bc} \cdot z(y) - A_s \cdot \sigma_s \cdot (d_s - d_p) = 18.347 > Mu = 13.200 \quad \text{Vérfiée}$$

### Conclusion

Le couple (Mu, Nu) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction dont les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

### Ferrailage Transversal De L'entretoise :

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1.078}{0.4 \cdot 1.134} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

Donc :  $\tau_u \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow$  les armatures droites sont suffisantes.

Pour l'espacement, on s'assure qu'ont doit pas dépassé les 40 cm d'après B.A.E.L

$$\frac{A_t}{s_t \cdot b_0} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k f_{t28}}{0,9 \cdot f_e}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

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

D'où :  $A_t = 2.22 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimum :

Donc  $A_t = 2.22 \text{ cm}^2$

## Chapitre 11 : Etude de la culée

Soit des cadres T12 e=15cm

$$\frac{A_t f_e}{s_t \cdot b_0} = 0,4 \Rightarrow A_t = 0.48 \text{ cm}^2$$

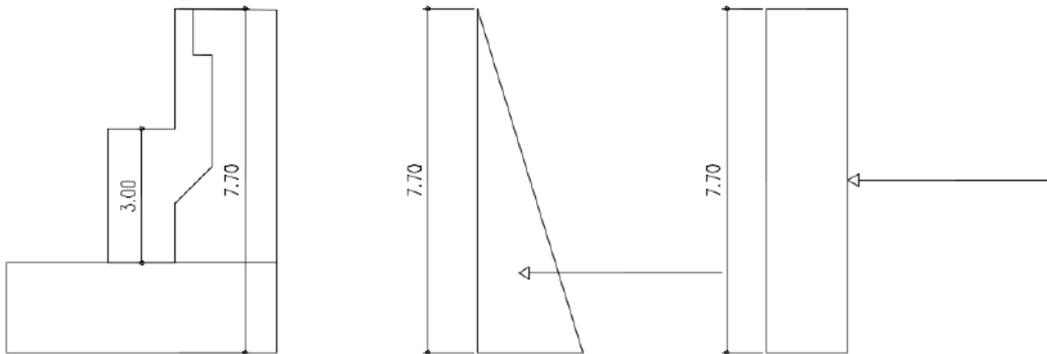
### Efforts verticaux :

Vous trouverez sur le tableau ci-dessous le poids de chaque élément de la culée

✓ Efforts horizontaux :

❖ Poussée des terres :

*Poussée des terres      Poussée due au compactage*



L'effort de poussée :  $P = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

$\gamma$  : Poids volumique des terres.....  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

$\Phi$  : Angle de frottement interne du remblai.....  $\Phi = 30^\circ$

$K_a$  : coefficient de poussée des terres .....  $K_a = 0.5$

La poussée des terres s'exerce horizontalement au tiers de la hauteur  $H = 7.70/3 = 2.566\text{m}$

Poussée due au compactage  $q = 1 \text{ t/m}^2$ :

$P_q = 1.2 \cdot K_a \cdot h$

## Chapitre 11 : Etude de la culée

### Réaction Maximale Due Aux Charges Permanentes Est : $R_{max} = Q \times S_{max}$

La poussée due au compactage s'exerce horizontalement à mi-hauteur  $H=7.70/2$  La poussée due au compactage s'exerce horizontalement à mi-hauteur  $H=7.70/2 = 3.85m$ .

**Référence :** Niveau de référence : bas de la semelle.

Axe de référence : bas de la semelle.

	<i>N</i>	<i>HI</i>	<i>MV</i>	<i>MH</i>	$\Delta M$	<i>RI</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
<b>P.perm</b>	<b>1773.441</b>	<b>-276.458</b>	<b>1238.585</b>	<b>749.949</b>	<b>488.635</b>	<b>222.393</b>	<b>197.049</b>	<b>70.198</b>
<b>P.perm+Q</b>	<b>1805.301</b>	<b>-325.523</b>	<b>1323.651</b>	<b>938.847</b>	<b>384.804</b>	<b>220.548</b>	<b>200.589</b>	<b>79.444</b>
<b>P.perm+Al</b>	<b>1926.738</b>	<b>-291.446</b>	<b>1238.585</b>	<b>831.334</b>	<b>407.251</b>	<b>235.205</b>	<b>214.082</b>	<b>91.704</b>
<b>P.perm+Bc</b>	<b>1911.879</b>	<b>-312.458</b>	<b>1238.585</b>	<b>945.429</b>	<b>293.155</b>	<b>227.636</b>	<b>212.431</b>	<b>96.322</b>
<b>P.perm+Mc120</b>	<b>1881.265</b>	<b>-276.458</b>	<b>1238.585</b>	<b>749.949</b>	<b>488.635</b>	<b>234.373</b>	<b>209.029</b>	<b>82.179</b>
<b>P.perm+D240</b>	<b>1956.215</b>	<b>-276.458</b>	<b>1238.585</b>	<b>749.949</b>	<b>488.635</b>	<b>242.701</b>	<b>217.357</b>	<b>90.507</b>

