

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
National School of Built and Ground Works Engineering  
Francis Jeanson

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU  
P.K :18+100. PROJET DE REALISATION DE LA  
SECTION AUTOROUTIERE ENTRE CHIFFA ET  
BERROUAGHIA SUR 53 KM.

Présenté par :

ABIDET Mohamed

Encadré par :

Mr. BIREM Kamel

Promotion 2018 /2017

---



## DÉDICACES



*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail, que  
Je dédie à Mes parents pour leurs amours, leurs soutiens et leurs confiances.  
Rien n'aurait été possible sans eux,*

*A mes plus belles étoiles qui puissent exister dans l'univers ; mes chères mères, celles à qui je  
souhaite une longue vie.*

*A mes chères sœurs : soumia et echrak,*

*A toute ma grande famille, qui m'a accompagnée durant ce long parcours,  
Celle qui m'a offerte tout l'amour.*

*A mes amours Mano et sidra*

*A toute la promotion 2018*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.  
Merci à tous.*



# *Remerciement*

*Nos premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant,  
qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos  
études.*

*Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur Mr.BIREM  
qui a fait tout son possible pour nous aider. Pour avoir su nous guider  
dans ce travail, pour avoir encore et toujours posé les bonnes  
questions, pour ses conseils, son intérêt et sa grande  
disponibilité.*

*Nous remercions également tout le personnel de l'ENTSP,  
particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos  
connaissances, durant les trois ans de notre formation.*

*Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils  
feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience,  
leur compréhension et leur encouragement.*

## ملخص

هذا المشروع بعنوان " دراسة منشأة فنية المتمثلة في جسر متعدد العارضات طوله 66 متر و عرضه 15.5 متر

يتكون هذا العمل من أربعة أجزاء رئيسية مقسمة إلى اثنا عشرة فصل، الجزء الأول هو عرض 3 تصاميم وفحصها لاختيار التصميم المناسب ويخصص الجزء الثاني لدراسة البنية العلوية، بدءا من العوارض، إلى سلوك الجسر أثناء الزلزال ثم وأخيرا اختيار التجهيزات، الجزء الثالث مكرس لدراسة الركائز الوسطية و الطرفية وأساساتها. أما الجزء الأخير يتم فيه إنجاز تخطيط زمني للمشروع (رزانمة )

**كلمات مفتاحية :** جسر، الخرسانة، مسبقة الاجهاد ، تجهيزات، زلزال، الركائز الوسطية ، الركائز الطرفية ، أسس .

## Résumé

Ce projet de fin d'étude, intitulé « conception et étude d'un viaduc sur la section autoroutière entre chéffa et baraughia au PK 18+100

Ce travail est composé de quatre parties principales réparties sur douze chapitres dont la 1ere partie est la conception de l'ouvrage, l'analyse de sa conception, sa vérification et la caractérisation des matériaux utilisés. La deuxième partie est consacré à l'étude du tablier, et l'hourdis suivie par un calcul sismique détaillé du pont et enfin le dimensionnement des équipements. La troisième partie est relative à l'étude des piles et des culées et leurs fondations alors que la dernière partie est consacrée au planning d'exécution.

**Mots clés :** conception, viaduc, Hourdis, Equipement, Séisme, Pile, Culée, Fondations.

## Abstract

This project entitled "design and Study of a bridge between cheffa and baraughia on pk18 + 100

. This work is composed of four main parts divided into twelve chapters; the first part is for the presentation of the bridge, analyzing its design than checked it, and characterization of the used materials. The second part is dedicated to the study of the deck, beginning with the beams and the slab, to the earthquake behavior than the dimensioning of equipment. The third part is related to the study of piers and abutments and their foundations. The last part contains an execution schedule.

**Keywords:** Bridge, design, slab, equipment, earthquake, pier, abutment, foundations.

## NOTATIONS ET SYMBOLES

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression au  $j^{\text{ème}}$  jours .

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique du béton à la traction au  $j^{\text{ème}}$  jours .

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton .

$f_{bu}$  : Résistance du béton comprimé à l'ELU .

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton .

$E_{tj}$  : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton .

$E_{vj}$  : Module d'élasticité longitudinal différé du béton .

$\sigma_s$  : Contrainte admissible de traction de l'acier passif .

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

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier .

$f$  : Coefficient de frottement en courbe .

$A_p$  : Section des aciers actifs .

$\varnothing$  : Diamètre de la gaine .

$\varphi$  : Coefficient de frottement en ligne .

$\rho_{1000}$  : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

$f_e$  : Limite élastique des aciers passifs .

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;

$f_{prg}$  : Limite de rupture garantie des aciers actifs .

$f_{peg}$  : Limite de élastique garantie des aciers actifs .

$B$  : Section brute.

$V$  : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure .

$V$  : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure .

$I$  : Moment d'inertie de la section.

$i^2$  : Rayon de giration .

$\rho$  : Coefficient de rendement géométrique de la section .

$L$  : La portée de la travée .

$\rho_b$  : Masse volumique du béton

$l_c$  : Largeur chargeable .

$n$  : Nombre de voies .

$l_v$  : Largeur d'une voie .

$a_1$  : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées .

$a_2$  : Coefficient dépendant de la largeur de la voie .

$bc$  : Coefficient de pondération du convoi  $B_C$  .

$bt$  : Coefficient de pondération du convoi  $B_t$  .

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\delta$  : Coefficient de majoration dynamique.

$\alpha$  : Paramètre de torsion .

$\theta$  : Paramètre d'entretoisement

$\rho_P$  : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur .

$\rho_E$  : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur .

$\gamma_P$  : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur .

$\gamma_E$  : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur .

$I_P$  : Moment d'inertie de la poutre.

$I_E$  : Moment d'inertie de l'entretoise.

$I_0$  : Moment d'inertie de la poutre en section d'about.

$I_m$  : Moment d'inertie de la poutre en section médiane.

$K\alpha$  : Coefficient de répartition transversale.

$2b$  : Largeur active.

$n$  : Nombre de poutres .

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$P_{\min}$  : Précontrainte minimale.

$B_n$  : Section nette.

$B_{br}$  : Section brute.

$I_n$  : Moment d'inertie nette de la section.

$I_{br}$  : Moment d'inertie brute de la section.

$\sigma_{ti}$  : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure .

$\sigma_{ts}$  : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure .

$P_0$  : Effort à l'origine.

$n$  : Nombre de câbles .

$e_p$  : Excentricité du câble moyen .

$\sigma_{sup}$  : Contrainte sur la fibre supérieure .

$\sigma_{inf}$  : Contrainte sur la fibre inférieure .

$V_u$  : Effort tranchant limite .

$V_{\min}$  : Effort tranchant minimum .

$V_{\max}$  : Effort tranchant maximum .

$\alpha(x)$  : Angle de déviation du câble entre 0 et x.

$\sigma_{p0}$  : Tension initiale .

$\Delta\sigma_f$  : Perte de tension par frottement .

$\Delta\sigma_{rec}$  : Perte de tension par glissement .

$\Delta\sigma_{rac}$  : Perte de tension par déformation instantanée du béton .

$r_m$  : Rayon moyen de la section

$\Delta\sigma_p(x)$  : Perte due à la relaxation de l'acier .

$\Delta\sigma_{flu}$  : Perte due au fluage du béton .

$\Delta\sigma_{inst}$  : Pertes instantanées .

$\Delta\sigma_d$  : Pertes différées .

$\overline{\sigma}_{bt}$  : Contrainte admissible de traction .

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible de compression .

$V_{red}$  : Effort tranchant réduit .

$S(y)$  : Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_n(y)$  : Largeur nette de la section au niveau  $y$  .  
 $Mu, Nu$  : Sollicitations agissant sur la section  $Ap$  ;  
 $\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction dans le béton .  
 $st$  : Espacement des armatures transversales.  
 $Uc$  : périmètre d'impact de la roue.  
 $Fg$  : Flèche due aux charges permanente.  
 $Fp$  : Flèche due à la précontrainte .  
 $Fc$  : Flèche de construction .  
 $F_D$  : Flèche due à la surcharge D240 .  
 $\theta_g$  : Rotation due aux charges permanentes .  
 $\theta_D$  : Rotation due à la surcharge D240 .  
 $\theta_P$  : Rotation due à la précontrainte .  
 $\Delta h_{max}$  : Déplacement maximal à l'appui .  
 $R_i$  : Rigidité d'un appui.  
 $\tau_H$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal .  
 $\tau_N$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal .

$\alpha_T$  : Angle de rotation de l'appareil d'appui .  
 $\alpha_t$  : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire .  
 $f$  : Coefficient de frottement .  
 $\sigma_e$  : Limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif des frettes.  
 $G$  : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.  
 $E$  : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.  
 $Q$  : actions variables des charges d'exploitation.  
 $T$  : période fondamentale.  
 $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site .  
 $S_{ae}(T)$  : spectre de réponse élastique .  
 $K$  : Raideur .  
 $g$  : Accélération de la pesanteur  
 $S$  : coefficient de site ; ;  
 $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement.  
 $(\xi)$  : Taux d'amortissement.  
 $d$  : Déplacement .  
 $Pt$  : Poussée des terres ;  
 $Ka$  : Coefficient de poussée des terres .

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol .  
 $\gamma$  : Poids volumique des terres.  
 $R$  : Réaction d'appui des fûts .  
 $I$  : Entre axe des fûts .  
 $h$  : Hauteur du chevêtre ;  
 $b_0$  : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre .  
 $D$  : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre ;  
 $Mt$  : Moment de torsion ;  
 $\tau_u(v)$  : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant ;  
 $\tau_u(Mt)$  : Contrainte de cisaillement dû à la torsion ;  
 $N_s$  : Effort normal dû au séisme ;  
 $H_s$  : Effort horizontal dû au séisme.  
 $K_h$  : Accélération sismique horizontale.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $\gamma_f$  : Coefficient de majoration (pour tenir compte du flambement).  
 $ea$  : Excentricité additionnelle .  
 $C$  : Coefficient de réaction du sol .

## LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : plan de situation du projet du PK 18+087 et ses abords immédiats. ....	2
Figure I. 2:trace en plan.....	3
Figure I. 3:Profile en long .....	4
Figure I. 4:profile en travers .....	4
Figure I. 5:Carte de zonage sismique de l'Algérie(RPOA2008) .....	6
Figure II. 1:Implantation des appuis .....	8
Figure II. 2: Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont .....	8
Figure II. 3:Les dimensions des poutres.....	9
Figure II. 4:Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont avec consoles. ....	10
Figure II. 5:Implantation des appuis(VPP).....	11
Figure II. 6:Les dimensions des poutres(VIPP).....	13
Figure II. 7:coup transversale (VIPP) .....	13
Figure II. 8:Implantation des piles(PRAD) .....	14
Figure II. 9: Les dimensions des poutres(PRAD).....	15
Figure II. 10: coup transversal (PRAD) .....	15
Figure III. 1:courbe contrainte-déformation du béton.....	19
Figure III. 2:caractéristiques du tablier .....	21
Figure III. 3:Sections transversales de la poutre.....	21
Figure IV. 1:Coupe longitudinale de la poutre .....	25
Figure IV. 2:Description du système Bc .....	28
Figure IV. 3:Système de charge Bt .....	30
Figure IV. 4:système Br .....	30
Figure IV. 5:Charge militaire Mc120.....	31
Figure IV. 6:Chargement exceptionnel D240.....	32
Figure V. 1:Modèle numérique du tablier .....	37
Figure V. 2:Efforts maximaux à l'ELU obtenu par ROBOT .....	38
Figure V. 3:Efforts maximaux à l'ELS obtenu par ROBOT .....	38
Figure VI. 1:Description des hypothèses sur les phases de vérification de la précontrainte .....	42
Figure VI. 2:Disposition des câbles à l'about.....	44
Figure VI. 3:Disposition des câbles à mi-travée.....	44

Figure VI. 4:Schéma du tracé des câbles sur demi-poutre .....	46
Figure VI. 5:Largeur de la table de compression participante dans la contrainte normale .....	48
Figure VI. 6:Sections participantes lors de calcul des contraintes tangentielles .....	49
Figure VI. 7:Schéma de ferrailage de la poutre .....	53
Figure VII. 1:Section d'étude du ferrailage de la dalle .....	56
Figure VII. 2:schéma de ferrailage transversal.....	57
Figure VII. 3:schéma de ferrailage longitudinal.....	58
Figure VIII. 1:Vu en plan des futs .....	65
Figure IX. 1:Dimension de l'appareil d'appui .....	70
Figure IX. 2:Dimensions du Dé d'appui.....	72
Figure IX. 3:ferrailage de de d'appui .....	73
Figure IX. 4: Schéma du Joint CIPEC Wd60 .....	74
Figure IX. 5:Représentation de la corniche .....	75
Figure IX. 6:Glissière de sécurité BN 4 (16 t).....	76
Figure IX. 7:Schématisation du garde-corps S3 .....	76
Figure X. 1:Schéma de la semelle.....	79
Figure X. 2:Ferrailage du mur frontal.....	81
Figure X. 3:vue en plan du ferrailage de mur garde grève.....	82
Figure X. 4:Moment $M_{xx}$ sur mur en retour généré par modélisation .....	83
Figure X. 5:Moments $M_{yy}$ sur mur en retour généré par modélisation.....	83
Figure X. 6:Ferrailage du mur en retour .....	84
Figure X. 7:Ferrailage du corbeau .....	84
Figure X. 8:la dalle de transition .....	84
Figure X. 9:Ferrailage de la dalle de transition .....	86
Figure X. 10:Schéma de la semelle sous culée .....	86
Figure X. 11:Section 1 cote gauche de la semelle .....	87
Figure X. 12:Section 2cote droite de la semelle .....	88
Figure X. 13:Ferrailage transversale de la semelle sous culée .....	89
Figure X. 14:Ferrailage longitudinale de la semelle sous culée .....	89
Figure X. 15:Schema de Ferrailage du pieu .....	91
Figure XI. 1:Schéma représentatif du chevêtre .....	94
Figure XI. 2:Plan de ferrailage du chevêtre.....	96

Figure XI. 3:Schema de Ferrailage des fûts .....	99
Figure XI. 4:Schéma de la semelle sous pile.....	101
Figure XI. 5:Scheme de ferrailage transversale de la semelle.....	102
Figure XI. 6:Scheme de ferrailage langitudinal de la semelle.....	102
Figure XI. 7:Ferrailage du pieux sous pile .....	104
Figure XII. 1 : diagramme de gant.....	106

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1:predimensionnement de la charpente métallique .....	9
Tableau II. 2:comparaison entre les variantes .....	16
Tableau III. 1:contrainte limite à ELS.....	20
Tableau III. 2:caractéristiques des poutres (section d'about).....	22
Tableau III. 3:caractéristiques des poutres (section intermédiaire) .....	23
Tableau III. 4:caractéristiques des poutres (section médiane).....	23
Tableau IV. 1:calcul du poids de la poutre.....	25
Tableau IV. 2:Coefficient $a_1$ de $A(L)$ .....	27
Tableau IV. 3:Valeur de $v_0$ .....	27
Tableau IV. 4:valeur de $A(l)$ .....	28
Tableau IV. 5:coefficients de pondération $bc$ .....	29
Tableau IV. 6:Coefficient de majoration $Bc$ .....	29
Tableau IV. 7:coefficient $bt$ .....	29
Tableau IV. 8:Coefficient de majoration $Bt$ .....	30
Tableau IV. 9:Récapitulatif des coefficients de majoration des charges d'exploitation .....	33
Tableau IV. 10:Combinaisons de charges réglementaires .....	33
Tableau V. 1:Répartition longitudinale des efforts (M, T).....	35
Tableau V. 2:Moment maximal à l'ELU et l'ELS.....	36
Tableau V. 3:Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique .....	37
Tableau V. 4:Tableau récapitulatif et comparatif des moments et efforts tranchants maximal ....	38
Tableau VI. 1:Valeurs des efforts interne nécessaire pour le calcul de la précontrainte .....	40
Tableau VI. 2:Description des hypothèses sur les phases de vérification de la précontrainte .....	43
Tableau VI. 3:Vérification des hypothèses faites sur les différentes phases de la précontrainte ..	43
Tableau VI. 4: Etapes de calcul des angles de relevages pour la 1ere famille des câbles .....	45
Tableau VI. 5:Récapitulatif sur les pertes instantanées .....	47
Tableau VI. 6:Récapitulatif sur les pertes différées .....	47
Tableau VI. 7:Récapitulatif des pertes totales .....	48
Tableau VI. 8:Caractéristiques géométriques nettes pour le calcul des contraintes tangentielles.	50
Tableau VI. 9:Caractéristiques géométriques homogène pour le calcul des contraintes tangentielles .....	50

Tableau VII. 1:Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELS.....	55
Tableau VII. 2:Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS .....	56
Tableau VII. 3:Choix des armatures transversales .....	57
Tableau VII. 4:Combinaisons des moments longitudinaux obtenus par ROBOT à L'ELS .....	57
Tableau VII. 5:Dimensionnement des armatures longitudinaux à L'ELS .....	58
Tableau VII. 6:Choix des armatures longitudinaux .....	58
Tableau VII. 7:ferraillage obtenus par robot expert.....	59
Tableau VII. 8:Vérification de non poinçonnement .....	60
Tableau VIII. 1:Caractéristiques sismologique du site .....	61
Tableau VIII. 2:Effort sismique totale dans les trois directions pour la pile.....	67
Tableau VIII. 3:Effort sismique combiné selon le RPOA pour la pile .....	68
Tableau VIII. 4:Effort sismique combiné selon le RPOA pour un seul fut .....	68
Tableau IX. 1:Bilan de déformation .....	69
Tableau IX. 2:Dimensions de l'appareil d'appui .....	70
Tableau IX. 3: les rigidités de la pile et la culée .....	70
Tableau IX. 4:Répartition des efforts dynamiques .....	71
Tableau IX. 5:les efforts statiques .....	71
Tableau IX. 6:Caractéristiques du joint de chaussée .....	74
Tableau X. 1:Dimensions des éléments de la culée .....	77
Tableau X. 2:Valeurs des paramètres, Kad, KH ,Kv $\theta$ .....	78
Tableau X. 3:les efforts maximaux agissant sur le culée.....	79
Tableau X. 4:Réaction maximal sur pieu et vérification de la stabilité .....	80
Tableau X. 5:Réaction maximal sur pieu et vérification de la stabilité .....	80
Tableau X. 6:Les efforts appliqués à la dalle de transition .....	85
Tableau X. 7:Les sollicitations sur la dalle de transition .....	85
Tableau X. 8:Le moment max cote gauche de la semelle .....	87
Tableau X. 9:Le moment max cote droite de la semelle .....	88
Tableau X. 10:Les efforts sur pieu .....	90
Tableau XI. 1:Tableau récapitulatif des réactions .....	93
Tableau XI. 2:Moment fléchissant et de l'effort tranchant maximaux .....	93
Tableau XI. 3:Les efforts maximaux agissant sur le fût à ELS .....	97
Tableau XI. 4:Les efforts maximaux agissant sur le fût à ELU .....	97
Tableau XI. 5:Les efforts maximaux agissant sur le fût à ELA .....	97
Tableau XI. 6:Sollicitations maximales sur la semelle de la pile .....	100

Tableau XI. 7:Réaction maximale du pieu sous semelle .....	100
Tableau XI. 8:Les efforts agissant sur le pieu .....	103
Tableau XII. 1:Planning d'exécution du projet .....	105

## SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET</b> .....	2
I.1. INTRODUCTION .....	2
I.2. SITUATION DU PROJET.....	2
I.3. DONNEES FONCTIONNELLES.....	2
I.3.1. Tracé en Plan .....	3
I.3.2. Profil en long .....	3
I.3.3. Profile en travers.....	4
I.4. ETAT DES LIEUX.....	4
I.5. CADRE TOPOGRAPHIQUE REGIONAL.....	5
I.6. CADRE GÉOLOGIQUE DU SITE.....	5
I.7. LE CLIMAT DE LA RÉGION .....	5
I.8. PLUVIOMÉTRIE.....	5
I.9. LES ÉCOULEMENTS SUPERFICIELS ET LA NAPPE D’EAU.....	5
I.10. LA SISMICITÉ .....	6
I.11. CONCLUSION.....	6
<b>II. CHAPITRE II : CONCEPTION</b> .....	7
II.1. INTRODUCTION .....	7
II.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D’OUVRAGE .....	7
II.3. CONCEPTION DE TABLIER.....	7
II.3.1. Variante1 : pont mixte (bipoutres à pièces de pont) .....	7
II.3.1.1 Implantation des appuis .....	8
II.3.1.2 Pré dimensionnement des bipoutres à pièces de pont: .....	8
II.3.1.3 Les avantages et les inconvénients.....	10
II.3.2. Variante 2 : pont a poutres en béton précontrainte par poste tension .....	10
II.3.2.1 Implantation des piles.....	11
II.3.2.2 Pré dimensionnement : Selon le guide SETRA(VIPP) Selon le guide SETRA2	11
II.3.2.3 Les avantages et Les inconvénients du pont à poutre par post tension .....	14
II.3.3. Variante 3 : pont a poutres en béton précontrainte par pré tension .....	14
II.3.3.1 Implantation des piles.....	14

II.3.3.2	Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré tension.....	15
II.3.3.1	Les avantages et Les inconvénients du pont à poutre par post tension .....	16
II.4.	COMPARAISON ENTRE LES VARIANTES .....	16
II.5.	CONCLUSION.....	16
<b>III.</b>	<b>CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL .....</b>	<b>17</b>
III.1	INTRODUCTION .....	17
III.2	LES REGLEMENTS .....	17
III.3	BETON.....	17
III.4	LES ACIERS .....	19
III.4.1	Aciers actifs .....	19
III.4.2	Aciers passifs.....	20
III.5	Logiciel de calcul.....	20
III.6	CARACTERISTIQUE DU TABLIER ET DES SECTIONS DES POUTRES.....	21
III.6.1	caractéristique du tablier .....	21
III.6.2	dimensions des sections des poutres.....	21
III.7	CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS.....	22
III.8	CONCLUSION.....	24
<b>IV.</b>	<b>CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES .....</b>	<b>25</b>
IV.1	INTRODUCTION .....	25
IV.2	EVALUATION DES CHARGES .....	25
IV.2.1	calcul des charges permanentes .....	25
IV.2.2	Calcul des charges complémentaires permanentes.....	26
IV.3	SURCHARGES DES PONTS ROUTIERS.....	27
IV.3.1	Système de charge A(l) .....	27
IV.3.2	Système de charge B.....	28
IV.3.2.1	Sous système Bc .....	28
IV.3.2.2	Sous système tandem Bt.....	29
IV.3.2.3	Sous système Br.....	30
IV.3.3	Les charges militaires.....	31
IV.3.3.1	Convoi mc 120.....	31
IV.3.4	Les surcharges exceptionnelles .....	31

IV.3.4.1	Charges exceptionnelles D240 .....	31
IV.3.5	Surcharge sur trottoir (st) .....	32
IV.3.6	Effort de freinage .....	32
IV.3.6.1	Freinage du système A(l) .....	32
IV.3.6.2	Freinage du système Bc .....	32
IV.3.7	Action sismique .....	32
IV.4	RECAPITULATIF.....	33
IV.5	COMBINAISON D’ACTIONS.....	33
IV.6	CONCLUSION.....	33
<b>V</b>	<b>CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS SUR POUTRES .....</b>	<b>34</b>
V.1	INTRODUCTION .....	34
V.2	CALCUL LONGITUDINAL.....	34
V.2.1	Méthodologie.....	34
V.2.2	Moment fléchissant et effort tranchant maximaux .....	34
V.3	CALCUL TRANSVERSAL .....	36
V.3.1	Méthodologie.....	36
V.3.2	Efforts internes maximaux .....	36
V.3.2.1	Paramètres de la méthode de Guyon Massonnet.....	36
V.3.2.2	Moment.....	36
V.4	MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT .....	37
V.5	CONCLUSION.....	39
<b>VI</b>	<b>Chapitre VI : ÉTUDE DA LA PRECONTRAINTTE .....</b>	<b>40</b>
VI.1	INTRODUCTION .....	40
VI.2	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTTE .....	40
VI.2.1	Classe de la précontrainte.....	40
VI.2.2	Sollicitation.....	40
VI.2.3	Force et excentricité de la précontrainte .....	41
VI.2.4	Précontrainte minimal .....	41
VI.2.5	Nombre de câbles.....	41
VI.2.6	Vérification des contraintes normales.....	42
VI.2.7	Disposition constructive des câbles .....	44

VI.2.7.1	Section d'about .....	44
VI.2.7.2	Section médiane.....	44
VI.2.7.3	Détermination de l'ange de relevage .....	45
VI.2.7.4	Allure des câbles.....	46
VI.3	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS .....	46
VI.4	CALCUL DES PERTES.....	46
VI.4.1	Les pertes instantanées.....	46
VI.4.2	Les pertes différées .....	47
VI.4.3	Récapitulatif sur les pertes instantanées.....	47
VI.4.4	Récapitulatif des pertes différées.....	47
VI.4.5	RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES .....	48
VI.5	VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLE.....	48
VI.6	Détermination de la contrainte normale .....	48
VI.7	Détermination des contraintes tangentielles.....	49
VI.7.1	Détermination des caractéristiques géométrique pour le calcul de $\sigma_x$ et de $\tau$ .....	49
VI.8	FERRAILLAGE DE LA POUTRE .....	50
VI.8.1	ferraillage passif.....	50
VI.8.1.1	armatures de peau .....	50
VI.8.1.2	ferraillage longitudinal.....	51
VI.8.2	Justification des contraintes tangentielles .....	51
VI.8.2.1	Armatures transversales de peau .....	51
VI.8.2.2	Minimum d'armatures transversales.....	51
VI.8.2.3	Justification des armatures transversales dans la zone d'appui.....	52
VI.8.2.4	Le non rupture des armatures transversales .....	52
VI.8.2.5	Justification des bielles de béton .....	52
VI.8.2.6	Cadre du talon.....	52
VI.8.2.7	Armatures supérieurs de la table de compression .....	52
VI.9	CONCLUSION.....	53
<b>VII.</b>	<b>CHAPITRE VII : ETUDE DE LA DALLE.....</b>	<b>55</b>
VII.1.	INTRODUCTION.....	55
VII.2.	ETUDE DE LA FLEXION.....	55

VII.2.1. Flexion locale .....	55
VII.2.1.1 Calcul des sollicitations .....	56
VII.2.1.2 ferrailage .....	56
VII.2.1.3 Choix des armatures.....	57
VII.2.1.4 schéma de ferrailage transversal.....	57
VII.2.2. Flexion globale .....	58
VII.2.2.1 Calcul de sollicitations .....	58
VII.2.2.2 Ferrailage.....	58
VII.2.2.3 Choix des armatures.....	59
VII.3. Résultats de calcul ferrailage obtenus par robot expert .....	59
VII.4. Vérifications.....	60
VII.4.1. Espacements maximaux .....	60
VII.4.2. Vérification de non poinçonnement.....	60
VII.5. CONCLUSION.....	61
<b>VIII CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>61</b>
VIII.1 INTRODUCTION.....	61
VIII.2 CARACTERISTIQUES .....	61
VIII.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE .....	61
VIII.4 SEISME LONGITUDINAL .....	62
VIII.4.1. Détermination de la masse du système.....	62
VIII.4.2. Détermination de la raideur du système .....	62
VIII.4.2.1 Raideur de la culée (k culée) .....	62
VIII.4.2.2 Raideur de la pile (k pile).....	62
VIII.4.2.3 rigidité du système .....	63
VIII.4.3. Période longitudinale du système.....	63
VIII.4.3.1 Spectre de réponse élastique.....	63
VIII.4.4. Effort longitudinal globale .....	64
VIII.4.5. Répartition des efforts sismiques .....	64
VIII.4.6. Evaluation des déplacements .....	64
VIII.5 SEISME TRANSVERSAL.....	64
VIII.5.1. Modèle à tablier rigide.....	64

VIII.5.2.	Détermination de la raideur du système .....	64
VIII.5.3.	Rigidité du système .....	65
VIII.5.4.	Période transversal du système .....	65
VIII.5.5.	Réponse sismique .....	65
VIII.5.6.	Effort transversal globale.....	66
VIII.5.7.	Répartition des efforts sismiques .....	66
VIII.5.8.	Evaluation des déplacements .....	66
VIII.6	SEISME VERTICAL .....	66
VIII.7	LES EFFORTS PROVENANT DE LA MISE EN MOUVEMENT DE.....	67
VIII.8	L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION.....	68
VIII.9	CONCLUSION .....	68
<b>IX</b>	<b>CHAPITRE IX : EQUIPEMENTS .....</b>	<b>69</b>
IX.1	INTRODUCTION .....	69
IX.2	CALCUL DES DEFORMATIONS.....	69
IX.3	LES APPAREILS D'APPUIS.....	69
IX.3.1.	Dimensionnement des appareils d'appuis .....	70
IX.3.2.	vérifications de l'appareil d'appui .....	70
IX.3.2.1	Calcul des rigidités des appuis .....	70
IX.3.2.2	Evaluation des efforts horizontaux sur l'appareil d'appui .....	71
IX.3.2.3	Bilan des vérifications.....	71
IX.4	LE DÉ D'APPUI .....	72
IX.4.1.1	Dimensionnement du dé d'appui .....	72
IX.4.1.2	Ferraillage du dé d'appui .....	72
IX.5	PLOT PARASISMIQUE .....	73
IX.5.1.	Effort applique sur le plot.....	73
IX.5.2.	Ferraillage des plots .....	73
IX.6	JOINT DE CHAUSSÉE.....	73
IX.6.1.	Souffle total .....	74
IX.6.2.	Choix de type de joint de chaussée .....	74
IX.7	L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT.....	75
IX.8	CORNICHE.....	75

IX.9	GLISSIERE ET GARDE CORPS .....	76
IX.10	CONCLUSION .....	76
<b>X.</b>	<b>CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE .....</b>	<b>77</b>
X.1	INTRODUCTION .....	77
X.2	LES DIMENSIONS DES DIFFERENTS CONSTITUANT DE LA CULEE .....	77
X.3	ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE .....	77
X.4	DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE K AD.....	77
X.5	CALCUL DES SOLLICITATIONS.....	79
X.6	VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE .....	79
X.6.1	Calcul des efforts revenant à chaque pieu .....	80
X.7	FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE .....	80
X.7.1	Mur frontal .....	80
X.7.1.1	Evaluation des efforts .....	80
X.7.2	Mur garde grève.....	81
X.7.2.1	Ferrailage du mur garde grève .....	82
X.7.3	Mur en retour.....	82
X.7.4	Courbou.....	84
X.7.5	Dalle de transition.....	84
X.7.5.1	Évaluation des efforts .....	85
X.7.5.2	Sollicitation de calcul .....	85
X.7.5.3	Ferrailage Longitudinale.....	85
X.7.5.4	Ferrailage Transversalement.....	85
X.8	ETUDE DE FONDATION SOUS CULÉE .....	86
X.8.1	LA SEMELLE SOUS CULÉE.....	86
X.8.1.1	Ferrailage de la semelle .....	87
X.9	LES PIEUX SOUS CULÉE .....	90
X.9.1	Caractéristiques des pieux .....	90
X.9.2	Effort sur pieu .....	90
X.9.3	Ferrailage de pieu .....	90
X.9.3.1	Ferrailage longitudinal.....	90
X.9.3.2	Ferrailage transversal .....	90

<b>XI CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE</b> .....	92
XI.1 INTRODUCTION .....	92
XI.2 DIMENSIONS DE LA PILE .....	92
XI.2.1 Chevêtre .....	92
XI.2.2 Fûts.....	92
XI.2.3 Semelle.....	92
XI.3 EVALUATION DES EFFORTS.....	92
XI.3.1 REPARTITION DE CHARGE SUR PILE.....	93
XI.4 FERRAILLAGE DU CHEVETRE.....	93
XI.5 ETUDE DU CHEVETRE A LA TORSION.....	94
XI.5.1 Calcul du moment de torsion.....	94
XI.5.2 Calcul de contrainte tangentielle .....	95
XI.6 ETUDE DES FUTS .....	96
XI.6.1 Vérification du flambement.....	96
XI.6.2 Évaluation des efforts sur fut.....	97
XI.6.3 Ferrailage des futs.....	98
XI.7 ETUDE DES FONDATIONS SOUS PILE .....	100
XI.7.1 Vérification du nombre des pieux.....	100
XI.7.2 Calcul des efforts revenant à chaque pieu.....	100
XI.7.3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles).....	100
XI.8 ETUDE DES PIEUX SOUS PILE .....	102
XI.8.1 caractéristiques des pieux.....	102
XI.8.2 Effort sur pieu.....	102
XI.8.3 Ferrailage de pieu .....	103
XI.8.3.1 Ferrailage longitudinal .....	103
XI.8.3.2 Ferrailage transversal.....	103
<b>XII. CHAPITRE XII : PLANNING D'EXECUTION</b> .....	105
XII.1 INTRODUCTION .....	105
XII.2 PLANNING D'EXECUTION DU PROJET.....	105
CONCLUSION GENERALE .....	107



# **INTRODUCTION GENERALE**

### INTRODUCTION GENERALE

Dans sa stratégie pédagogique, l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics (ENSTP) considère le Projet de fin d'études comme une occasion incontournable qui permet à l'élève de mettre en adéquation ses connaissances académiques et les compétences exigées dans une entité professionnelle qu'elle soit une entreprise, un bureau d'étude ou un maître d'ouvrage.

A cet effet, l'Entreprise nationale Des Grands Ouvrages d'Art (ENGOA) nous a proposé la conception et l'étude d'un viaduc du pk 18.0.53 pk18+100, dans le cadre de la réalisation de la section autoroutière entre la CHIFFA et el BERROUAGHIA sur 53 km (wilaya de MEDEA). La démarche de la réalisation d'un ouvrage d'art se déroule en trois phases principales à savoir :

- L'étude de définition ;
- L'avant-projet ;
- **La conception +L'étude d'exécution.**

Où chaque phase nécessite de la part de l'ingénieur projeteur un savoir technique et un esprit de critique et d'analyse. En effet, l'ingénieur se doit d'être même capable d'identifier les solutions les plus économiques, tout en optimisant les propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une forte préoccupation esthétique. Le respect des règlements en vigueur en la matière, nous assure la résistance structurale des ouvrages. Le choix des équipements doit être motivé par soucis de confort et de sécurité des usagers. Aussi l'ingénieur projeteur est-il appelé à concevoir des dispositifs assurant la durabilité de l'ouvrage.

Dans ce travail, nous avons fait la conception et l'étude d'exécution de l'ouvrage projeté qui consiste à concevoir 03 variantes et à partir d'une analyse multicritère on va choisir le plus parfait pour commencer les calculs détaillés des parties prenantes de l'ouvrage (poutres, dalle, piles, culées et fondations), et permet de mettre le point sur l'inventaire des charges permanentes et routières susceptibles de solliciter le pont (chargement civil, chargement militaire, et convois exceptionnelles), le calcul des sollicitations dans chaque élément, la vérification des états des contraintes, la détermination du ferrailage nécessaire en tenant compte des actions dynamiques (séisme) et aussi le dimensionnement des équipements nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage.



**CHAPITRE I:  
PRESENTATION DE PROJET**

### I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

#### I.1. INTRODUCTION

Un ouvrage d'art est une construction de grandes dimensions dont l'étude et la réalisation nécessitent une large connaissance sur des informations diverses (fonctionnelles, naturelles et d'environnement) qui répondent aux besoins nécessaires que l'ingénieur doit prendre en compte lors de la conception et l'étude de l'ouvrage pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort qu'un pont est appelé à respecter en phase d'exploitation.

Dans ce chapitre nous allons collecter, exploiter et analyser les différentes informations liées à notre projet

#### I.2. SITUATION DU PROJET

Le site du projet : P.K. : 18+087, se trouve sur le côté gauche de la R.N.1, sens Nord, après environ 300 mètres de son dédoublement en deux voies bien distinctes. Il est à environ 03+400 km du village d'El Hamdania, entre les bornes kilométriques n°73 et 74.

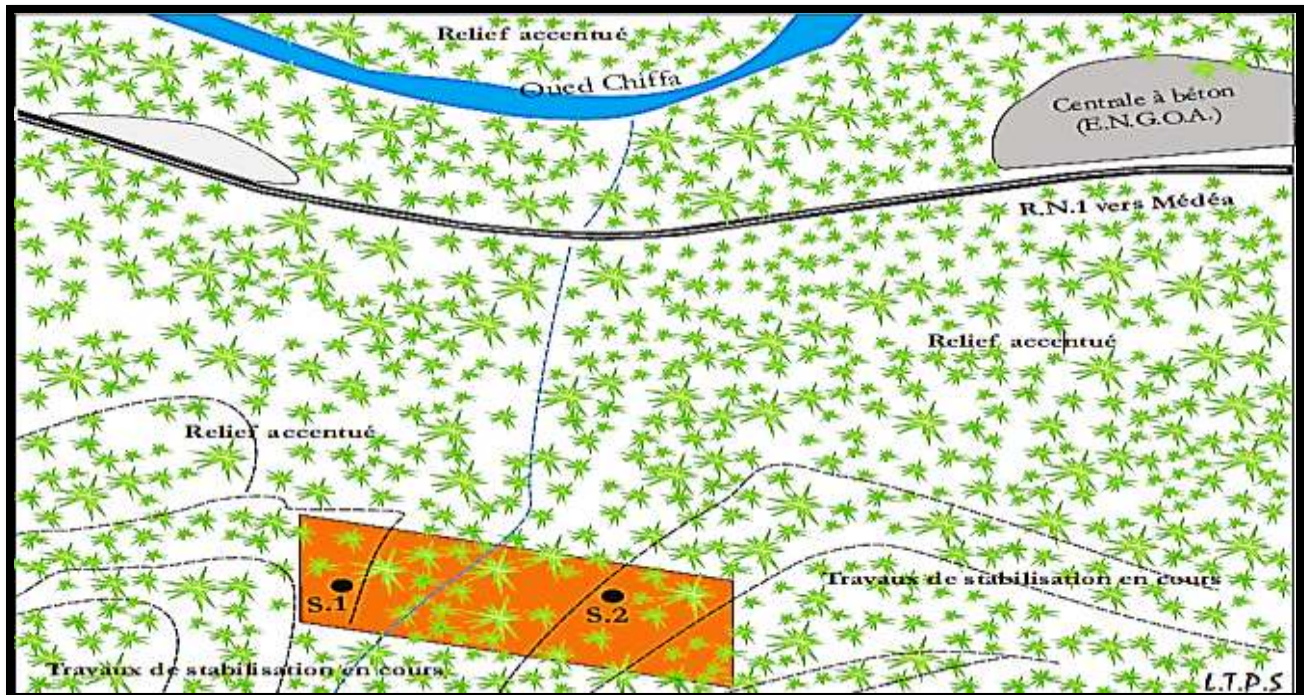


Figure I.1 : plan de situation du projet du PK 18+087 et ses abords immédiats.

#### I.3. DONNEES FONCTIONNELLES

Le projet consiste à la réalisation des 02 viaducs ; les deux viaducs sont adjacents et parallèles et leur géométrie est presque identique

Pour cela et pour la majorité des études structurels effectués, on étudie seulement un des deux viaducs, à savoir le viaduc de gauche.

### I.3.1. Tracé en Plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. Ce projet présente un alignement légèrement courbé donc l'ouvrage est supposé droit.

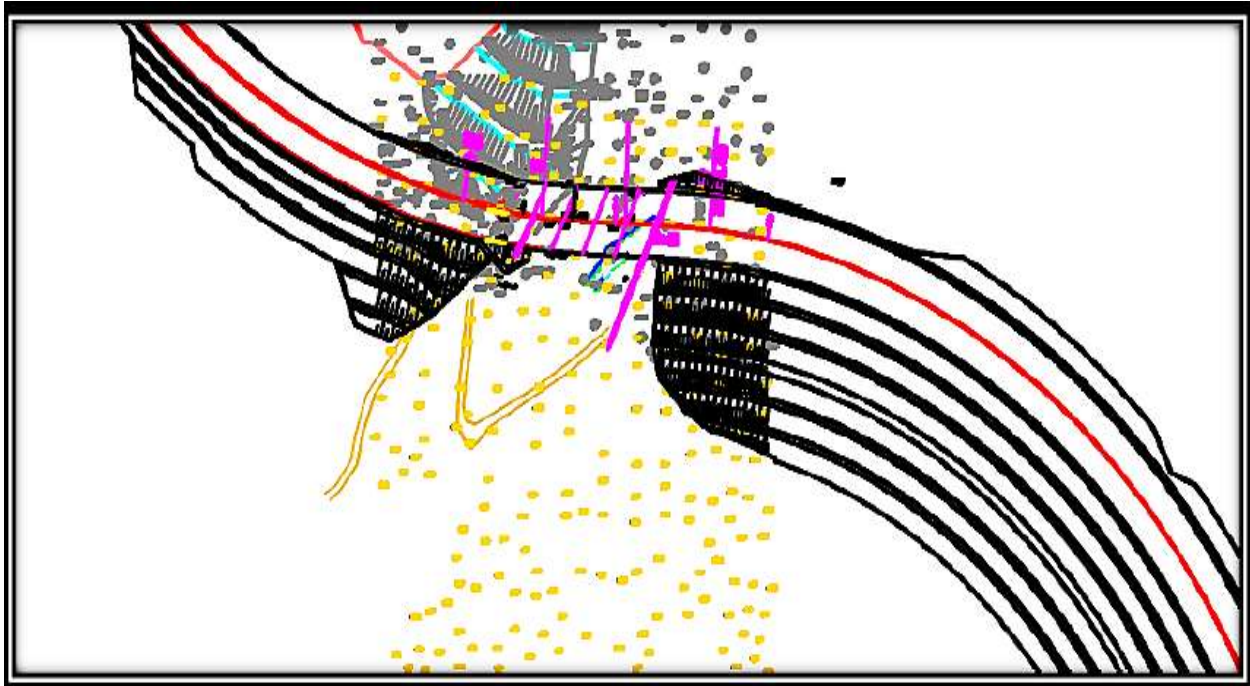


Figure I. 2: trace en plan

### I.3.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

Il présente une :

- Longueur de 67 m.
- Pente longitudinale variée entre 4.612% et 4.669%

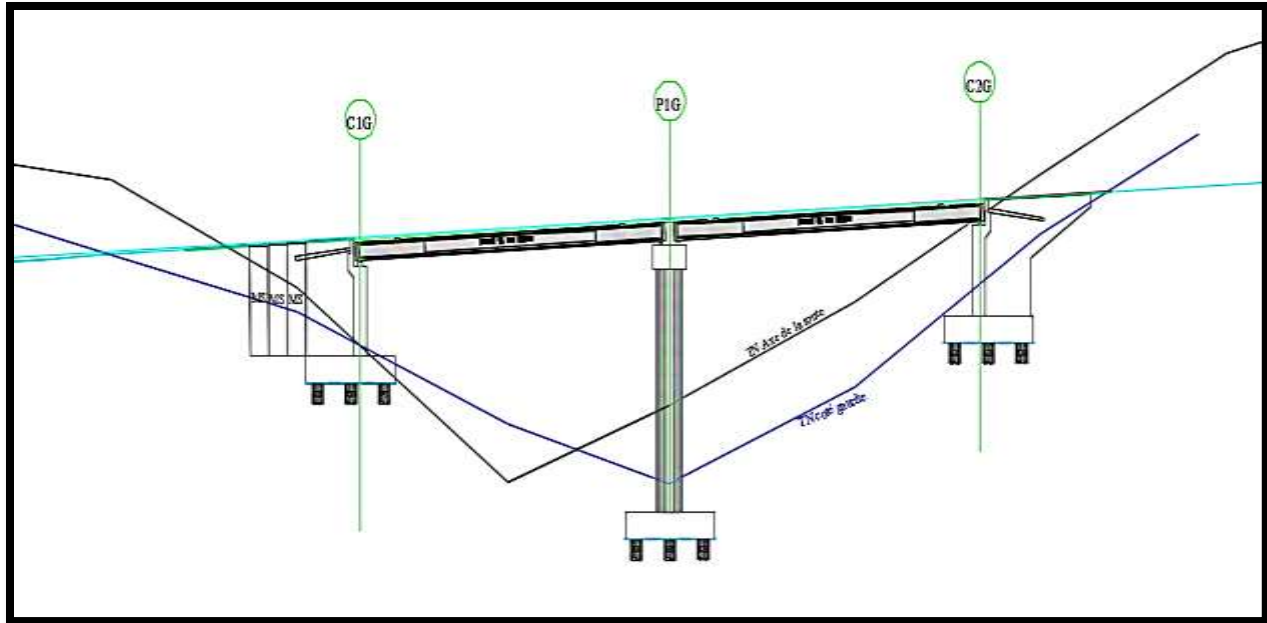


Figure I. 3:Profile en long

### I.3.3. Profile en travers

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

Largeur roulable:  $lr=15.50m$

Largeur de trottoir :  $l=2*0.5m$ .