### Combinaison des moments

<u>à L'ELU</u>	<i>N</i>	<i>HI</i>	<i>MV</i>	<i>MH</i>	$\Delta M$	<i>RI</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
<i>P.perm</i>	<b>2394.145</b>	<b>-375.334</b>	<b>1672.089</b>	<b>1023.916</b>	<b>648.173</b>	<b>299.635</b>	<b>266.016</b>	<b>30.399</b>
<i>P.perm+Q</i>	<b>2433.970</b>	<b>-436.664</b>	<b>1778.422</b>	<b>1260.038</b>	<b>518.384</b>	<b>297.328</b>	<b>270.441</b>	<b>41.956</b>
<i>P.perm+Al</i>	<b>2585.767</b>	<b>-394.069</b>	<b>1672.089</b>	<b>1125.647</b>	<b>546.442</b>	<b>315.650</b>	<b>287.307</b>	<b>57.280</b>
<i>P.perm+Bc</i>	<b>2567.192</b>	<b>-420.334</b>	<b>1672.089</b>	<b>1268.266</b>	<b>403.823</b>	<b>306.189</b>	<b>285.244</b>	<b>63.053</b>
<i>P.perm+Mc120</i>	<b>2539.707</b>	<b>-375.334</b>	<b>1672.089</b>	<b>1023.916</b>	<b>648.173</b>	<b>315.808</b>	<b>282.190</b>	<b>46.572</b>
<i>P.perm+D240</i>	<b>2640.890</b>	<b>-375.334</b>	<b>1672.089</b>	<b>1023.916</b>	<b>648.173</b>	<b>327.051</b>	<b>293.432</b>	<b>57.815</b>

Sens positif:

sens trigonométrique

## Chapitre 11 : Etude de la culée

### Calcul des sollicitations :

Ms : Moment stabilisant du a Fv

Mr : Moment de renversement du a Fh

Tableau récapitulatif des efforts :

Désignation	N (t)	H (t)	/Fv/o	/FH/O	MFV/o	MFH/o
<b>MGG</b>	<b>9.850</b>	/	<b>0.950</b>	<b>7.170</b>	<b>9.358</b>	/
<b>Corbeau</b>	<b>54.410</b>	/	<b>1.130</b>	<b>5.180</b>	<b>61.483</b>	/
<b>Mur frontal</b>	<b>113.288</b>	/	<b>0.000</b>	<b>3.500</b>	<b>0.000</b>	/
<b>Mur en retour</b>	<b>45.557</b>	/	<b>2.271</b>	<b>4.837</b>	<b>103.459</b>	/
<b>Semelle</b>	<b>488.448</b>	/	<b>0.000</b>	<b>1.000</b>	<b>0.000</b>	/
<b>DDT</b>	<b>21.107</b>	/	<b>2.670</b>	<b>6.680</b>	<b>56.356</b>	/
<b>Poids des terres sur talon</b>	<b>532.497</b>	/	<b>2.271</b>	<b>4.837</b>	<b>1209.302</b>	/
	<b>61.488</b>	/	<b>-3.275</b>	<b>2.500</b>	<b>-201.373</b>	/
<b>Poussées des terres</b>	/	- 262.358	/	<b>2.567</b>	/	<b>-673.386</b>
<b>Tablier</b>	<b>446.796</b>	/	<b>0.000</b>	<b>5.430</b>	<b>0.000</b>	/
<b>Poussées 1t/m<sup>2</sup></b>	<b>26.550</b>	<b>-40.887</b>	<b>2.670</b>	<b>3.850</b>	<b>70.889</b>	<b>-157.415</b>
<b>Surcharge (Al)</b>	<b>127.748</b>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>5.430</b>	<b>0.000</b>	/
<b>Surcharge (Bc)</b>	<b>115.365</b>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>5.430</b>	<b>0.000</b>	/
<b>Surcharge Mc120</b>	<b>107.824</b>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>5.430</b>	<b>0.000</b>	/
<b>Surcharges D240</b>	<b>182.774</b>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>5.430</b>	<b>0.000</b>	/
<b>Hf+r</b>	/	<b>-21.000</b>	/	<b>5.430</b>	/	<b>-114.030</b>
<b>HT°</b>		<b>-6.000</b>	/	<b>5.430</b>		<b>-32.580</b>
<b>Freinage Al</b>	/	<b>-12.490</b>	/	<b>5.430</b>	/	<b>-67.821</b>
<b>Freinage Bc</b>	/	<b>-30.000</b>	/	<b>5.430</b>	/	<b>-162.900</b>