Nombre de voies de circulation: 3 voies de 3,5m.

Une bande d'arrêt d'urgence de 3m.

Dévers unique de 2,33%.

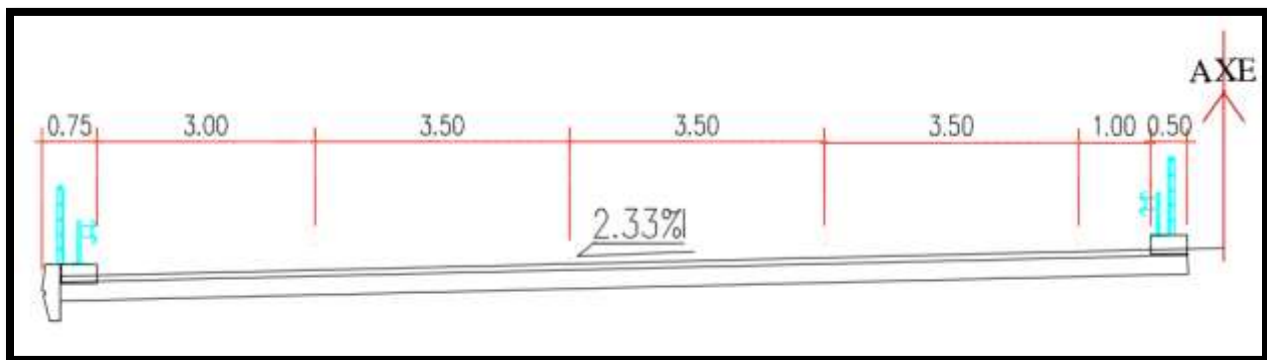


Figure I. 4:profile en travers

## I.4. ETAT DES LIEUX

L'assiette du projet est située sur un flanc de relief assez abrupt, elle est pratiquement vierge et traversée par un cours d'eau.

### I.5. CADRE TOPOGRAPHIQUE REGIONAL

Dans la région d'étude, les domaines apparaissent en général sous forme de compartiments topographiques qui s'étendent à partir du tracé de l'Oued Chiffa. La juxtaposition de plusieurs types de structures géologiques a donné naissance à des formes variées dues aux processus morphogéniques et à une évolution conditionnée par la lithologie. Le relief a une forme complexe dans les formations sédimentaires. Il se caractérise par des massifs montagneux compacts et prend en général une orientation Est – Ouest, les versants sont discontinus et asymétriques avec des formes diversifiées, la région est très contrastée et d'accès difficile.

### I.6. CADRE GÉOLOGIQUE DU SITE

La géologie du site a été mise en évidence par la réalisation de 02 sondages carottés figés à -30 ml. Ils ont révélé la lithologie suivante : une terre végétale surmontant généralement un recouvrement limono – argilo – sableux alternant avec des bancs calcaires centimétriques, reposant sur des marnes – calcaire – schisteuses très compactes, localement très altérées et fracturées. Le sol du site est formé par des faciès détritiques terrigènes, il est latéralement homogène. Suivant le document technique réglementaire DTR – BE 1.2, les horizons rencontrés se classent aussi bien parmi les roches tendres que parmi les roches dures.

La colonne lithologique montre la lithologie du site est joint à l'annexe 1 partie 01.

### I.7. LE CLIMAT DE LA RÉGION

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température moyenne la plus élevée correspond au mois d'Aout et est de 26°C, le minimum absolu a été enregistré au mois de Décembre et correspond à 5,3°C. Le maximum absolu observé a été enregistré au mois de Juillet et correspond à 47°C. L'écart entre les températures des mois de Juillet – Aout et celles de Janvier est appréciable malgré la proximité de la mer (16°C) ; cependant cette zone est considérée dans l'ensemble comme une zone chaude durant les mois de Juin, Juillet, Aout et Septembre.

### I.8. PLUVIOMÉTRIE

La zone d'étude est comprise entre les isohyètes de 700 - 900 mm, les précipitations y sont insuffisantes pendant les mois de Mai, Juin, Juillet, Aout et Septembre. Elles sont moyennes au printemps et maximales en hiver. Les variations des précipitations moyennes mensuelles sont influencées par des normales liées à l'irrégularité interannuelle. Cette variation est répartie selon les mois de la façon suivante : les mois les plus pluvieux s'étalent du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril. Alors que les moins pluvieux s'étalent du mois de Mai au mois d'Aout.

La région reçoit une moyenne annuelle des précipitations de 800 mm par an, elles se caractérisent par leurs chutes souvent sous forme d'averses violentes et en quantités surabondantes, l'extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord est joint à l'annexe 1 partie 02

### I.9. LES ÉCOULEMENTS SUPERFICIELS ET LA NAPPE D'EAU

Les écoulements superficiels permanents générés par les eaux météoriques sont représentés par l'Oued Chiffa qui prend naissance au niveau d'Ouzera et se déverse dans l'Oued

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET

Mazafran. Il est principalement alimenté à la faveur des précipitations atmosphériques et des sources alimentant les oueds.

Durant l'opération de sondage, aucune nappe n'a été détectée, du moins jusqu'à -30 m. On note aussi, les grandes pertes d'eau lors de l'opération de sondages,

### I.10. LA SISMICITÉ

L'activité sismique est bien connue dans toute l'Algérie du Nord et entre autre notre région d'étude. Le site du projet se trouve à la limite des communes de Tamezguida avec Hamdania, toutes deux classées en zone sismique II b dans l'annexe B du D.T.R. – R.P.O.A. 2008, La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation en vigueur. Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de tenir compte du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'arts.

D'autres paramètres liés à la sismologie du dite seront développés dans un chapitre propre à l'étude sismique de l'ouvrage.

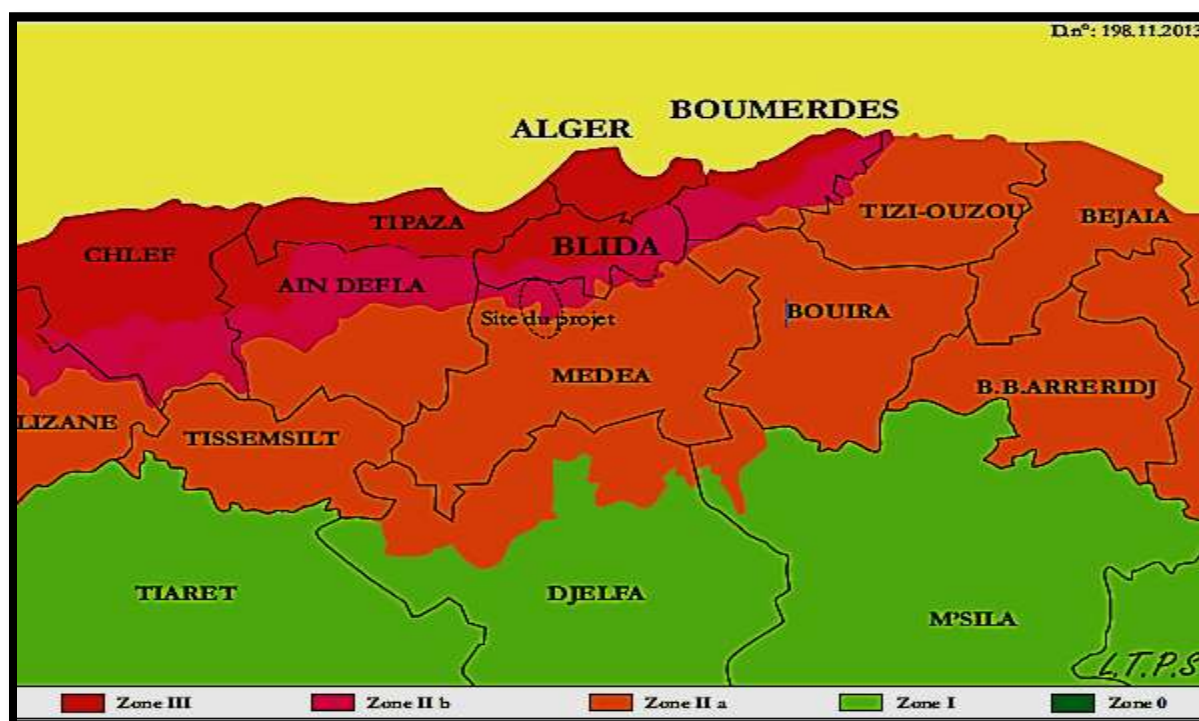


Figure I. 5: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA2008)

### I.11. CONCLUSION

La collecte de ces données présentées dans ce chapitre nous permet de cerner la conception d'un ouvrage d'art, aussi de répondre aux exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.



# **CHAPITRE II : CONCEPTION**

## II. CHAPITRE II : CONCEPTION

### II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques.
- L'étude de détail de la solution retenue.

### II.2. CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Les différents critères de choix du type d'ouvrage sont :

- L'obstacle à franchir.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- La brèche de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

### II.3. CONCEPTION DE TABLIER

Nous proposons les trois variantes suivantes :

- Variante 1 : pont mixte bipoutres a pièces de pont
- Variante 2 : Pont à poutres précontraintes par post tension
- Variante 3 : Pont à poutres précontraintes par pré tension

#### II.3.1. Variante1 : pont mixte (bipoutres à pièces de pont)

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

Pour le bipoutres à pièces de pont, la charpente métallique comporte deux poutres principales reliées par des poutres secondaires, appelées « pièces de pont » qui soutiennent la dalle et permettent de réduire son épaisseur, il est généralement utilisés lorsque le poids de la dalle devient pénalisant pour la charpente c'est à- dire soit lorsque la largeur du tablier dépasse 13-14 m, soit lorsque la portée maximale dépasse 90 m environ

## CHAPITRE II : CONCEPTION

La conception des ponts mixtes est principalement liée au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ce pont est guidée par le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

### II.3.1.1 Implantation des appuis

Dans cette variante il y a 01 seule travée de 70 m

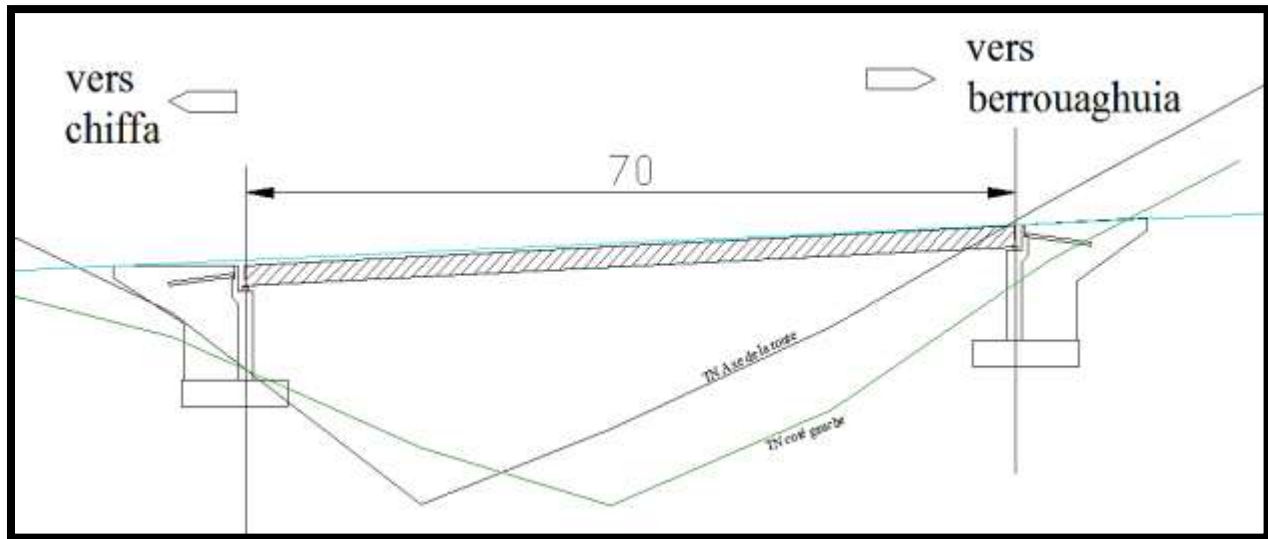


Figure II. 1: Implantation des appuis

### II.3.1.2 Pré dimensionnement des bipoutres à pièces de pont:

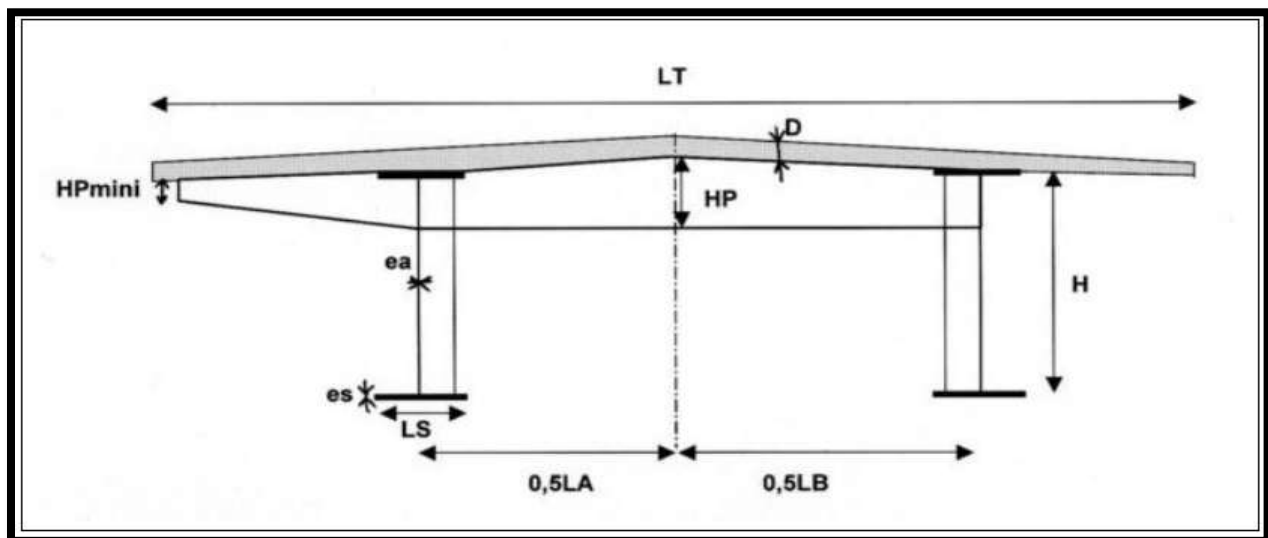


Figure II. 2: Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont

Selon le guide SETRA[1] Le tableau ci-dessous donne, pour des bipoutres à pièces de pont des éléments de pré dimensionnement de la charpente et de la dalle ( $X = 70\text{m}$ ,  $LT=15.5\text{m}$ ).

## CHAPITRE II : CONCEPTION

Tableau II. 1:predimensionnement de la charpente métallique

		Valeur adoptée en travée et Sur appuis (mm)
Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left[ \left( \frac{X}{28} \right) \left( \frac{LT}{12} \right)^{0.333}; 0.40 + \frac{X}{45} \right]$ pour un ouvrage de hauteur constante	2800
Entraxe des poutres	LA = environ 0,55 LT	8500
Largeur des semelles inf. Binf	$0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}$	1200
Largeur des semelles sup. Bsup	$B_{\text{inf}} - 0,200$ pour un tablier à quatre voies	1000
Hauteur des pièces de pont	HP = environ 1 / 11ème de LA HP <sub>mini</sub> = environ 300 mm	HP=800 HP mini =300
Épaisseur de la dalle	24 à 26 cm	250

\*L'épaisseur de la semelle est adoptée pour contre carrée la flexion, ce qui donne une surépaisseur à mi travée :

- $E_{\text{mi travée}} = 70 \text{ mm}$ ,  $E_{\text{appuis}} = 50 \text{ mm}$  pour la semelle inferieure.
- $E = 50 \text{ mm}$  pour la semelle supérieure.

\*L'épaisseur de l'âme est adoptée compte tenue de l'effet de l'effort tranchant et le voilement :

- $E_{\text{âme}} = 20 \text{ mm}$  à mi travée
- $E_{\text{âme}} = 30 \text{ mm}$  aux appuis

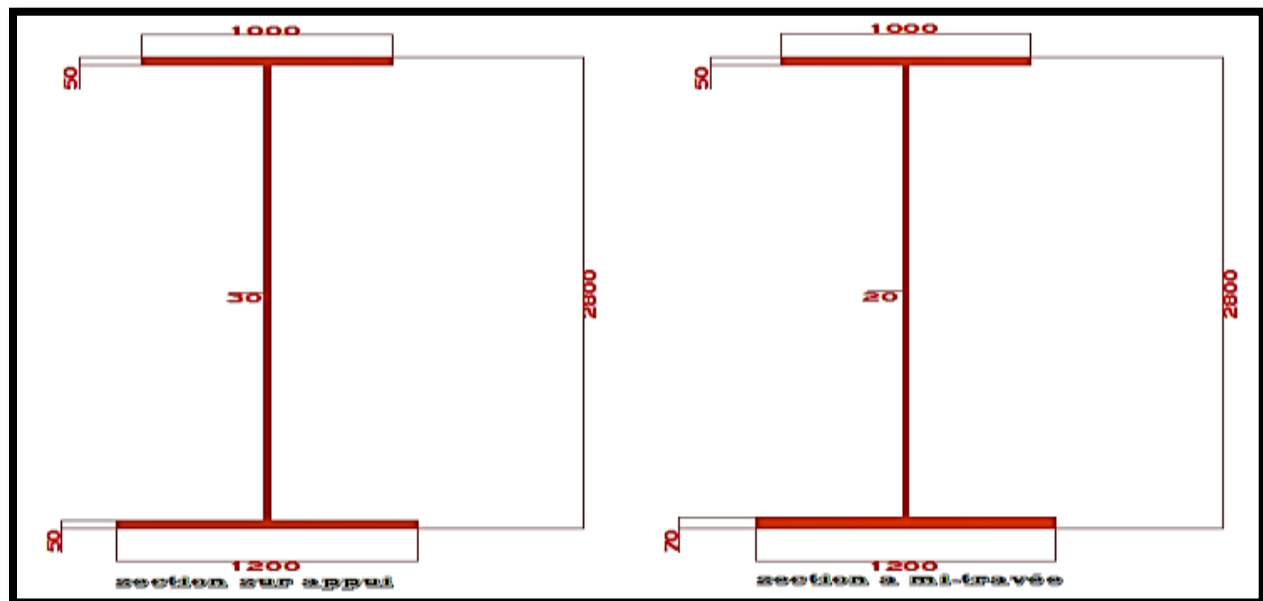


Figure II. 3:Les dimensions des poutres

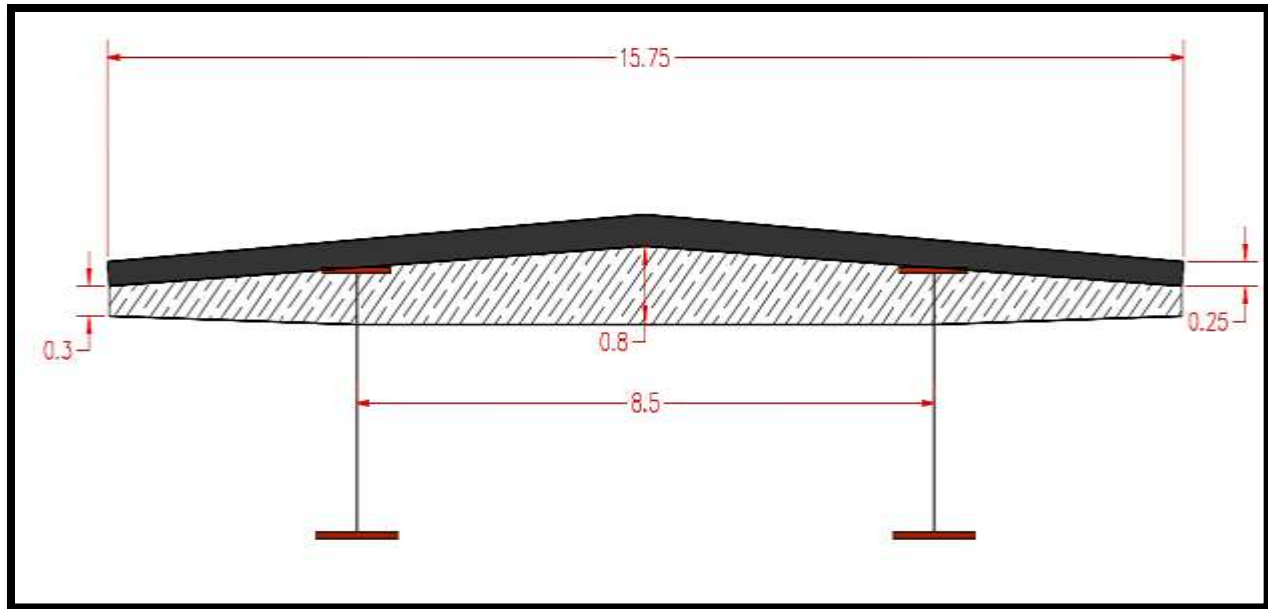


Figure II. 4: Paramètres du dimensionnement d'un bipoutre à pièces de pont avec consoles.

### II.3.1.3 Les avantages et les inconvénients

#### Les avantages :

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures
- Le gain sur les coûts de construction
- offrent de multiples possibilités de conception architecturale
- facilitent l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.

#### -Les inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

### II.3.2. Variante 2 : pont à poutres en béton précontrainte par poste tension

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Les ponts à poutres en béton précontraintes préfabriquées par post-tension sont souvent très économiques pour des portées comprises entre 30 et 50 m. Bien entendu, cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand ; en

effet, un viaduc comportant de nombreuses travées justifie des moyens de mise en place spécifiquement adaptés. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

### II.3.2.1 Implantation des piles

On a opté pour 2 travées identiques de 33.4 m.

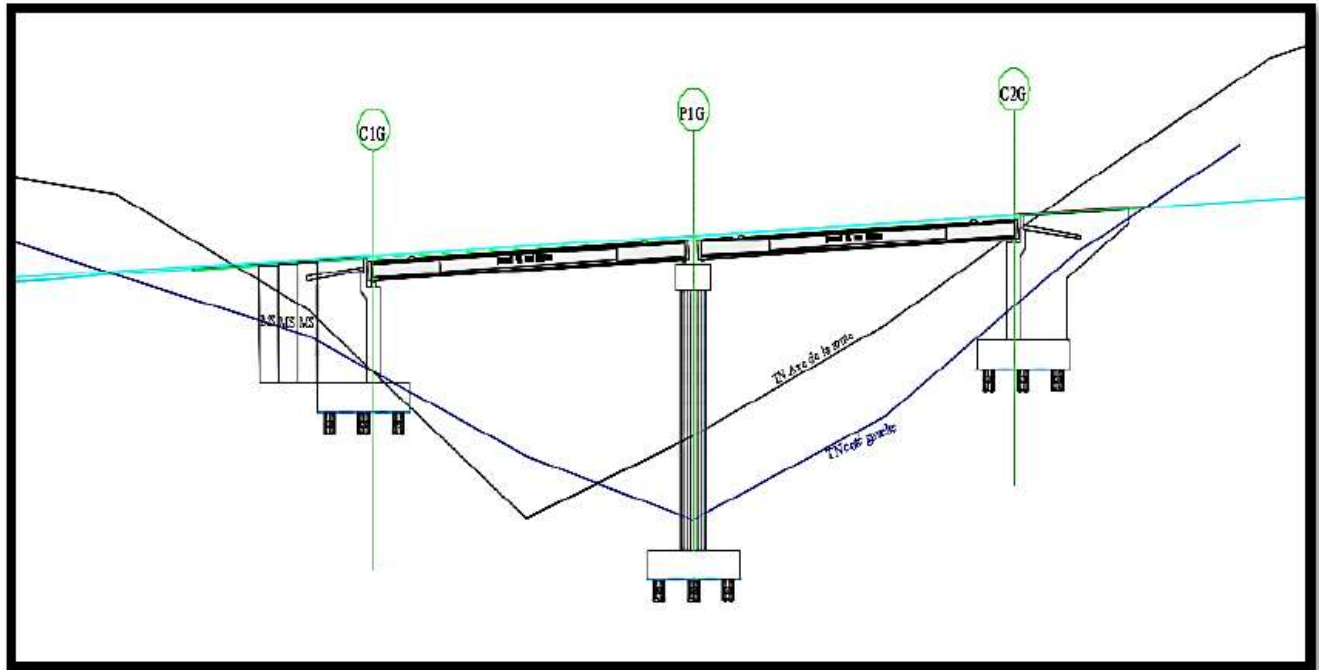


Figure II. 5: Implantation des appuis (VPP)

### II.3.2.2 Pré dimensionnement : Selon le guide SETRA (VIPP) Selon le guide SETRA [2]

La hauteur totale du tablier (poutre + hourdis) se situe :

$$\frac{L}{20} \leq H_t \leq \frac{L}{17}$$

$$\Rightarrow 1.67 \leq H_t \leq 1.96 \quad \text{pour } L=33.4$$

On fixe la hauteur totale  $H_t = 1.75m$

L'épaisseur de l'hourdis est fixée à 0,25m

$$\Rightarrow H_{\text{poutre}} = H_t - H_{\text{hourdis}} \Rightarrow H_{\text{poutre}} = 1.5m$$

Largeur de table de compression (b) :

$$b \geq 0.6H_t$$

$$\Rightarrow \text{Donc on fixe } b \text{ à } 1.03m$$

Épaisseur de table de compression (e) :  $\Rightarrow$  On fixe :  $e = 11 \text{ cm}$ .

## CHAPITRE II : CONCEPTION

Nombre de poutre :

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement.

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

Avec  $\begin{cases} L_a = l - \left(\frac{b}{2}\right) \times 2 \\ d = \text{Entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à } \mathbf{1.4m} \end{cases}$

$$\begin{aligned} &\Longrightarrow L_a = 14.47m \\ &\Longrightarrow N = \frac{14.74}{1.4} \Longrightarrow N = 11 \text{ poutres} \end{aligned}$$

Largueur de talon ( $L_t$ ) :

En première approximation, pour un béton de 35 MPa de résistance, la largeur totale des

talons selon la formule empirique suivante est :  $b_t = \frac{l \cdot L^2}{H_t^2 \cdot K}$

avec:  $\begin{cases} 1100 \leq K \leq 1300 \\ b_t: \text{le largeur total des talons.} \\ l = 15.50m \\ L = 33.4m \\ H_t = 1.75m \end{cases}$

On trouve  $\Longrightarrow : 4.34m \leq b_t \leq 5.133$

$L_t = \frac{b_t}{n} \Longrightarrow 0.40 \leq b_t \leq 0.47 \Longrightarrow \text{On prend } L_t = \mathbf{047m}$

Epaisseur du talon ( $e_t$ ) :

$\begin{aligned} &10cm \leq e_t \leq 20cm \\ &\Longrightarrow \text{On prend } e_t = \mathbf{15cm} \end{aligned}$

Epaisseur de l'âme :

$\begin{cases} \text{A mi - travée : } 18 \leq b_0 \leq 25. \text{ On prend : } b_0 = \mathbf{21 cm} \\ \text{Intermédiaire : } 25 \leq b_0 \leq 35cm. \text{ On prend: } b_0 = \mathbf{35 cm} \\ \text{Aux abouts d'appuis: } 40 cm \leq b_0 \leq 60 cm \text{ On fixe: } b_0 = \mathbf{47 cm} \end{cases}$

Les goussets

- **Gousset de la table de compression**

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- il assure l'encastrement physique de l'hourdis dans l'âme,
- il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans des bonnes conditions

$\begin{cases} \text{A mi travée: } \begin{cases} \alpha_1 = \mathbf{10^\circ} \text{ donc } e_1 = \mathbf{6cm} \\ \alpha_2 = \mathbf{45^\circ} \text{ donc } e_2 = \mathbf{10cm} \end{cases} \\ \text{Intermédiaire: } \begin{cases} \alpha_1 = \mathbf{10^\circ} \text{ donc } e_1 = \mathbf{6 cm} \\ \alpha_2 = \mathbf{45^\circ} \text{ donc } e_2 = \mathbf{3cm} \end{cases} \\ \text{Aux abouts d'appuis: } \begin{cases} \alpha_1 = \mathbf{12} \text{ donc } e_1 = \mathbf{6 cm} \end{cases} \end{cases}$

- **Gousset du talon**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers, ainsi pour faciliter la mise en œuvre du béton.

{ A mi travée:  $\{\alpha_1 = 57^\circ$  donc  $e_1 = 20\text{ cm}$   
 { Intermédiaire:  $\{\alpha_1 = 56^\circ$  donc  $e_1 = 9\text{ cm}$

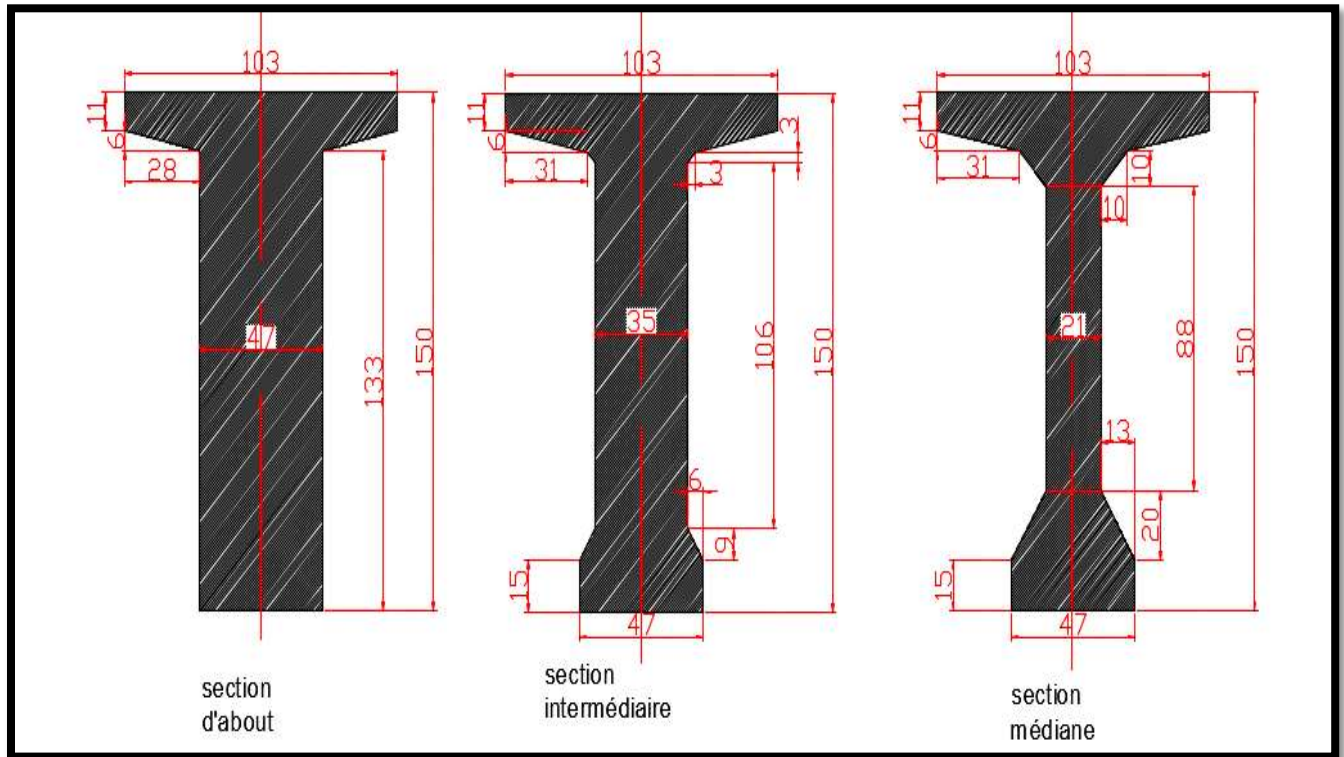


Figure II. 6: Les dimensions des poutres (VIPP)

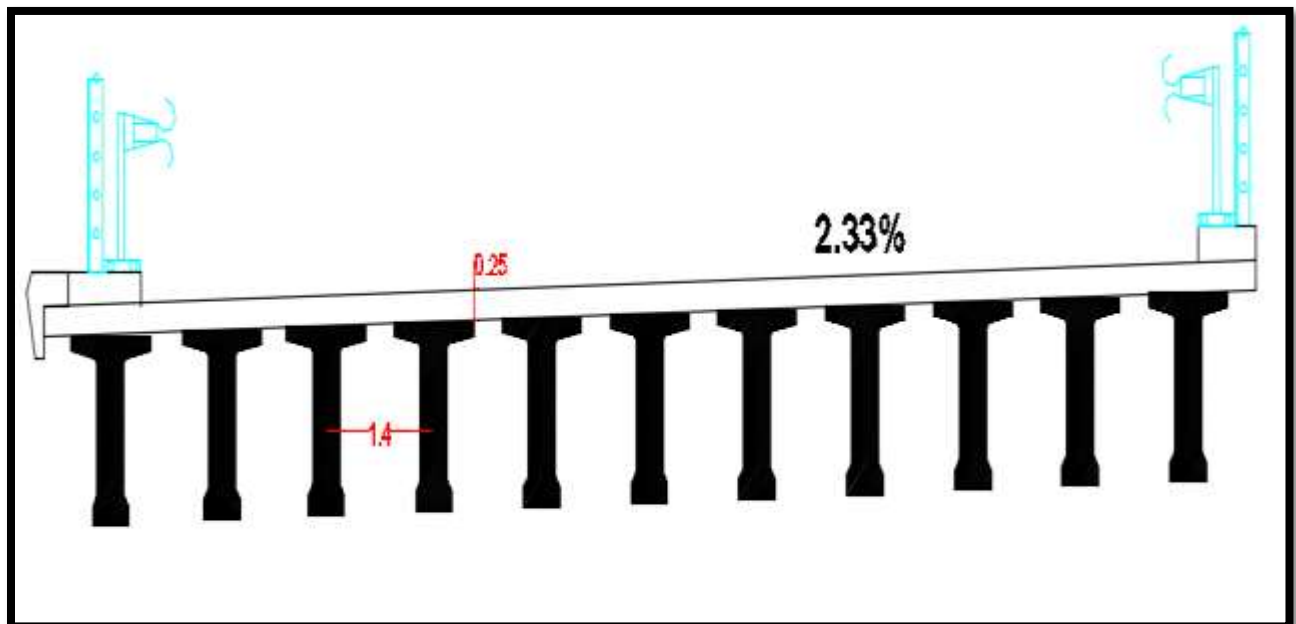


Figure II. 7: coup transversale (VIPP)

### II.3.2.3 Les avantages et Les inconvénients du pont à poutre par post tension

- **Les avantages**

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- bonne protection des armatures et des aciers.

- **Les inconvénients**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessite d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- le poids propre très important (très lourds).
- La hauteur importante des poutres et leurs poids.

### II.3.3. Variante 3 : pont a poutres en béton précontrainte par pré tension

Les ponts a poutres précontraintes par pré-tension, encore appelées poutres précontraintes par adhérence. Elles sont dénommées PRAD et recouvrent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres.

Les poutres, de hauteur constante, sont préfabriquées en usine ; leur profil doit donc être choisi sur un catalogue de produits existants. Leur espacement est modéré, généralement de l'ordre du mètre pour les élancements courants.

Le hourdis coulé en place est de type "général", en ce sens qu'il est bétonné au-dessus des poutres, dont le faible espacement permet l'utilisation de coffrages perdus

#### II.3.3.1 Implantation des piles

On a opté pour 3travées identiques de 23 m.

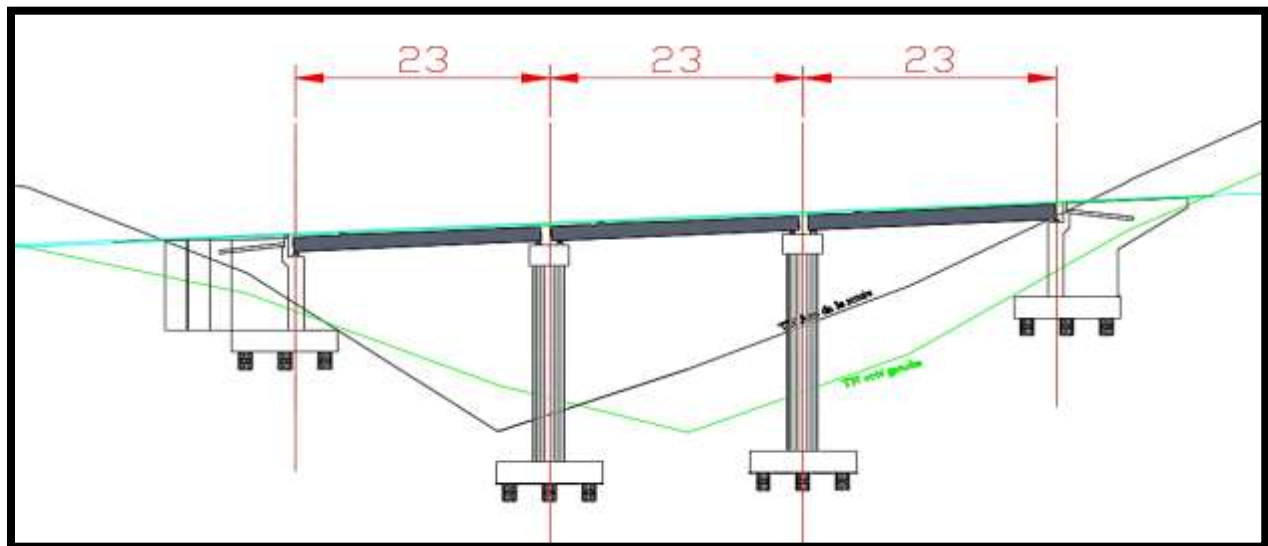


Figure II. 8:Implantation des piles(PRAD)

II.3.3.2 Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré tension

Selon le guide SETRA[3]

- Entraxe entre deux poutres :  $0,9m \leq d \leq 1m$   $\Rightarrow$  On fixe l'entraxe  $d = 1m$ .
- Le nombre des poutres :  $N = \frac{L_a}{d} + 1 = \frac{15,5}{1} + 1$   $\Rightarrow$  Donc  $N = 16$ .
- La hauteur des poutres :  $0,8 \leq H_t \leq 1,60 m$   $\Rightarrow$  On fixe  $H_t = 1,30m$ .
- L'épaisseur de l'âme :  $E \geq 14 cm$   $\Rightarrow$  On prend une épaisseur  $E = 15cm$ .
- La largeur de talon :  $0,50 \leq L_t \leq 0,80 m$   $\Rightarrow$  On prend largeur de talon  $L_t = 0,50 m$
- L'épaisseur de talon :  $\Rightarrow$  on prend  $E_T = 15 cm$ .
- L'épaisseur de l'hourdis :  $E_H \geq 15 cm$   $\Rightarrow$  Justification ou poinçonnement par charge concentré. On prend une épaisseur  $E_H = 20 cm$ .

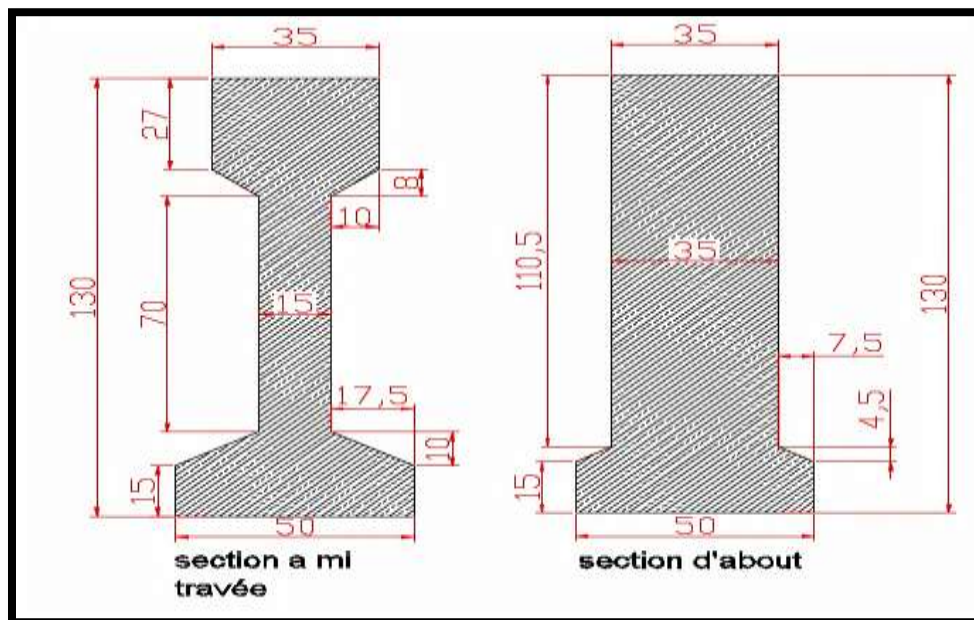


Figure II. 9: Les dimensions des poutres (PRAD)

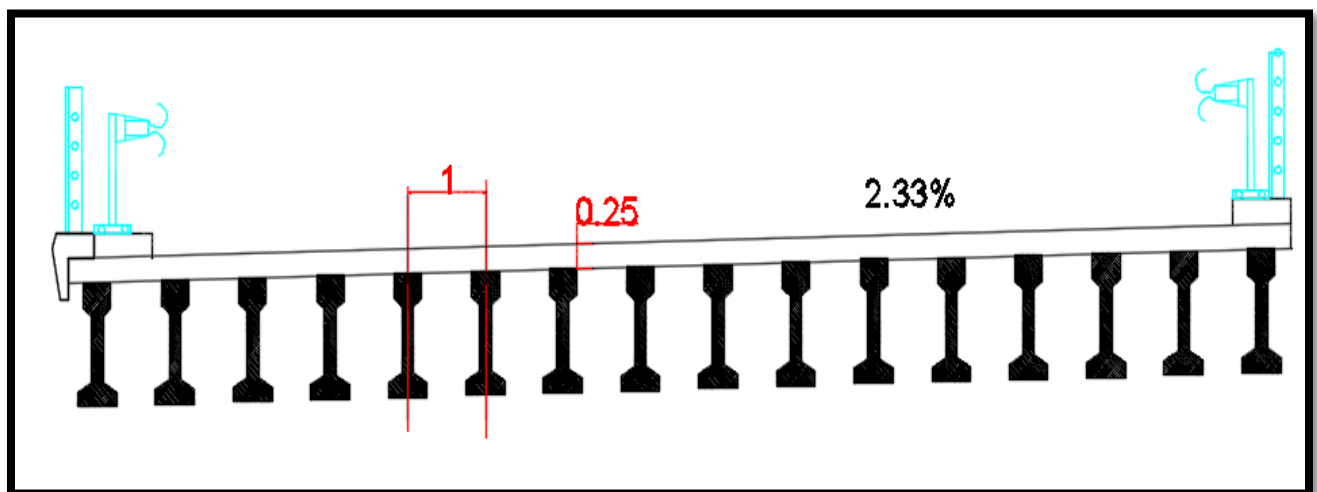


Figure II. 10: coup transversal (PRAD)

### II.3.3.1 Les avantages et Les inconvénients du pont à poutre par post tension

- **Les avantages**

-La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.