✓ **Cas sismiques:**

**Selon RPOA :**

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

## Chapitre 11 : Etude de la culée

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients  $k_h$  et  $k_v$ .

**$k_h$  «Coefficient sismique horizontale» = 0.3**

**$k_v$  «Coefficient sismique verticale» =  $0.3k_h = 0.09$**

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

**Avec:**

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

- $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$
- $H$  est la hauteur du mur ;
- $\gamma$  est le poids volumique des terres,
- $\varphi$  l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion,
- $\delta$  l'angle de frottement sur le mur,
- $\beta$  angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

Désignation	$N(t)$	$H L(t)$	$H$	$I_{FV/o}$	$I_{FH/}$	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
<b>MGG</b>	<b>0.887</b>	<b>2.955</b>	<b>2.955</b>	<b>0.950</b>	<b>7.1</b>	<b>0.842</b>	<b>21.187</b>	<b>21.187</b>
<b>Corbeau</b>	<b>4.897</b>	<b>16.32</b>	<b>16.32</b>	<b>1.130</b>	<b>5.1</b>	<b>5.533</b>	<b>84.553</b>	<b>84.553</b>
<b>Mur frontal</b>	<b>10.196</b>	<b>33.98</b>	<b>33.98</b>	<b>0.000</b>	<b>3.5</b>	<b>0.000</b>	<b>118.952</b>	<b>118.95</b>
<b>Mur en retour</b>	<b>4.100</b>	<b>13.66</b>	<b>13.66</b>	<b>2.271</b>	<b>4.8</b>	<b>9.311</b>	<b>66.107</b>	<b>66.107</b>
<b>Semelle</b>	<b>43.960</b>	<b>146.5</b>	<b>146.5</b>	<b>0.000</b>	<b>1.0</b>	<b>0.000</b>	<b>146.534</b>	<b>146.53</b>
<b>DDT</b>	<b>3.799</b>	<b>12.66</b>	<b>12.66</b>	<b>2.670</b>	<b>6.6</b>	<b>10.14</b>	<b>84.598</b>	<b>84.598</b>
<b>Poids des terres talon</b>	<b>47.925</b>	<b>159.7</b>	<b>159.7</b>	<b>2.271</b>	<b>4.8</b>	<b>108.8</b>	<b>772.707</b>	<b>772.70</b>

## Chapitre 11 : Etude de la culée

	<b>5.534</b>	<b>18.44</b>	<b>18.44</b>	<b>-</b> 75	<b>2.5</b>	<b>18.12</b>	<b>46.116</b>	<b>46.116</b>
<i>Poussée dynamterres Fad</i>	/	<b>135.9</b>	<b>0.000</b>	/	<b>3.8</b>	/	<b>523.502</b>	<b>0.000</b>
	/	<b>113.2</b>	<b>0.000</b>	/	<b>3.8</b>	/	<b>435.863</b>	<b>0.000</b>
<i>Tablier</i>	<b>174.520</b>	<b>169.5</b>	<b>154.3</b>	<b>0.000</b>	<b>5.4</b>	<b>0.000</b>	<b>920.819</b>	<b>837.95</b>
<i>0.4 * HT•+Hf+r</i>	/	<b>-</b> 400	<b>0.000</b>	/	<b>5.4</b>	/	<b>127.062</b>	<b>0.000</b>