-La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage, Puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.

Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré tension sont souvent très économiques (les portés allant jusqu' a 30m en précontrainte

- **Les inconvénients**

-De ce fait, certains ouvrages PRAD présentent un aspect esthétique beaucoup moins satisfaisant que des ouvrages continus de mêmes portées,

-L'élancement habituel des ouvrages utilisant des poutres précontraintes par pré-tension, principalement dans le cas des travées isostatiques, conduit à des épaisseurs de tablier sensiblement plus fortes

-Par ailleurs, en raison de leur faible rigidité dans le sens horizontal, les tabliers PRAD, comme les autres structures à poutres, sont plus sensibles aux chocs de véhicules hors gabarit que des structures plus massives

### II.4. COMPARAISON ENTRE LES VARIANTES

Il y'a plusieurs critères de choix comme la qualité esthétique ; le technique d'exécution ; le délai, L'entretien et l'esthétique

Tableau II. 2:comparaison entre les variantes

Critères	Variante 01	Variante 02	Variante 03
L'économie	Coût plus élevé	Coût moins élevé	Coût élevé
Entretien	Difficile.	Facile.	Facile.
Exécution	difficile	Facile.	Moyen
Délai	Moins important	Important	Important
L'esthétique	Plus satisfaisant	Moins satisfaisant	Moins satisfaisant

### II.5. CONCLUSION

Après analyse et discussion des avantages et des inconvénients de chaque variante sur les plans économique, entretien, délai et exécution nous avons opté pour la solution n°2 : Le pont à poutre préfabriquée précontrainte (poste tension) qui fera, désormais, l'Object de notre étude définitive.



**CHAPITRE III :**  
**HYPOTHESE DE CALCUL**

### III. CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL

#### III.1 INTRODUCTION

Chaque ouvrage d'art nécessite, selon son importance et son volume l'utilisation de divers matériaux (béton et acier) et l'utilisation de plusieurs formes géométriques des éléments porteurs qui répondent notamment aux besoins structuraux, tandis que cette diversité en matériaux et en géométrie ne change pas du fait que les réglementations utilisées s'avèrent les mêmes.

Dans ce chapitre nous allons définir les caractéristiques des matériaux ; les références de calculs et les hypothèses conçues et les caractéristiques géométriques du tablier et des poutres.

#### III.2 LES REGLEMENTS

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
- Règles R.C.P.R « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- Fascicule 62 titre V pour le pré-dimensionnement des fondations
- Règles R.P.O.A 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
- Guide SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes)

#### III.3 BETON

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

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

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

- **Dosage:** Le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m CPA 325 avec un contrôle strict.
- **La densité :** La masse volumique de béton armé  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$
- **La résistance à la compression :** Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée  $f_{c28}$ . Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :
  - Les résistances à la compression à différents âges de j jours ( $\neq 28j$ .)
  - La résistance à la traction à différents âges.
  - Le module de déformation longitudinale du béton.

$f_{c28} = 35 \text{ MPA}$  pour le béton du tablier et des appuis

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  pour le béton des fondations profondes.

## CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} < 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{cases}$$

- **La résistance à la traction :** La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction ( $f_{tj}$ ) est définie à partir de ( $f_{cj}$ ).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ MPA (Pour le tablier)} \\ f_{tj} = 0.6 + 0.06(27) = 2.22 \text{ MPA (Pour les piles et les fondations)} \end{cases}$$

NB: Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPA}$

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

### A L'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b \cdot \theta} f_{c28} \begin{cases} \text{Le coefficient } \theta \text{ est fixé à } \begin{cases} = 1 \text{ lorsque } \Delta T > 24\text{H} \\ = 0.9 \text{ lorsque } 1\text{H} < \Delta T < 24\text{H} \\ = 0.85 \text{ lorsque } \Delta T < 1\text{H} \end{cases} \\ \gamma_b = 0.5 f_{c28} \text{ en service.} \\ \gamma_b = 0.5 f_{c28} \text{ en service .} \end{cases}$$

Avec  $\Delta T$ : la durée probable d'application de la combinaison d'action

### A L'ELS

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

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

- **Module de déformation longitudinal:**

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) est donné par la formule suivante :

$$\boxed{E_{IJ} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}} \begin{cases} \text{Pour le béton du tablier } E_{IJ} = 35981.72 \text{ MPA} \\ \text{Pour le béton des piles et fondation } E_{IJ} = 33000 \text{ MPA} \end{cases}$$

- **Module de déformation différée (longue durée) :**

$$\boxed{E_{VJ} = \frac{1}{3} E_{IJ} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}} \begin{cases} \text{Pour le béton du tablier } E_{VJ} = 12102.94 \text{ MPA} \\ \text{Pour le béton des piles et fondation } E_{VJ} = 11100 \text{ MPA} \end{cases}$$

### ➤ Module de Déformation transversal:

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{IJ}}{2(1 + \nu)}$$

Tel que

$\nu$ : Coefficient de poisson :

$\nu = 0$  Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré E. L. U)

$\nu = 0.2$  Pour le calcul des déformations (béton non fissuré E. L. S)

### ➤ Diagramme contrainte-déformation du béton :

Pour le calcul des sections, on peut utiliser le diagramme parabole-rectangle suivant :

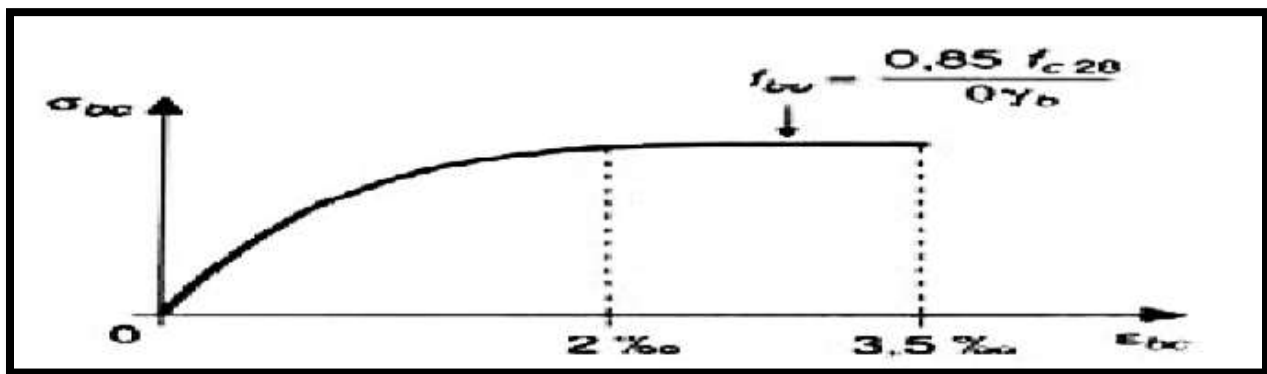


Figure III. 1: courbe contrainte-déformation du béton.

## III.4 LES ACIERS

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

- ✓ Les aciers actifs: pour la précontrainte.
- ✓ Les aciers passifs: pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

### III.4.1 Aciers actifs

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

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

$$P_0 = (0.8f_{prg}; 0.9f_{peg})$$

Concernant cet ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles 12T15 classe 1860 TBR (très basse relaxation).

Les caractéristiques des câbles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Unité de précontrainte : 12 torons} \\ \text{Section de 12T15} = 1800 \text{ (mm}^2\text{)} \\ \text{limite élastique conventionnelle à 0,1\%: } f_{peg} = 1600 \\ \text{ontrainte de rupture garantie: } f_{prg} = 1860 \\ \text{La valeur max de la tension à l'origine } \sigma_0 = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}) = 1440 \text{MPA} \\ \Phi_{gaine} = 80 \text{mm} \\ \text{Frottements} \left\{ \begin{array}{l} \text{déviation parasitaire } 0.002 \text{ m} - 1 \\ \text{coefficient de frottement : } 0,2 \text{ rad} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

### III.4.2 Aciers passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les Armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures). Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance Fe E500.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier, appelé 'Module de Young :  $E_s = 2.10^5$  MPA

#### ➤ Contrainte limite

Etat limite ultime(ELU) :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ combinaison fondamentale} \\ \gamma_s = 1. \text{ combinaison accidentelle.} \end{array} \right.$

Etat limite service (ELS):

Tableau III. 1:contrainte limite à ELS[4]

Etat considéré	Contrainte limite
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \text{MAX}(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ ou $\eta = 1$ pour RL et 1.6 pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \text{MAX}(0.4f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$

### III.5 Logiciel de calcul

A l'aide de Robot Structural Analysis Professionnel, On peut facilement définir des ponts avec une géométrie, conditions aux limites et des cas de charges complexes. Le model du pont est défini de façon paramétrique.

Le modèle paramétrique permet à l'utilisateur de construire des modèles simples ou complexes et d'apporter les modifications de façon efficace tout en gardant un contrôle total sur le processus de conception.

### III.6 CARACTERISTIQUE DU TABLIER ET DES SECTIONS DES POUTRES

#### III.6.1 caractéristique du tablier

Largeur totale : 15,5 m  
Largeur roulable : 14 m  
Largeur chargeable: 13,5 m  
Nombre des poutres : 11 poutres  
Entre axes : 1,4m

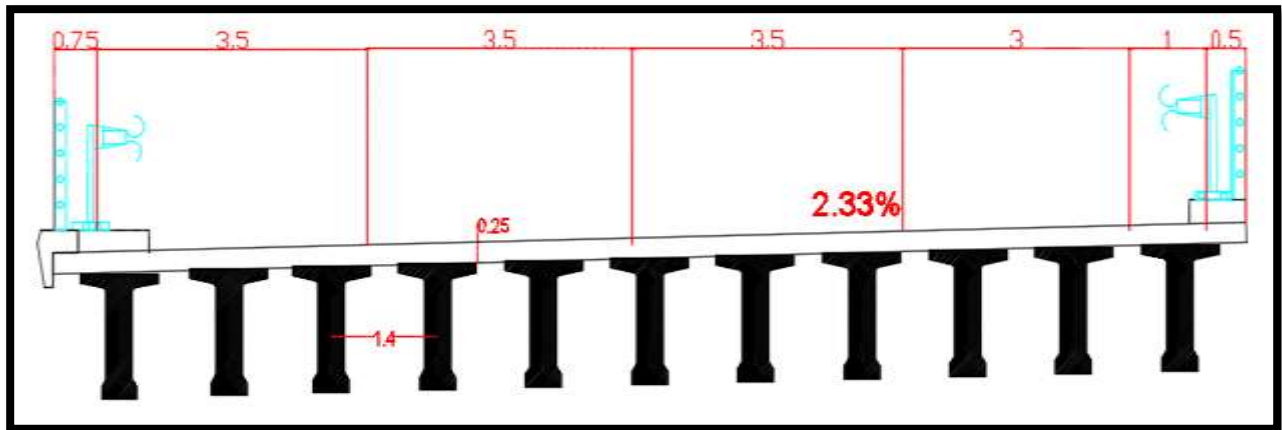


Figure III. 2:caractéristiques du tablier

#### III.6.2 dimensions des sections des poutres

Chaque poutre est composée de trois sections transversales avec un about de poutre rectangulaire, les dimensions des sections transversales sont présentées dans la figure suivante :

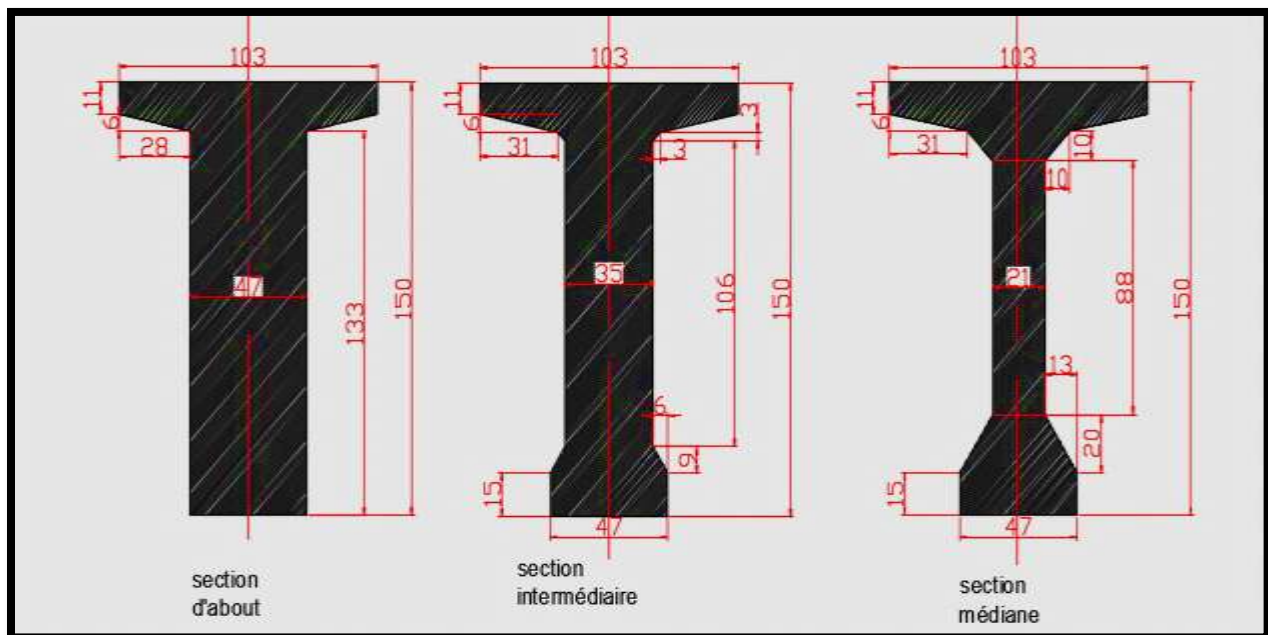


Figure III. 3:Sections transversales de la poutre

### III.7 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DES SECTIONS

Pour ce volet on valorise les caractéristiques géométriques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

On utilise les fonctions d'Autocad (REGION, PROPMECA) Pour le calcul de centre de gravité,  $V$  et  $V'$ , le moment d'inertie par rapport au centre de gravité  $I_g$ , les autres caractéristiques sont obtenues par les formules suivantes :

- Rendement géométrique de la section:

$$\rho = \frac{I_G}{\bar{V} \cdot V \cdot B}$$

$I_G$  : Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG.

- Moment statique:

$$S/\Delta_{brute} = B_{brut} \cdot Z$$

- Les sections nettes :
 
$$\begin{cases} B_{nette} = B_{brute} - 5\% B_{brute} \\ S/\Delta_{net} = S/\Delta_{brute} - 5\% S/\Delta_{brute} \\ I/\Delta_{net} = I/\Delta_{brute} - 5\% I/\Delta_{brute} \end{cases}$$

Les tableaux ci-dessus représentent les caractéristiques géométriques de la poutre dans les différentes sections

Tableau III. 2:caractéristiques des poutres (section d'about)

Sans hourdis		Avec hourdis	
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	7834	Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	11334
Périmètre (cm)	495.2713	Périmètre (cm)	619.2713
Aire Nette Bn (Cm <sup>2</sup> )	7442.3	Aire Nette Bn (Cm <sup>2</sup> )	10767.3
V (cm)	68.2055	V (cm)	68.2832
V' (cm)	81.7945	V' (cm)	106.7168
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	16484866.4551	I/g brute (cm <sup>4</sup> )	32424204.8682
I/g net (cm <sup>4</sup> )	14836379.8096	I/g net (cm <sup>4</sup> )	29181784.3814
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	640778.1130	S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	1209528.2112
S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	608739.2074	S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	1149051.8006
ρ (%)	35.73	ρ (%)	37.19

## CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau III. 3:caractéristiques des poutres (section intermédiaire)

Sans hourdis		Avec hourdis	
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	6463	Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	9963
Périmètre (cm)	507.2692	Périmètre (cm)	631.2692
Aire Nette Bn (Cm <sup>2</sup> )	6139.85	Aire Nette Bn (Cm <sup>2</sup> )	9464.85
V (cm)	67.1091	V (cm)	64.1424
V' (cm)	82.8909	V' (cm)	110.8576
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	14939744.9302	I/g brute (cm <sup>4</sup> )	29511258.3961
I/g net (cm <sup>4</sup> )	13445770.4372	I/g net (cm <sup>4</sup> )	26560132.5565
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	535723.8867	S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	1104474.2688
S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	508937.6924	S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	1049250.5554
ρ (%)	39.37	ρ (%)	39.46

Tableau III. 4:caractéristiques des poutres (section médiane)

Sans hourdis		Avec hourdis	
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	5108	Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	8608
Périmètre (cm)	517.423	Périmètre (cm)	641.1423
Aire Nette Bn (Cm <sup>2</sup> )	4852.6	Aire Nette Bn (Cm <sup>2</sup> )	8177.6
V (cm)	65.8348	V (cm)	58.984
V' (cm)	84.1652	V' (cm)	116.0160
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	13834370.5450	I/g brute (cm <sup>4</sup> )	26761250.4543
I/g net (cm <sup>4</sup> )	12450933.4905	I/g net (cm <sup>4</sup> )	24085125.4189
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	429915.8416	S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	998665.728
S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	408420.0495	S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	948732.4416
ρ (%)	46.31	ρ (%)	43.04

### III.8 CONCLUSION

En se référant à ce qui a été exploité dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude toute en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristique.



**CHAPITRE IV :**  
**CHARGES ET SURCHARGES**

IV. CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 INTRODUCTION

En phase d’exploitation l’ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dû au poids propre et à d’autres systèmes de chargement. Le but de ce chapitre est de définir tous types de chargement qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées D’après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées :

- Les charges permanentes et complément des charges permanentes : G .
- La charge routière type A (I) .
- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br) .
- La charge militaire Mc120 .
- Convoi exceptionnel : D240 .
- Surcharges sur trottoirs : ST .

IV.2 EVALUATION DES CHARGES

IV.2.1 calcul des charges permanentes

➤ Poids de la poutre :

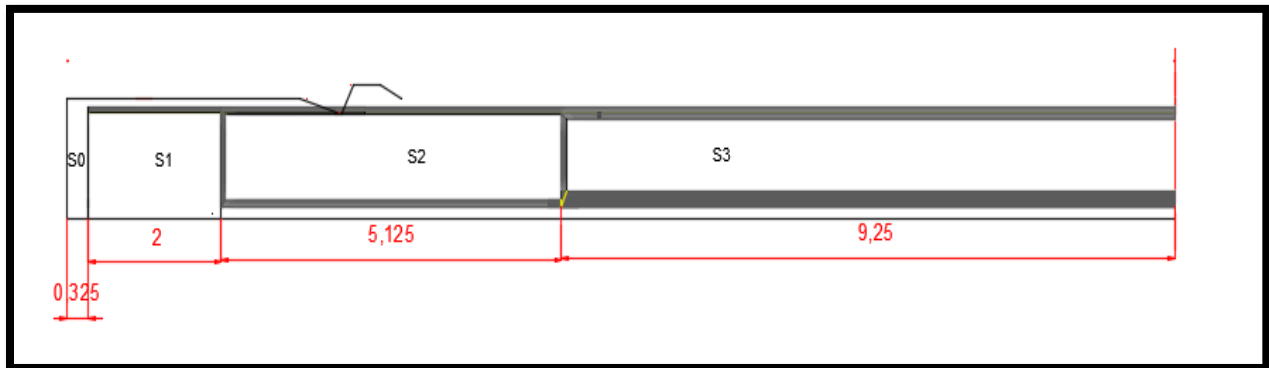


Figure IV. 1: Coupe longitudinale de la poutre

Tableau IV. 1: calcul du poids de la poutre

Section	S0	S1	S2	S3
Longueur (m)	0.3250	2	5.1250	9.250
Surface (m <sup>2</sup> )	1.5450	0.7834	0.6463	0.5108
Poids (t)	1.2553	3.9170	8.2807	11.8123

Sachant que :  $\begin{cases} \rho_b = 2.5\text{t/m}^3 \\ p_{\text{poutre}} = 2 \sum p(s_i) \end{cases} \implies \begin{cases} p_{\text{poutre}} = 50.53 \text{ t} \\ p_{\text{poutre}} = 1.513\text{t/ml} \\ p_{\text{poutres}} = 11 \times p_{\text{poutre}} = 16.642 \text{ t/ml} \end{cases}$

➤ Poids du hourdis :

$\implies p_{\text{hourdis}} = \rho_b \times h_{\text{hourdis}} = 2.5 \times 0.25 \times 15.5$

$\implies p_{\text{hourdis}} = 9.7 \text{ t/ml}$

➤ Tôle TN40 :  
 (Coffrage perdu) d'un poids de 9.81 kg/m<sup>2</sup> et d'épaisseur de 1 mm et de contrainte admissible de 716 kg/m<sup>2</sup>.  $\implies p_{TN40} = 0.09 \text{ t/ml}$

➤ Le poids des éléments porteur est de :  
 $C_p = P_{poutres} + P_{hourdis} + P_{TN40}$   $C_p = 26.57 \text{ t/ml}$

**IV.2.2 Calcul des charges complémentaires permanentes**

➤ Revêtement et étanchéité :

$p_r = h_r \times L_r \times \rho_r$   
 avec  $\implies \begin{cases} h_r: (\text{épaisseur du revêtement et la chape d'étanchéité}) = 0.06 + 0.02 = 0.08\text{m} \\ L_r: (\text{largeur roulable}) = 14.5\text{m} \\ \rho_r: (\text{poids volumique du revêtement}) = 2.4\text{t/ml} \end{cases}$   
 $\implies p_r = 2.784\text{t/ml}$

➤ Poids du trottoir :

$\begin{cases} \text{Poids du 1ere trottoir: } p_{t1} = S_{t1} \times \rho_b \implies p_{t1} = 0.186\text{t/ml} \\ \text{Poids du 2eme trottoir: } p_{t2} = S_{t2} \times \rho_b \implies p_{t2} = 0.186\text{t/ml} \\ \text{Poids total des trottoirs: } p_{t2} = 0.372\text{t/ml} \end{cases}$

➤ Corniche :

$p_{corniche} = S_{corniche} \times \rho_b = 0.237 \times 2.5$   
 $\implies p_{corniche} = 0.594\text{t/ml}$

➤ Garde-corps :

On a 02 garde-corps de 0.1 t/ml.  $\implies p_{gg} = 0.1 \times 2 = 0.2\text{t/ml}$

➤ Glissière de sécurité :

Les glissières de sécurité ont un poids linéaire de 0.1t/ml.  $\implies p_{gg} = 0.2\text{t/ml}$

➤ Poids des compléments permanents:

$\implies p_{cp} = p_t + p_{gg} + p_c + p_{rv} + p_{gs}$   
 $\implies p_{cp} = 4.15\text{t/ml}$

➤ Le poids total du tablier :

$\implies$   $G/\text{ml} = 30.726 \text{ t/ml}$   
 $\implies$   $G = 1026.25 \text{ t}$

**IV.3 SURCHARGES DES PONTS ROUTIERS**

➤ Classe de pont :

D'après RCPR, tous les ponts supportant des chaussées roulable dont  $L_R \geq 7m$  font partis de la première classe.  $\implies$  Largeur roulable  $l_r=14.5 \implies$  le pont est de classe 1

➤ Nombre de voie :

Il est égal à la partie entière de la fraction  $l_c/3$

Largeur chargeable  $l_c=14.5 \implies N = \frac{l_c}{3} = \frac{13.5}{3} = 4$

**IV.3.1 Système de charge A(l)**

Le système de charges A(l) représente une charge uniformément répartie sur une longueur L, la charge supportée par la chaussée est uniforme, et à une intensité A(L) égale au produit de la valeur A(l) par les coefficients appropriés  $a_1$  et  $a_2$ . Tel que

$$A = a_1 \times a_2 \times AL$$

$$AL = 0.23 + \frac{36}{L + 12} \text{ (t/m}^2\text{); avec L : la portée de la poutre.}$$

➤ Détermination de  $a_1$

**Tableau IV. 2: Coefficient  $a_1$  de A(L)**

Classes de Pont	1	2	3	4	> 5
1	1	1	0.9	0.75	0.7
2	1	0.9	/	/	/
3	0.9	0.8	/	/	/

La charge  $A_1$  est obtenue par :  $A_1 = \text{Max} \left\{ a_1 \times AL, 4 - 0.002L \right\}$

La charge  $A_2$  est obtenue par :  $A_2 = a_2 \times A_1$

Tel que :  $a_2 = \frac{v_0}{v}$

Les valeurs de  $v_0$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV. 3: Valeur de  $v_0$**

Classe de pont	$V_0$
Première classe	3.5
Deuxième classe	3
Troisième classe	2.75

$$AL = 0.23 + \frac{36}{32.4 + 12}$$

$$AL = 1.041 \text{ t/m}^2$$

Les résultats de calcul de AL sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 4:valeur de A(l)

Nombre de voies	a1	a2	A(l) xa1x a2 (t/m <sup>2</sup> )	Largeur de voie(m)	A(L) (t/ml)
1 voie	1	1	1.041	3.5	3.64
2 voies	1	1	1.041	7	7.29
3 voies	0.9	1	0.937	10.5	9.84
4 voies	0.75	1.16	0.906	13.5	12.23

**IV.3.2 Système de charge B**

Le système de surcharges de type B, ou système de charges ponctuelles, est composé de trois sous systèmes différents :

Sous système Bc ;

Sous système Br ;

Sous système Bt.

Chacun de ces cas de charges sont pondérés par un coefficient de majoration dynamique

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

L : représente la longueur de l'élément.

G : poids totale de l'élément.

S : la charge maximale de B

**IV.3.2.1 Sous système Bc**

Il est composé de camions de 30T, transversalement, on peut disposer autant de files de 2 camions que de voies de circulation et longitudinalement, on ne doit dépasser 2 camions par file.

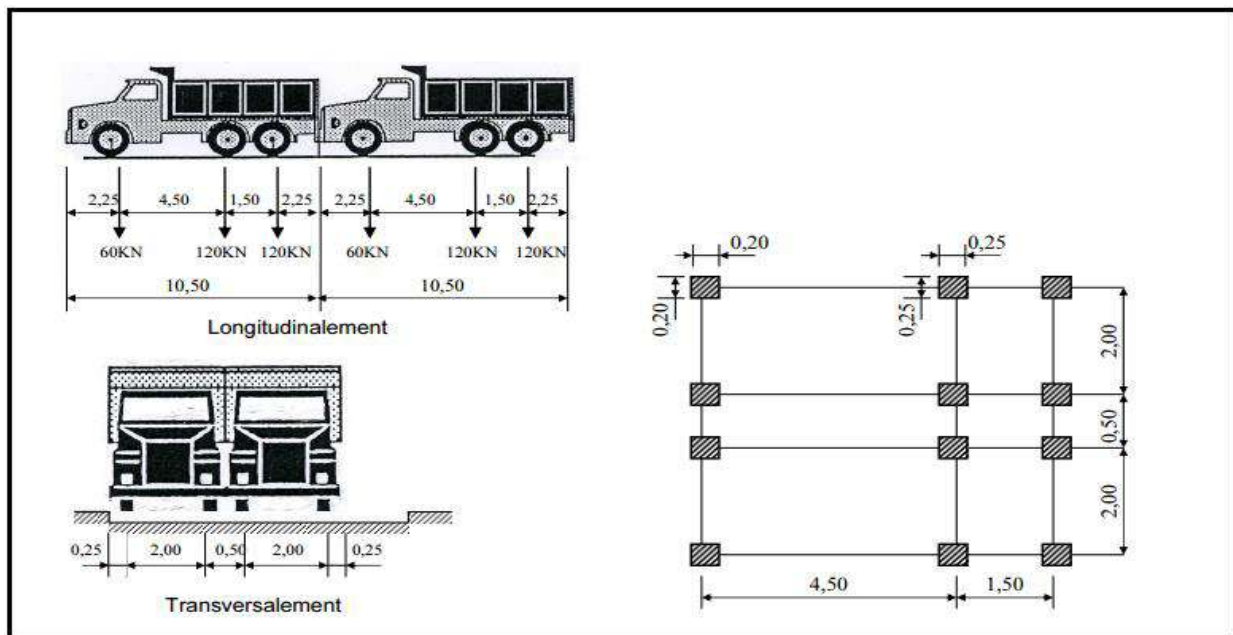


Figure IV. 2:Description du système Bc

## CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

En plus du coefficient de majoration dynamique, ces charges sont affectées des coefficients de pondération  $b_c$  donnés par le tableau suivant :

Tableau IV. 5:coefficients de pondération  $b_c$

Nombres de voies chargées					
Classes de Pont	1	2	3	4	> 5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1	1	/	/	/
3	1	0.8	/	/	/

La charge maximale de système  $B_c$  est :

$$S = N_c \times P_c \times b_c$$

Le calcul de coefficient de majoration pour le système  $B_c$  est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6:Coefficient de majoration  $B_c$

Nombre de voies chargées	$b_c$	S	$\delta$
1	1,20	72	1.064
2	1,10	132	1.072
3	0,95	171	1.079
4	0.8	192	1.082

### IV.3.2.2 Sous système tandem $B_t$

Un tandem de sous-système  $B_t$  est composé de 2 essieux de 16t chacun. Ces 2 essieux, à roues simples munies de pneumatiques, possèdent les caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu 16 t

Distance entre les deux essieux 1,35 .m

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

Le système  $B_t$  doit être multiplié par un coefficient  $b_t$  qui en fonction de la classe du pont donné par le tableau suivant :

Tableau IV. 7:coefficient  $b_t$

Classe de pont	1	2
Coefficient $b_t$	1.2	1

## CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

Les dispositions longitudinale et transversale du système Bt sont représenté dans la figure suivante :

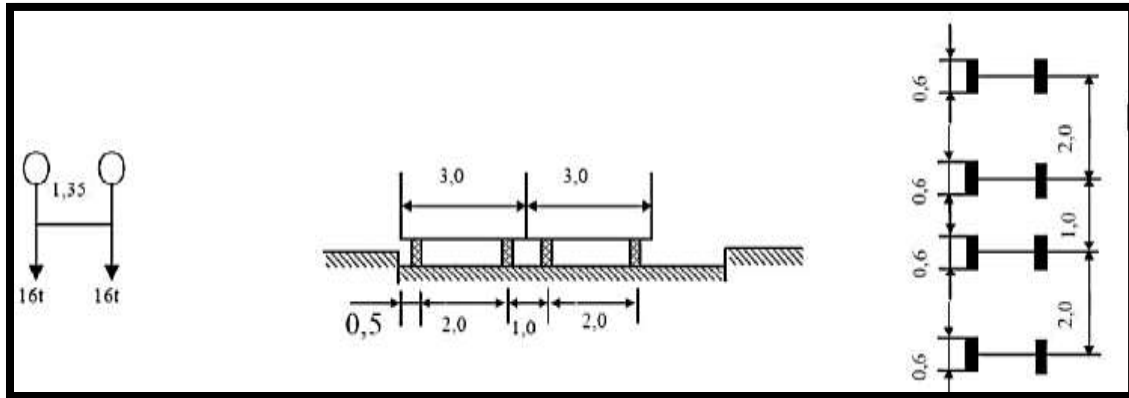


Figure IV. 3: Système de charge Bt

La charge maximale de système Bc est :

$$S = S_{Bt} \times b_t$$

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

Tableau IV. 8: Coefficient de majoration Bt

Nombre de tandem	bt	S	$\delta_t$
1	1,2	38.4	1.059
2	1,2	76.8	1.065

### IV.3.2.3 Sous système Br

La surcharge prise en compte dans ce cas de figure est une roue isolée de 10t qui peut prendre n'importe quelle position sur la largeur roulable.

Sa zone d'impact est formée par un rectangle, chargé d'une façon uniforme, et ayant 0,60m de côté transversal et 0,30m de côté longitudinal.

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} \quad \text{tel que } S=10 \text{ t} \quad \Longrightarrow \quad \delta_{Br}=1.055$$

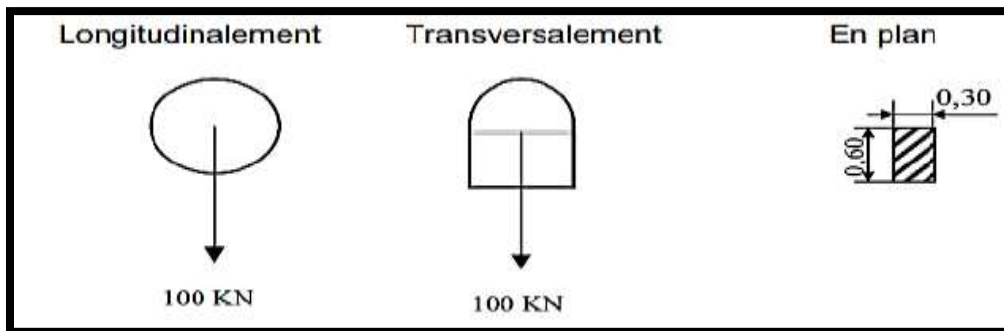


Figure IV. 4: système Br

**IV.3.3 Les charges militaires**

Les charges militaires sont constituées de deux (2) classes de convoi : M 80 et M 120. Les effets induits par les charges M 120 sont plus importants (donc plus défavorables) que ceux provoqués par M 80, nous nous en tiendront, dans toute la suite, aux cas des charges causés par le convoi de type M 120.

**IV.3.3.1 Convoi mc 120**

Un véhicule type Mc 120 se compose de deux (2) chenilles. On lui associe les caractéristiques ci-après :

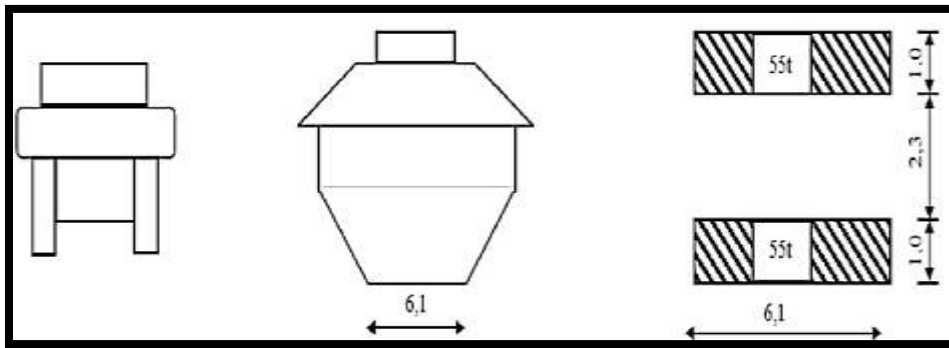


Figure IV. 5:Charge militaire Mc120

Masse totale : 110 t

Longueur d’une chenille : 6,10 m

Largeur d’une chenille : 1,00 m

Distance d’axe en axe des deux chenilles : 3,30 m

D’après le RCPR, le nombre de convoi qu’on peut placer n'est pas limité, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30.5 m. pour ce cas de chargement on calcul de la même manière que pour les convois B le coefficient de majoration dynamique.

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} ; \text{ tel que } S = 110 \text{ t} \implies \delta_{mc120} = 1.07$$

$$\implies \begin{aligned} P &= 110 \times 1.07 = 117.7 \text{ t} \\ P(t/ml) &= 117.7 / 6.1 = 19.30 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

**IV.3.4 Les surcharges exceptionnelles**

Les charges exceptionnelles sont constituées par le convoi de type D et le convoi de type E circulant seul sur toute la largeur du pont. Dans le cadre du présent projet, nous allons utiliser le convoi D240 uniquement, on note que les surcharges exceptionnelles ne sont pas multipliées par un coefficient de majoration dynamique

**IV.3.4.1 Charges exceptionnelles D240**

Ce type de convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total supposé répartie sur une longueur de La longueur est de 18, 6 m et une largeur de 3.20m

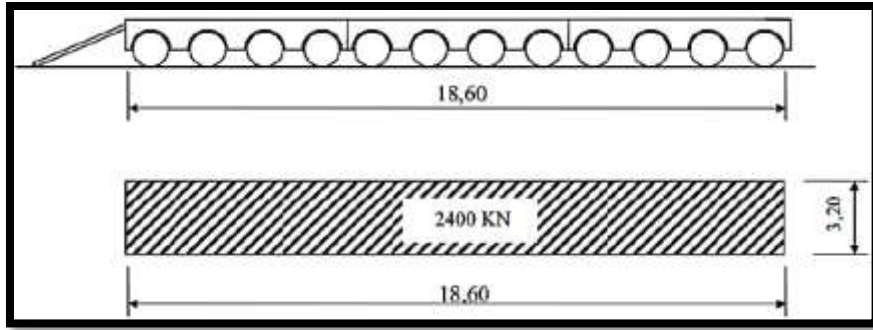


Figure IV. 6:Chargement exceptionnel D240

$$\Rightarrow P=110 \times 1.07=117.7 \text{ t}$$

### IV.3.5 Surcharge sur trottoir (st)

Selon le RCPR On applique sur le trottoir une charge uniforme de 0.15t/m<sup>2</sup> sur la largeur totale du trottoir :

Premier trottoir chargé (0.75 m) : P=0.113 t/ml

Deuxième trottoir chargé (0.5 m) : P= 0.075 t/ml

Deux trottoir chargé (1.5m) : P= 0.188 t/ml

### IV.3.6 Effort de freinage

La force de freinage est développée par l'un des 2 systèmes A(l) ou Bc et est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation. Cette force Fr est le maximum des deux effets A(l) et Bc.

#### IV.3.6.1 Freinage du système A(l)

$$F_{AL} = \frac{A(L) \times s}{20 + 0.0035 \times s} ;$$

S : la surface chargée en mètre carré de la travée qui produit le cas le plus défavorable.

A(L) : sa charge correspondante en tonne par mètre carré (t/m<sup>2</sup>).

$$\Rightarrow F_{A(l)} = 18 \text{ t}$$

#### IV.3.6.2 Freinage du système Bc

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids. Le coefficient bc s'applique aux efforts de freinage développés par le système Bc, donc on aura un effort de freinage : FBc = bc x Bc

$$\Rightarrow F_{Bc} = 36 \text{ t.}$$

### IV.3.7 Action sismique

Cet aspect est déjà développé en I.10, en le résume par un coefficient d'accélération de zone A=0,30.

## CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

### IV.4 RECAPITULATIF

Tableau IV. 9:Récapitulatif des coefficients de majoration des charges d'exploitation

SYSTEME	Bc 1 Voie	Bc 2 Voies	Bc 3 Voies	Bc 4 Voies	Bt 1 tandem	Bt 2 tandems	Br	Mc120
Coefficient de majoration dynamique	1.064	1.072	1.079	1.082	1.059	1.65	1.055	1.07
Coefficient correcteur	1,20	1.10	0.95	0.8	12	1.2	/	/

### IV.5 COMBINAISON D' ACTIONS

Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent en multipliant les sollicitations par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV. 10:Combinaisons de charges réglementaires

Type de charge	ELU	ELS
Charges permanentes	1,35	1
Charges à caractère civil (A(I), B)	1,6	1,2
Charges sur trottoirs (St)	1.6	1
Charges sur remblai (q)	1,6	1,2
Mc120 et D240	1.35	1

### IV.6 CONCLUSION

Le poids propre du tablier et les coefficients correcteurs et de majoration dynamique seront utilisés pour pondérer les efforts de moment et effort tranchant selon les dispositifs exigés par le RCPR.



**CHAPITRE V :**  
**REPARTITION DES EFFORTS**  
**SUR POUTRES**

### V CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS SUR POUTRES

#### V.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons calculer les efforts internes en moment et effort tranchant exercés par les différents cas de charge développés dans le chapitre précédent, en commençant par l'estimation des moments et efforts tranchant maximaux dans le sens longitudinal puis répartir ces charges sur chaque poutre (répartition transversale des efforts) pour obtenir au finale la poutre maitresse la plus sollicitée.

#### V.2 CALCUL LONGITUDINAL

Dans le sens longitudinal on estime les valeurs maximales du moment et d'effort tranchant au droit des sections nécessaires pour la suite des calculs, on calculera alors le moment pour l'abscisse  $L/2$  et  $L/4$  et l'effort tranchant pour les abscisses  $0L$  et  $L/4$ .

##### V.2.1 Méthodologie

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux on utilise la RDM selon le cas de chargement à étudier, On distingue deux types de chargement :

- Charges fixes (répartie) ;
- Charges roulantes (répartie ou ponctuelle).

L'explication de chaque méthode de calcul pour chaque charge est faite en annexe 2 partie 1.

##### V.2.2 Moment fléchissant et effort tranchant maximaux

Le calcul détaillé de la répartition des efforts longitudinalement est fait en annexe 2 partie 2, on présente dans le tableau suivant les résultats finaux du moment fléchissant à mi travée et au quart de la travée et aussi de l'effort tranchant sur appuis et au quart de la poutre, obtenus après tout calcul fait.

## CHAPITRE V : REPARTITION DES EFFORTS SUR POUTRES

Tableau V. 1: Répartition longitudinale des efforts (M, T)

Désignation		x=0.5 L		x=0.25 L		x=0.0 L		x=0.25 L	
		M totale (t.m)	M/poutre (t.m)	M totale (t.m)	M/poutre (t.m)	T total (t)	T/poutre (t)	T total (t)	T/poutre (t)
<b>Poids Propre</b>		4284.587	389.508	3213.440	292.131	513.125	46.647	256.563	23.324
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>1 voie chargée</b>	507.580	46.143	380.685	34.607	60.788	5.526	30.394	2.763
	<b>2 voie chargées</b>	1016.554	92.414	762.416	69.310	121.734	11.067	60.872	5.533
	<b>3 voie chargées</b>	1372.139	124.739	1029.104	93.554	164.328	14.939	82.164	7.469
	<b>4 voie chargées</b>	1705.412	155.037	1279.059	116.278	204.241	18.567	102.121	9.283
<b>St</b>	<b>1 trottoir</b>	9.842	0.895	7.381	0.671	1.215	0.110	0.608	0.055
	<b>2 trottoirs</b>	19.684	1.789	14.76	1.342	2.43	0.221	1.216	0.111
<b>Système Bc</b>	<b>1 file chargée</b>	449.566	40.870	347.647	31.604	44.616	4.060	40.786	3.708
	<b>2 files chargées</b>	830.402	75.491	642.145	58.377	82.412	7.492	75.337	6.849
	<b>3 files chargées</b>	1082.773	98.434	837.302	76.118	107.458	9.769	98.233	8.930
	<b>4 files chargées</b>	1219.125	110.830	942.742	85.704	120.99	10.999	110.603	10.055
<b>Système Bt</b>	<b>1 tandem</b>	315.667	28.697	260.793	23.708	39.818	3.62	30.169	2.743
	<b>1 tandem</b>	634.91	57.719	525.923	47.811	87.08	7.916	60.906	5.537
<b>Système Br</b>		85.455	7.769	64.09	5.628	10,55	0.959	7.91	0.719
<b>Convoi Mc120</b>		863.627	78.512	626.624	56.966	106.620	9.693	77.36	7.032
<b>Convoi D240</b>		1386.01	126	899.999	81.727	171.111	15.555	111.111	10.101

### V.3 CALCUL TRANSVERSAL

Dans l'étape qui précède on avait calculé les efforts internes en moment et effort tranchant pour l'ensemble des poutres, et on avait estimé que ces efforts sont répartis d'une façon identique sur chaque poutre, alors que cette répartition n'est pas identique réellement et chaque poutre possède un effort propre à elle.