### COMBINAISONS DES DIRECTIONS

Les efforts sismique sont découplés suivent les directions suivant :

$$E1 = EL \pm 0,3 \times (ET \pm EV)$$

$$E2 = ET \pm 0,3 \times (EL \pm EV)$$

$$E3 = EV \pm 0,3 \times (EL \pm ET)$$

EL = Effets de la composante longitudinale du séisme,

ET = Effets de la composante transversale,

EV = Effets de la composante verticale



### Combinaison d'actions:

- 1) E1 + PPP
  - 2) E2 + PPP
  - 3) E3 + PPP vérification de la capacité portante
  - 4) - E1 + PPP ferrailage des pieux
  - 5) - E2 + PPP
  - 6) - E3 + PPP vérification à l'arrachement
- PPP = poids propre de l'appui

	<i>EL</i>	<i>ET</i>	<i>EV</i>	<i>E1</i>	<i>E2</i>	<i>E3</i>	<i>Pper</i>
<i>N</i>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>212.533</b>	<b>63.760</b>	<b>63.760</b>	<b>212.533</b>	<b>1773.441</b>
<i>HL</i>	<b>566.288</b>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>566.288</b>	<b>169.886</b>	<b>169.886</b>	<b>-264.758</b>
<i>HT</i>	<b>0.000</b>	<b>432.775</b>	<b>0.000</b>	<b>129.832</b>	<b>432.775</b>	<b>129.832</b>	<b>0.000</b>
<i>ML</i>	<b>2232.061</b>	<b>0.000</b>	<b>0.000</b>	<b>2232.061</b>	<b>669.618</b>	<b>669.618</b>	<b>-686.418</b>
<i>MT</i>	<b>0.000</b>	<b>1581.074</b>	<b>0.000</b>	<b>474.322</b>	<b>1581.074</b>	<b>474.322</b>	<b>0.000</b>

<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
----------	----------	----------	----------	----------	----------

## Chapitre 11 : Etude de la culée

<i>N</i>	1837.201	1837.201	1985.974	1709.681	1709.681	1560.908
<i>HL</i>	301.529	-94.872	-94.872	-831.046	-434.645	-434.645
<i>HT</i>	129.832	432.775	129.832	-129.832	-432.775	-129.832
<i>ML</i>	1545.643	-16.800	-16.800	-2918.480	-1356.037	-1356.037
<i>MT</i>	474.322	1581.074	474.322	-474.322	-1581.074	-474.322

$$Ri = \frac{N}{n} \pm \left[ \frac{M_x \times d_{xi}}{\sum (d_{xi})^2} + \frac{M_y \times d_{yi}}{\sum (d_{yi})^2} \right]$$

	NUM	Yi	Zi	1	2	3	4	5	6
<b>range1</b>	1	- 5.234	3.028	257.829	115.020	193.320	65.065	207.873	129.573
	2	- 1.634	3.028	276.037	175.714	211.528	46.856	147.179	111.365
	3	1.966	3.028	294.245	236.408	229.736	28.648	86.485	93.157
<b>range2</b>	4	- 3.600	0.000	185.925	143.439	202.456	208.173	250.659	191.642
	5	0.000	0.000	204.133	204.133	220.664	189.965	189.965	173.434
	6	3.600	0.000	222.342	264.827	238.872	171.756	129.271	155.226
<b>range3</b>	7	- 1.966	-3.208	109.256	171.911	211.643	360.279	297.625	257.892
	8	- 1.634	-3.208	110.936	177.508	213.322	358.600	292.027	256.213
	9	5.234	-3.208	145.673	293.299	248.060	323.863	176.237	221.476
			<b>Rmax</b>	294.245	293.299	248.060	360.279	297.625	257.892
			<b>Rmim</b>	109.256	115.020	193.320	28.648	86.485	93.157

### VÉRIFICATION DES PIEUX:

Pour la vérification du poinçonnement et du soulèvement des pieux on vérifie les deux conditions suivantes:

Rmax < Capacité du pieu (pas de poinçonnement)

## Chapitre 11 : Etude de la culée

<i>cas de chargement</i>	<i>R<sub>max</sub> (T)</i>	<i>R<sub>min</sub> Cor (T)</i>	<i>Q (T) Sp01 a 20.50m</i>	<i>Vérification</i>
<i>ELS Carrac</i>	<b>242.701</b>	<b>190.507</b>	<b>286.99</b>	<b>OK</b>
<i>ELU Fond</i>	<b>327.051</b>	<b>257.815</b>	<b>478.78</b>	<b>OK</b>
<i>ELA Sism</i>	<b>360.279</b>	<b>28.648</b>	<b>526.73</b>	<b>OK</b>

R<sub>min</sub> > 0 (pas de soulèvement)

ELS: R<sub>min</sub> = 190.507 t > 0 Condition vérifiée

ELU: R<sub>min</sub> = 257.815 t > 0 Condition vérifiée

ELA: R<sub>min</sub> = 28.648 t > 0 Condition vérifiée

### Ferraillage longitudinal des pieux :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{C_u \cdot \Phi}} : \text{longueur élastique des pieux}$$

∅ : Diamètre des pieux égale 1.2 m.