Le but de ce calcul transversal est de répartir les efforts sur chaque poutre et déterminer la poutre la plus sollicitée.

#### V.3.1 Méthodologie

La répartition transversale des efforts se fait par la méthode de Guyon-Massonnet applicable sur un grillage des poutres.

Tout d'abord on calcule les deux paramètres essentiels pour la méthode, Paramètre d'entretoisement  $\theta$  et Paramètre de torsion  $\alpha$ , par la suite, on calcule les coefficients de répartition transversale (CRT) pour chaque poutre pour les différents cas de chargement

#### V.3.2 Efforts internes maximaux

##### V.3.2.1 PARAMETRES DE LA METHODE DE GUYON MASSONNET

Le calcul détaillé est fait en annexe 03 partie 01.

Paramètre d'entretoisement :  $\theta = 0.86$

Paramètre de torsion :  $\alpha = 0.143$

##### V.3.2.2 Moment

Le calcul détaillé est fait en annexe 3 partie 2 (répartition transversale du moment fléchissant [5]), on extrait que les valeurs des moments pour chaque combinaison

Tableau V. 2: Moment maximal à l'ELU et l'ELS

Combinaison		Moment max(t.m)
ELU	1.35G+1.6(A(l)+St)	806.096
	1.35G+1.6(Bc+St)	769.757
	1.35G+1.35D240	892.401
	1.35G+1.35MC120	735.698
ELS	G+1.2A(l)+St	599.703
	G+1.2A(l)+Bc	572.448
	G+D240	661.038
	G+MC120	544.961

Nb : le calcul manuel (répartition transversale des efforts) est fait seulement pour le calcul du moment fléchissant

### V.4 MODELISATION DU TABLIER AVEC ROBOT

Le calcul manuel fait, obéit à des hypothèses et des approximations des lois de la RDM, on fera un calcul automatique par la méthode des éléments finis pour comparer les résultats. Nous utiliserons Autodesk robot structural Analysis professionnel pour modéliser le pont et calculer les éléments de réductions (M, T) en chaque point du tablier.

Étant donné que l'ouvrage est isostatique comportant deux travées identiques et indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm reposant sur 11 poutres).

Pour l'étude du tablier on a choisie l'élément finis « coque » ; les poutres sont modélisées par des barres, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double, la dalle est modélisée par un panneaux à 4 noeuds, les surcharges sont introduites et disposées suivant le règlement RCPR, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

Modélisation du tablier

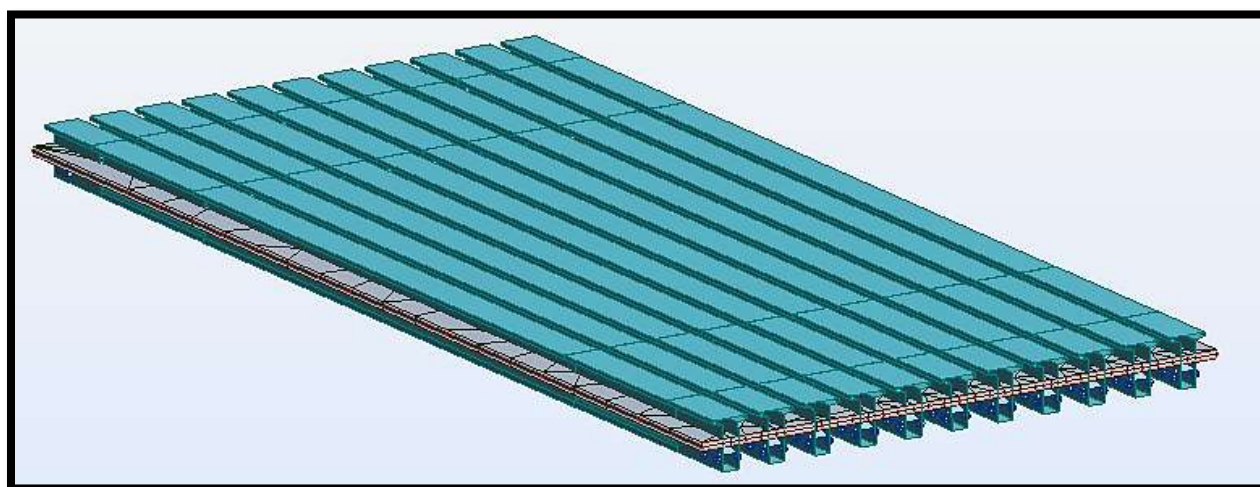


Figure V. 1:Modèle numérique du tablier

Après toute combinaison faite :

Tableau V. 3:Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique

Combinaison	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)	Réaction (t)
ELU : 1.35G+1.6(A(I)+St)	750.969	97.530	107.988
ELU : 1.35G+1.6(Bc + St)	750	97.5	106.223
ELU : 1.35G+1.35D240	854.857	111.224	128.447
ELU : 1.35G+1.35MC120	732.876	106.614	127.158
ELS : G+1.2A(I)+St	557.926	72.339	97.774
ELS : G+1.2 Bc + St	537.23	75.551	65.774
ELS : G+D240	633.228	82.388	95.146
ELS : G+MC120	542.87	78.973	94.191

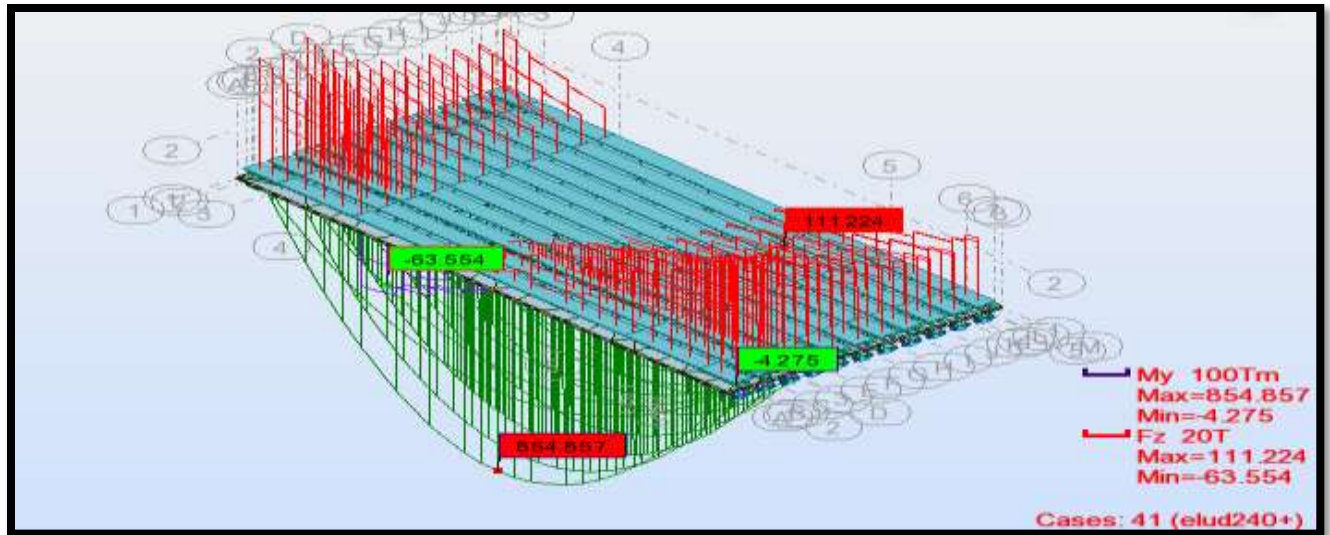


Figure V. 2: Efforts maximaux à l'ELU obtenu par ROBOT

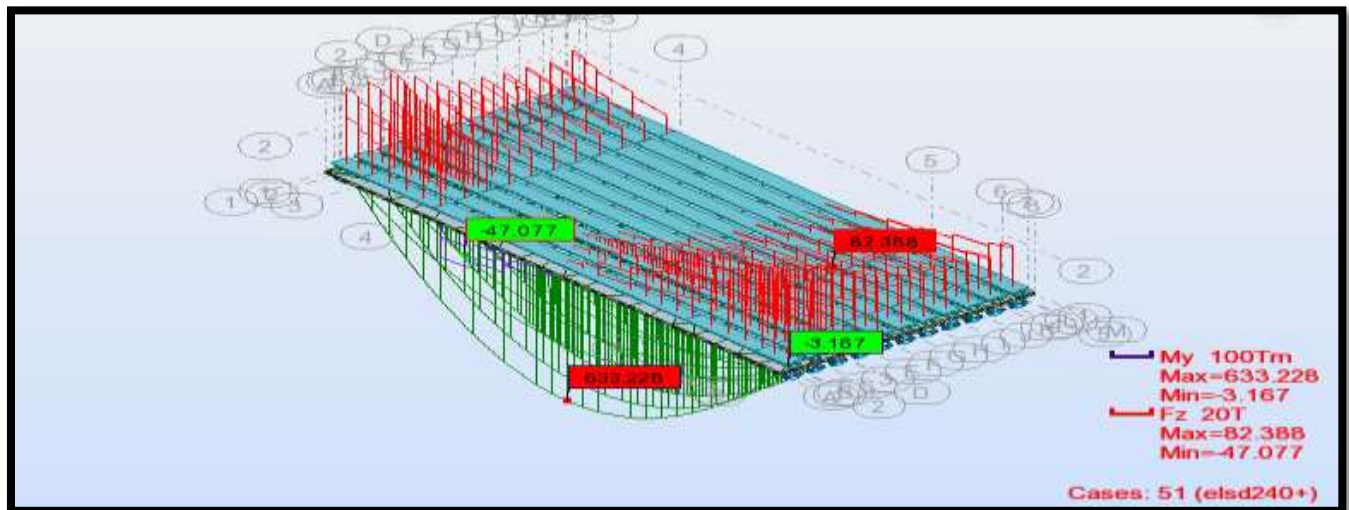


Figure V. 3: Efforts maximaux à l'ELS obtenu par ROBOT

Tableau comparatif des moments :

Tableau V. 4: Tableau récapitulatif et comparatif des moments et efforts tranchants maximal

Combinaison	M(Calcul manuel)	M(Calcul automatique)	Rapport
ELU : 1.35G+1.6(A(I)+St)	806.096	750.969	6.8%
ELU : 1.35G+1.6(Bc + St)	769.757	750	2.6%
ELU : 1.35G+1.35D240	892.401	854.857	4.2%
ELU : 1.35G+1.35MC120	735.698	732.876	0.4%
ELS : G+1.2A(I)+St	599.703	557.926	7%
ELS : G+1.2 Bc + St	572.448	537.23	6.2%
ELS : G+D240	661.038	633.228	6.2%
ELS : G+MC120	544.961	542.87	0.4%

### V.5 CONCLUSION

Après avoir déterminé les éléments de réduction ; on a bien remarqué que les résultats en deux méthodes de calculs sont approchées avec un petit écart, et cela est dû principalement à la différence dans les hypothèses de calcul.

Pour la suite de l'étude, on adopte les résultats obtenus par ROBOT qui ont été faite avec la méthode des éléments finis qui reste une méthode plus fiable.



**CHAPITRE VI :**  
**ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

### VI Chapitre VI : ÉTUDE DA LA PRECONTRAINTÉ

#### VI.1 INTRODUCTION

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Les forces de flexion ne viendront alors qu'en déduction de la force de la précontrainte initiale.

Le béton est précontraint au moyen de câbles qui sont tendus par des vérins, la tension des câbles va appliquer une contrainte de compression au béton, dont l'intensité dépend des charges de flexions qu'aura à subir l'ouvrage. Cette précontrainte peut être appliquée par prétention, c'est-à-dire que les câbles sont tendus avant le coulage du béton. Elle peut l'être également par post tension : dans ce cas, les câbles sont tendus après le durcissement du béton.

Pour notre projet on avait choisi, en se basant sur la portée des travées, une précontrainte par post-tension qu'on va étudier étape par étape dans la suite de ce chapitre.

#### VI.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTÉ

Le dimensionnement de la précontrainte reviens à calculer le couple P et e pour pouvoir déduire le nombre de câblés nécessaire.

Nous allons utiliser les caractéristiques des câbles déjà site en III.4.1.

##### VI.2.1 Classe de la précontrainte

Pour cet ouvrage nous allons considérer une précontrainte de classe II caractérisé comme suit

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{ti} = -1,5 f_{tj} &\implies \bar{\sigma}_{ti} = -4,05 \text{ MPa (Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure .)} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -f_{tj} &\implies \bar{\sigma}_{ts} = -2.7 \text{ MPa (Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure)} \end{aligned}$$

##### VI.2.2 Sollicitation

Tableau VI. 1: Valeurs des efforts interne nécessaire pour le calcul de la précontrainte

Moment fléchissant			
Mmax : Moment Sous G + D 240 (t.m)	Mmin : Moment sous G (t.m)	Mptr : Moment de la poutre seule (t.m)	$\Delta M$
633.228	389.5	175.935	2043.728
Valeurs a considéré en MN.m			
6.33	3.9	1.76	2.44
Effort tranchant MN			
Vmax (G + D240)		V min (G)	
0.82		0.56	

### VI.2.3 Force et excentricité de la précontrainte

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi travée

- Section nette  $B_{nette} = 0.8177m^2$
- L'inertie nette de la poutre  $I_{Gnette} = 0.24085125m^4$
- $h = 1.75m$
- $v' = 1.16m$
- $v = 0.59m$
- Rendement mécanique de la section.  $\rho (\%) = 43.04$   $\rho = 0.43$

NB

Le nombre de câble est calculer à ELS selon le BPEL

- Les justifications sont faites selon la classe II
- En situation d'exploitation, la contrainte de traction est limitée à  $f_{tj}$
- En situation d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à  $0,7 f_{tj}$ .

### VI.2.4 Précontrainte minimal

D'après le BPEL [6] les valeurs de la précontrainte minimale se calcul comme suit :

$P_{min} = \max [PI, PII]$

PI: c'est la force minimale en section sous critique.

PII: c'est la force minimale dans en section sur critique.

Section sous critique :  $PI = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (\overline{\sigma}_{tl} \cdot v + \overline{\sigma}_{ts} \cdot v')$   $\implies PI = 0.66 MN$

Section sur critique :  $PII = \frac{M_{max} + \rho \cdot B \cdot v \cdot \sigma_{ti}}{\rho \cdot v + v' - d_i}$

En supposant au départ qu'un seul câble est suffisant on donne une valeur approximative, soit  $d_i = 0.14 m$ .

En faisant les calculs de nombre des câbles à partir de cette approximation on constate que le nombre des câbles tend vers 3 câbles ce que nous mène à rectifier la valeur de «  $d_i$  » comme suit :

$d_i = \frac{3,5\phi + 2 \cdot (0.14)}{3} = 0,18667 m$   $\implies PII = 4.35MN$

Or  $P = \max (PI ; PII) = PII$  (section sur critiqu

Calcul de l'excentricité moyenne :  $e_0 = -(v' - d_i)$   $\implies e_0 = 0.973m$

### VI.2.5 Nombre de câbles

Les poutres seront t'équipées de trois câbles de précontrainte dont deux sont tirés à partir des extrémités (about) et le câble restant sera placé en extradados. Le détail de calcul est exploité en annexe 04 partie 01.

### VI.2.6 Vérification des contraintes normales

La vérification se fait selon les six étapes et pour chaque étape on vérifie les contraintes normales par les relations suivantes :

$$\text{Fibre supérieur : } \sigma_{sup} = \frac{p}{B_n} + \frac{v}{I_n} M_p + \frac{v}{I_n} M_G \geq \sigma_{min}$$

$$\text{Fibre inférieur : } \sigma_{inf} = \frac{p}{B_n} + \frac{v'}{I_n} M_p + \frac{v'}{I_n} M_G \leq \sigma_{max}$$

MP : moment dû à la précontrainte ( $M_p = n \times P_0 \times e_0$ ) ;

P : effort de la précontrainte ( $P = n \times P_0 \times \% \text{ mise en tension} \times \% \text{ pertes pour chaque étape}$ )

MG : moment dû au poids propre ;

$\sigma_{min}$  = bc : contraintes maximal de compression

$\sigma_{max}$  = bt : contraintes maximale de traction

Pour chaque phase on ne doit pas dépasser les contraintes admissibles en traction et en compression, le schéma suivant résume les valeurs des contraintes admissibles à considérer selon le cas à étudier [7]

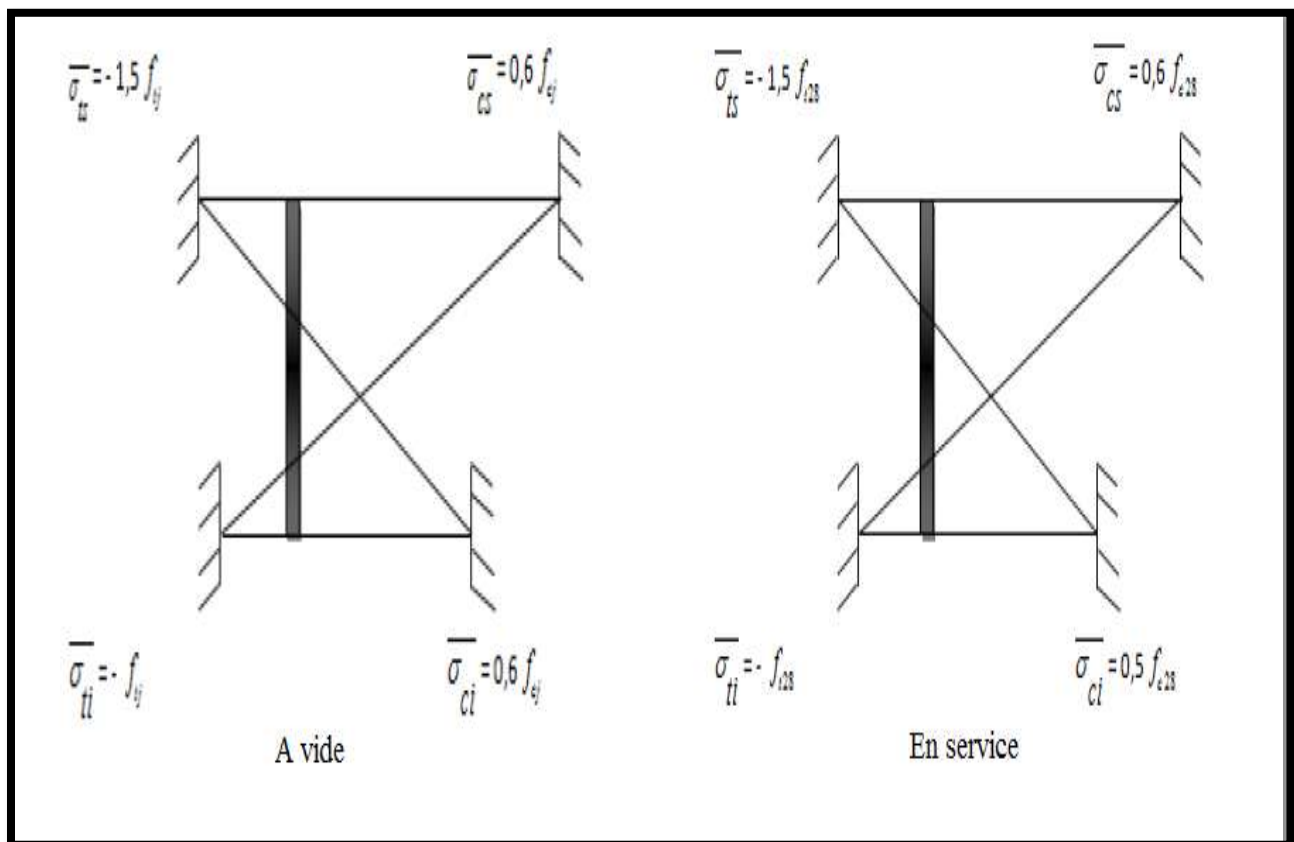


Figure VI. 1:Description des hypothèses sur les phases de vérification de la précontrainte

## Chapitre VI : ÉTUDE DA LA PRECONTRAINTE

Le tableau suivant décrit les phases de vérifications :

Tableau VI. 2:Description des hypothèses sur les phases de vérification de la précontrainte

phases Paramètres	Phase 01 (7ème jour)	Phase 02 (28ème jour)	Phase 03 (35ème jour)	Phase 04 (63ème jour)	Phase 05 (77ème jour)	Phase 06 En service
<b>Mise en tension</b>	La mise en tension est 50 %.	La mise en tension des câbles est de 100 %	Efforts dus à la deuxième phase	La mise en tension du troisième câble est faite à 100%	Mise en tension est déjà faite à 100 %	Mise en tension est déjà faite à 100 %.
<b>% des pertes</b>	Les pertes considérées sont de 10 %.	Les pertes considérées sont de 10 %.	Les pertes considérées sont de 20 %.	Les pertes considérées sont de 30%.	Les pertes considérées sont de 30 %.	Les pertes considérées sont de 30 %.
<b>Section considérée</b>	La section à mi travée de la poutre seule.	Poutre seule	L'hourdis n'est pas assez résistant, la section résistante reste celle de la poutre seule.	Tablier à vide (poutres + dalle).	Tablier à vide (poutres + dalle + éléments de tablier)	Tablier en charge