C<sub>u</sub> : Coefficient de réaction du sol (C<sub>u</sub> = 30000 KN/m<sup>3</sup>)

E : module d'élasticité du béton (E = 11000  $\sqrt[3]{27}$  = 33000 MPA)

I : moment d'inertie du pieux : I =  $\frac{\pi D^4}{64} = 0.102 \text{ m}^4$

ELS :

$$M_y = \frac{T_x \cdot L_0}{2}$$

N : nombre de pieux

Q<sub>x</sub> : effort horizontal longitudinal

L<sub>0</sub> : longueur élastique pieux

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{C_u \cdot \Phi}} = 4.40 \text{ m}$$

T<sub>x</sub> = (276.46/9) = 30.72 t

M<sub>y</sub> = (30.72 \* 4.4) / 2 = 67.58 t.m.

## Chapitre 11 : Etude de la culée

ELU :

$$My = \frac{T_x * L_0}{2}$$

N : nombre de pieux

Q<sub>x</sub> : effort horizontal longitudinal

L<sub>0</sub> : longueur élastique pieux

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{C_u \Phi}} = 4.40\text{m}$$

$$T_x = (375.33/9) = 41.70 \text{ t}$$

$$My = (41.70 * 4.40) / 2 = 91.75 \text{ t.m.}$$

ELA :

$$My = \frac{T_x * L_0}{2}$$

T<sub>x</sub> : effort horizontal longitudinal d'un pieu

$$T_x = \frac{Q_x}{N}$$

N : nombre de pieux

Q<sub>x</sub> : effort horizontal longitudinal

L<sub>0</sub> : longueur élastique pieux

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{C_u \Phi}} = 4.40\text{m}$$

$$T_x = (831.046 / 9) = 92.34\text{t}$$

$$My = (92.34 * 4.40) / 2 = 203.145\text{t.m.}$$

$$M_x = \frac{T_y * L_0}{2}$$

T<sub>y</sub> : effort horizontal longitudinal d'un pieu

$$T_y = \frac{Q_y}{N}$$

N : nombre de pieux

Q<sub>y</sub>: effort horizontal longitudinal

L<sub>0</sub> : longueur élastique pieux

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{C_u \Phi}} = 4.40$$

$$T_y = (129.832/9) = 14.43 \text{ t}$$

$$M_x = (14.43 * 4.40) / 2 = 31.737 \text{ t.m}$$

# Chapitre 11 : Etude de la culée

## Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

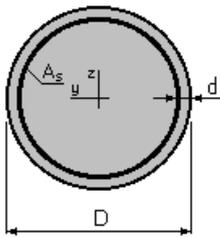
### Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27.00$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.00$  (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$D = 1.20$  (m)

$d = 0.05$  (m)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	N (T)	$M_y$ (T*m)	$M_z$ (T*m)
1.	ELS	190.51	67.58	0.00
2.	ELU	257.82	91.75	0.00
3.	ELA	28.65	203.15	31.74

### 4. Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 113.10$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 113.10$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \max} = 565.49$  (cm<sup>2</sup>)

## Chapitre 11 : Etude de la culée

théorique  $p = 1.00$  (%)

minimum  $A_{\min} = 0.50$  (%)

maximum  $p_{\max} = 5.00$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N1: Type ELS N = 190.51 (T)  $M_y = 67.58$  (T\*m)  $M_z = 0.00$  (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.15

Position de l'axe neutre:  $y = 0.76$  (m)

Bras de levier:  $Z = 0.84$  (m)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5.14$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.20$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 39.02$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 71.83$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_s \text{ lim} = 200.00$  (MPa)

**Cas N2: Type ELUN = 257.82 (T)  $M_y = 91.75$  (T\*m)  $M_z = 0.00$  (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.74 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 0.76$  (m)

Bras de levier:  $Z = 0.80$  (m)

Déformation du béton:  $\sigma_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\sigma_s = 1.76$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 352.02$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434.78$  (MPa)

**Cas N3: Type ELA N = 28.65 (T)  $M_y = 203.15$  (T\*m)  $M_z = 31.74$  (T\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.38 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 0.28$  (m)

Bras de levier:  $Z = 1.01$  (m)

Déformation du béton:  $\sigma_b = 3.25$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\sigma_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500.00$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500.00$  (MPa)

**SOIT: 18T32**

## Chapitre 11 : Etude de la culée

### Ferrailage transversal des pieux :

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée

$$2R = b_0\sqrt{2} \Rightarrow b_0 = 0.848m$$

$$D = 0.9 \cdot b_0 = 0.764$$

### Pour le cas ELS

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}, \quad V_u = \left( \frac{H \max}{n} \right)$$

$$V_u = 30.718t$$

$$\tau_u = 0.474MPa$$

✓ Pourcentage des aciers

$$S_t = \min(0.9d; 40cm) = 40cm \quad ; \text{ on prend } S_t = 10cm$$

$$A_t \geq \frac{S_t \cdot b_0}{0.9 \cdot f_e} (\tau_u - 0.3Kf_{t_{28}})$$

$$A_t = 0.893cm^2$$

On opte pour des cerces de T14  $e = 10 \text{ cm}$  en zone de renforcement  
 $e = 15 \text{ cm}$  en zone courante

### Pour le cas ELU

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}, \quad V_u = \left( \frac{H \max}{n} \right)$$

$$V_u = 41.704t$$

$$\tau_u = 0.644MPa$$

✓ Pourcentage des aciers

$$S_t = \min(0.9d; 40cm) = 40cm \quad ; \text{ on prend } S_t = 10cm$$

## Chapitre 11 : Etude de la culée

$$A_t \geq \frac{S_t * b_0}{0.9 * f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$

$$A_t = 1.213 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cerces de T14 e = 10 cm en zone de renforcement  
e = 15 cm en zone courante

### Pour le cas sismique ELA :

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}, V_u = \left( \frac{H \max}{n} \right)$$

$$V_u = 92.338 \text{ t}$$

$$\tau_u = 1.425 \text{ MPa}$$

✓ Pourcentage des aciers

$$S_t = \min (0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \quad ; \text{ on prend } S_t = 10\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{S_t * b_0}{0.9 * f_e} (\tau_u - 0.3 K f_{t28})$$

$$A_t = 2.686 \text{ cm}^2$$

On opte pour des cerces de T14 e = 10 cm en zone de renforcement.  
e = 15 cm en zone courante

✓ On opte le même ferrailage des futs pour la culée C1

Les résultats des essais d'analyse chimique sur des échantillons d'eau indiquent la présence d'eaux agressive pour cela nous recommandons l'utilisation de béton approprié

### **Conclusion générale :**

Ce projet nous a servis énormément dans la compréhension des étapes complexes de l'Etude D'un Pont Route A Poutres Multiples En Béton Précontraint , de plus, il nous a permis de mettre en valeur nos connaissances théoriques pour la réalisation d'un projet réel.

L'étude d'un ouvrage d'art commence par la conception et le pré-dimensionnement de ses éléments, ensuite on passe à la détermination des CRT (coefficient de répartition transversale) qui présente l'étape la plus importante et la plus sensible.

Après avoir déterminé les CRT des poutres, on passe à la détermination des cas de charges et l'identification de cas de charge le plus défavorables.

Ce travaille comporte tous les détails de calculs des différentes étapes citées précédemment et en plus les calculs manuels, une modélisation avec le logiciel de calcul des structures Robot.

Il permet de comprendre que l'Ingénieur est une personne qui a comme devoir «la résolution de problèmes »

## **BIBLIOGRAPHIE:**

- *Règlement parasismique des ouvrages d'art (R.P.O.A).*
- *Le béton précontraint aux états limites. «Henry Thonier ».*
- *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé (SETRA).*
- *Fascicule 62 titre «Règles de conception et de calcul des constructions en béton armé».*
- *Le calcul des grillages des poutres et dalles orthotropes Guyon- Massonnet.*
- *Documents S.E.T.R.A «Guide de conception de pont dalle».*
- *les abaques de WARNER pour les fondations.*
- *les abaques Allemands.*
- *Catalogue Freyssinet.*
- *Cours et TD enseignés à l'U.S.T.H.B.*
- *Thèses de V.O.A*