Le tableau suivant récapitule les vérifications faites pour chaque phase :

Tableau VI. 3:Vérification des hypothèses faites sur les différentes phases de la précontrainte

Désignation	Etape 01	Etape 02	Etape 03	Etape 04	Etape 05	Etape 06
M	1.76	1.76	3.01	3.01	3.82	5.99
P	2.33	4.662	4.144	5.828	5.828	5.828
V	0.658	0.658	0.658	0.589	0.589	0.589
V'	0.842	0.842	0.842	1.161	1.161	1.161
e0	-0.655	-0.655	-0.655	-0.973	-0.973	-0.973
Bn	0.4853	0.4853	0.4853	0.8178	0.8178	0.8178
In	0.1245	0.1245	0.1245	0.2409	0.2409	0.2409
$\sigma$ Sup	6.04	2.77	10.10	0.62	2.60	7.90
$\sigma_{bt}$	-2.99	-4,05	-4.05	-4.05	-4.05	-4.05
$\sigma$ inf	3.22	18.36	6.54	19.94	16.04	5.59
$\sigma_{bc}$	13.91	21	21	21	21	17.5
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les hypothèses considérées (tension de câbles, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

### VI.2.7 Disposition constructive des câbles

#### VI.2.7.1 Section d'about

Nous disposons les câbles afin d'obtenir des forces de précontrainte qui coïncident avec le centre de gravité de la section d'about ; On fixe un espacement entre les deux plaques d'encrage de  $E=0.5$  m

$$\sum M/0 \Rightarrow 2Pv' = D1.P1 + P2(D2)$$

$$P1 = P2 = P ; v' = 0.817 \text{ m} ;$$

$$D2 = D1 + E ; \quad D1 = \frac{2v' - E}{2}$$

$$D1 = 0.567 \text{ m} \cong 0.6 \text{ m}$$

$$D2 = 1.07 \text{ m} \cong 1.1$$

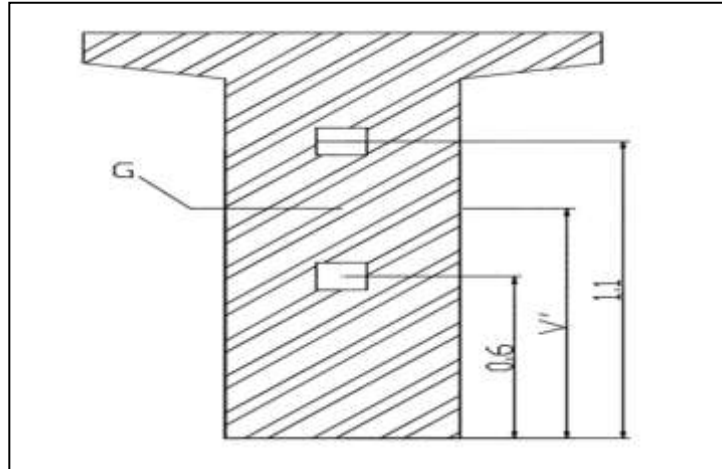


Figure VI. 2: Disposition des câbles à l'about

En respectant la distance limites autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante [7] :

La disposition des câbles au niveau de la section à mi- travée est conditionnée par :

- L'espacement horizontal  $e_H$  entre les câbles :  
 $e_H \geq \Phi$  avec :  $\Phi = 8$  cm le diamètre de la gaine  
soit :  $e_H = 11$  cm.
- Espacement vertical  $e_v$  entre les câbles :  $e_v \geq \Phi$   
soit :  $e_v = 8$  cm
- Distance des câbles à aux parements de la poutre :

$$C \geq \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \frac{3a}{4} \\ \Phi \\ d \end{array} \right.$$

a : désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ;

$\Phi$  limité à 8 cm ;

d = 4 cm pour les ouvrages courants

Alors :

$C \geq 8$  cm on prend  $C = 10$  cm.

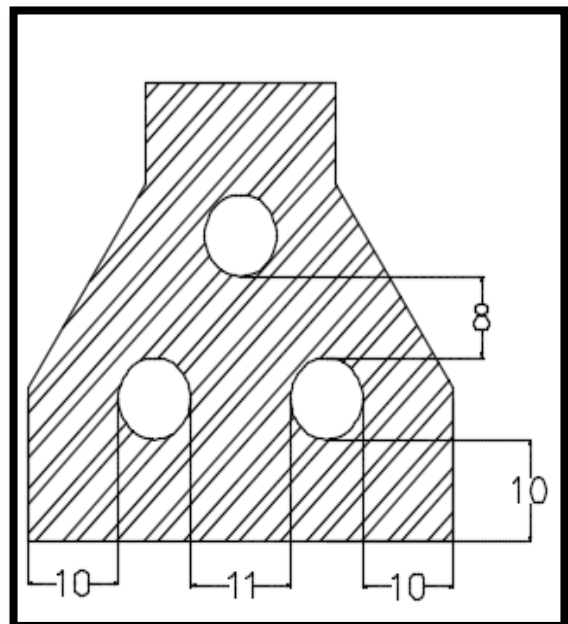


Figure VI. 3: Disposition des câbles à mi-travée

### VI.2.7.3 Détermination de l'ange de relevage

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donné par l'expression suivante :

$$\sin^{-1} \frac{(V_{\max} - \bar{V})}{P} \leq \alpha \leq \sin^{-1} \frac{(V_{\min} + \bar{V})}{P}$$

Telles que :

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

$V_{\min}$  : L'effort tranchant due au poids propre

$V_{\max}$  : L'effort tranchant due aux poids propre + exploitation.

Avec un optimum théorique de l'angle de relevage qui optimise l'intensité donné par

$$\alpha_{\text{Opt}} = \left( \sin^{-1} \frac{(V_{\max} + V_{\min})}{2P} \right)$$

$\bar{V} = \bar{\tau} b_n 0.8 h$  Telles que :

- $\bar{V}$  : effort tranchant limite supportée par la section d'about
- $h$ : hauteur de la poutre + hourdis.
- $\tau$ : Effort de cisaillement limité.

(Contrainte normale au niveau de la fibre neutre)  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$  ;  $B_{\text{nette}} = B_{(P+d)} - n \frac{\pi \phi^2}{4}$

$$\implies B_{\text{nette}} = 1.1334 - 2 \frac{\pi \cdot 0.08^2}{4} = 1.123 \text{ m}^2$$

$$\implies P = 0.7 \times 2 \times 2.59 = 3.626 \text{ MPA}$$

$$\implies \sigma_x = \frac{3.626}{1.123} = 3.23 \text{ MN}$$

(Contrainte tangentielle limité en état limite de service)  $\bar{\tau} = [0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3})]^{0.5}$

$$f_{tj} = 2.7 \text{ MPA} \implies \bar{\tau} = [0.4 \times 2.7 (2.7 + \frac{2}{3} \times 3.23)]^{0.5} = 2.62 \text{ MPA}$$

$$b_n = b_0 - m K \phi = 0.47 - 1 \times 0.08 \times 0.5 = 0.43 \text{ m}$$

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

$K = 0.5$  pour des gaines injectées au coulis de ciment.

$$\implies \bar{V} = 2.62 \times 0.43 \times 0.8 \times 1.75 = 1.58 \text{ MN}$$

Tableau VI. 4: Etapes de calcul des angles de relevages pour la 1ere famille des câbles

bn (m)	Bn (m <sup>2</sup> )	P (MN)	$\sigma_x$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\bar{V}$ (Mn)	$\sin^{-1} \frac{(V_{\max} - \bar{V})}{P}$	$\sin^{-1} \frac{(V_{\min} + \bar{V})}{P}$	$\alpha_{\text{Opt}}$
0.43	1.123	3.89	3.23	2.62	1.58	-11.27	33.38	10.22

On choisit :

$\alpha_1 = 8^\circ$  (pour le câble le plus bas de la section d'about);

$\alpha_2 = 15^\circ$  (pour le câble le plus haut de la section d'about);

$\alpha_3 = 25^\circ$ .

### VI.2.7.4 Allure des câbles

Le schéma suivant décrit l'allure des câbles qui a une forme parabolique aux extrémités et une partie rectiligne au milieu, le développement des équations de câblage est détaillé en annexe 04 partie 02.

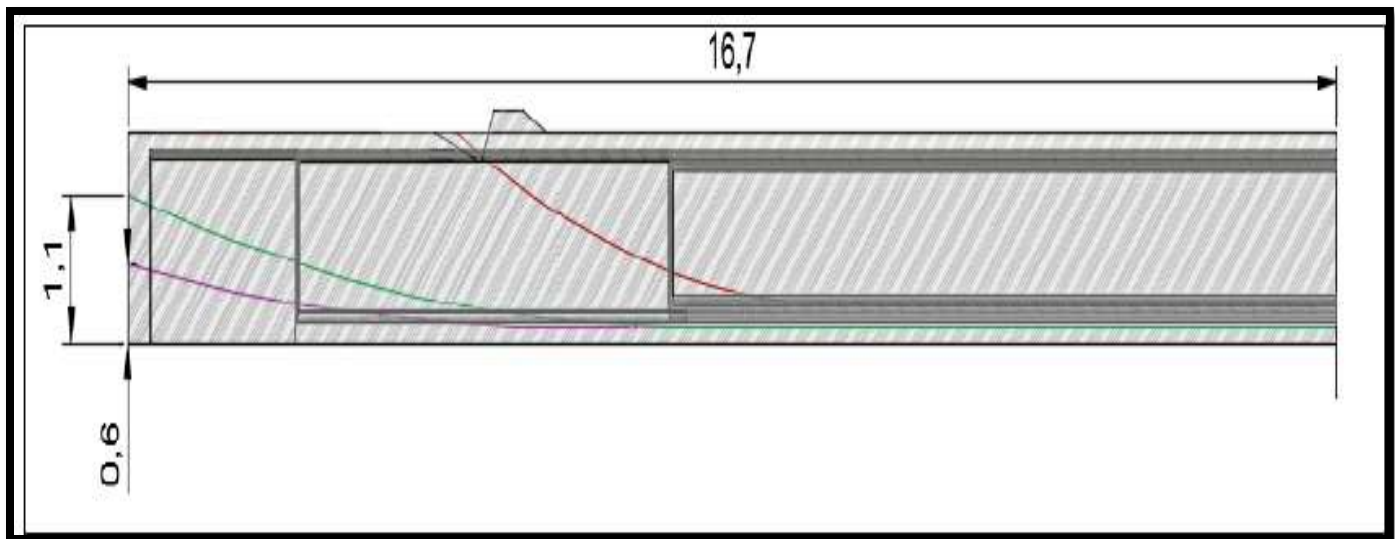


Figure VI. 4:Schéma du tracé des câbles sur demi-poutre

## VI.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

Les caractéristiques géométriques nettes et homogènes des sections du béton dans cette partie sont calculé pour des différentes abscisses selon la variation réelle de l'allure de câblage et donc de la position des trous dans la section. La méthodologie de calcul et ainsi que les résultats obtenus sont développés en annexe 04 partie 03.

## VI.4 CALCUL DES PERTES

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

### VI.4.1 Les pertes instantanées

Pertes dues au frottement.

Pertes dues au recul à l'ancrage.

Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

### VI.4.2 Les pertes différées

Pertes dues au retrait du béton.

Pertes dues au fluage.

Pertes dues à la relaxation des aciers.

### VI.4.3 Récapitulatif sur les pertes instantanées

Le détail de calcul des pertes instantanée est représenté en annexe 04 partie 04, le tableau suivant résume les pertes instantanées globales sachant que ces pertes sont la somme algébrique des trois types de pertes instantanées calcul précédemment.

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_f$$

Tableau VI. 5:Récapitulatif sur les pertes instantanées

Désignation	Section (m)	$\Delta\sigma_{\text{Frottement}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{Recul}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{Raccourcissemnt}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ (MPa)
Câbles de l'about	0.00L	23.4990	152.9996	18.7273	195.2259
	L=4.5	30.0387	115.2363	33.4135	178.6886
	0.25L	35.5643	82.9278	74.8214	193.3135
	0.50L	47.3713	12.8559	121.8545	182.0817
Câble de l'extrados	0.00L	/	/	/	/
	L=4.5	52.8050	196.2372	7.1651	256.2073
	0.25L	45.9030	147.1439	10.9871	204.0341
	0.5L	34.9920	40.6690	26.6946	102.3556

### VI.4.4 Récapitulatif des pertes différées

Le détail de calcul des pertes déferées est représenté en annexe 04 partie 05, le tableau suivant résume les pertes déferées sachant que sous l'effet de retrait et du fluage, la perte par relaxation de l'acier diminue, le total des pertes différées est donc inférieur à la somme des pertes dues au béton et à la relaxation de l'acier, il en est tenu compte en introduisant un terme soustractif dans la formule exprimant la perte totale.

Celle-ci vaut [8]:  $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$

Tableau VI. 6:Récapitulatif sur les pertes différées

Désignation	Section (m)	$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{relaxation}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{Totale}}$ (MPa)
Câbles de l'about	0,00L	57.15	50.9	44.67	152.72
	L=4,5 m	56.47	74.47	46.94	177.88
	0,25L	55.5	121.51	44.93	221.94
	0,50L	55.5	165.45	46.54	267.49
Câble de l'extrados	0,00L	/	/	/	/
	L=4,5 m	49.99	43.8	36.66	130.45
	0, 25L	48.86	71.47	43.47	163.8
	0,50L	48.86	97.31	58.02	204.19

VI.4.5 RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES

Tableau VI. 7:Récapitulatif des pertes totales

Désignation	0,00L	L=4,5 m	0,25L	0,50L
Pertes instantanées (MPa)	195.225	204.5281	196.887	155.506
Pertes différées (MPa)	152.720	162.0700	202.560	246.390
Pertes totales (MPa)	347.945	366.5981	399.447	401.896
Pertes (%)	24	25	27.7	27.9

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

VI.5 VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLE

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage ; on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes [8] :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6f_{cj} - \sigma_x] \left[ f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right] = \bar{\tau}_2^2$$

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\sigma_x$ : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

VI.6 Détermination de la contrainte normale

La largeur de la table de compression participant dans la contrainte normale longitudinale :  
Les câbles se font au niveau du centre de gravité donc :

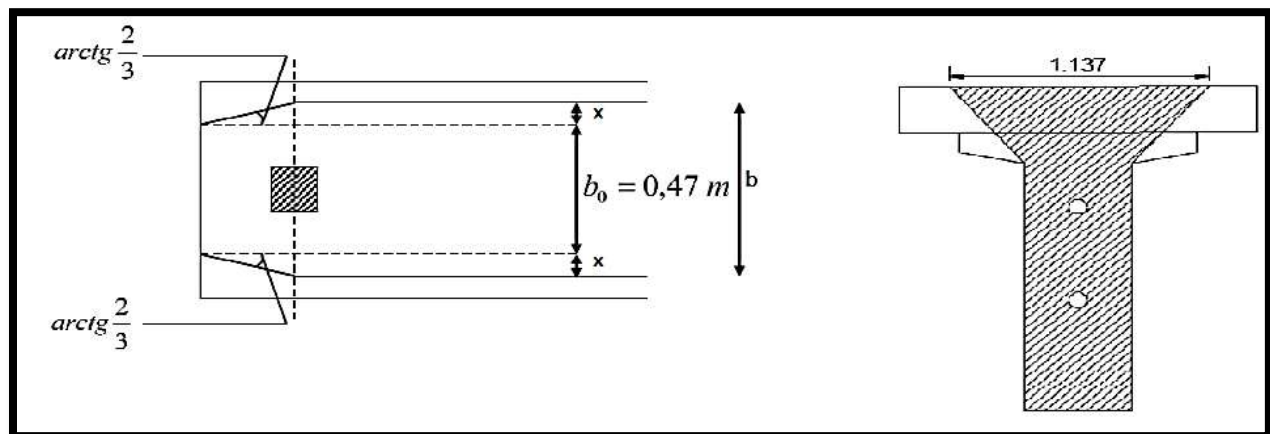


Figure VI. 5:Largeur de la table de compression participante dans la contrainte normale

$$b=b_0+2x=0.47+2.\times 0, 5.\text{tang} (\text{arctang}2/3)=1.137 \text{ m}$$

D'où, on peut calculer la surface du béton influencé par la contrainte normale longitudinale.

La valeur de la contrainte normale longitudinale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{\sum p_i \times \cos\alpha_i}{B_n}$$

### VI.7 Détermination des contraintes tangentielles

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{\text{red}} \times S(y)}{b_n \cdot I_n} \text{ Avec } V_{\text{red}} = V_{\text{red}} - \sum p_i \times \cos\alpha_i$$

$V_{\text{red}}$  : Effort tranchant réduit.

$S(y)$  : Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.

$b_n$  : Largeur nette de la section ( $b_n = 0,43\text{m}$ )

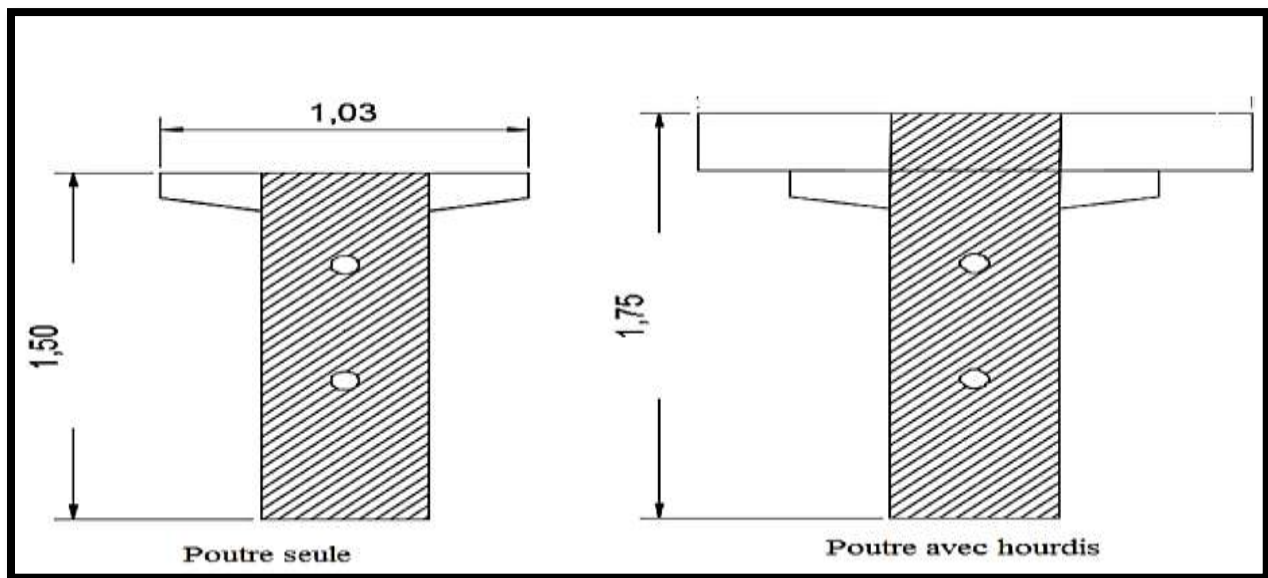


Figure VI. 6:Sections participantes lors de calcul des contraintes tangentielles

#### VI.7.1 Détermination des caractéristiques géométrique pour le calcul de $\sigma_x$ et de $\tau$

On calcule les caractéristiques géométriques nettes et homogénéisées nécessaires pour le calcul de  $\sigma_x$  et  $\tau$  pour la section participante :

Tableau VI. 8:Caractéristiques géométriques nettes pour le calcul des contraintes tangentielles

Caractéristiques nettes		$B_n$	$\dot{V}_n$	$V_n$	$S(y)$	$I_n$
$\tau$	Poutre seule	0.695	0.749	0.751	0.130	0.129
	Poutre + Dalle	0.812	0.875	0.875	0.1777	0.205
$\sigma_x$	Poutre seule	0.7163	/	/	/	/
	Poutre + Dalle	0.9487	/	/	/	/

Tableau VI. 9:Caractéristiques géométriques homogène pour le calcul des contraintes tangentielles

Caractéristiques nettes		$B_h$	$\dot{V}_h$	$V_h$	$S(y)$	$I_h$
$\tau$	Poutre seule	0.713	0.751	0.749	0.131	0.135
	Poutre + Dalle	0.830	0.875	0.875	0.1777	0.213
$\sigma_x$	Poutre seule	0.7343	/	/	/	/
	Poutre + Dalle	0.9667	/	/	/	/

La vérification des contraintes tangentielles pour les différentes phases sont développées en annexe 04 partie 06.

**Conclusion** : durant chaque phase les contraintes tangentielles sont vérifiées.

## VI.8 FERRAILLAGE DE LA POUTRE

### VI.8.1 ferrailage passif

#### VI.8.1.1 armatures de peau

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

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

$$B(\text{poutre}) = 0.695 \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 0,1\% B = 6,95 \text{ cm}^2$$

⇒ on choisit 4HA16 (AS=8.04cm<sup>2</sup>)

### VI.8.1.2 ferrailage longitudinal

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 :

$B_t$ : 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

Nous avons : D'après la vérification des contraintes normale on constate qu'on n'a pas de ferrailage dans la zone tendue

On adopte un ferrailage minimal. 5HA16

Le ferrailage de peau est suffisant.

### VI.8.2 Justification des contraintes tangentielles

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.

Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- Le non rupture des armatures transversales.
- Le non écrasement des bielles de béton.

#### VI.8.2.1 Armatures transversales de peau

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm<sup>2</sup> d'acier (soit 1 cadre HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

#### VI.8.2.2 Minimum d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_n \times 1.15} \geq 0.4$$

$$s_t \leq \min (0.8h, 3b_0, 1m) = \min (0.8 \times 1.75, 3 \times 0.47, 1m) = 1m$$

On fixe  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$   $\implies$  soit (1 cadre de HA 12)

$$\implies s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_n \times 1.15} = \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 500}{0.4 \times 0.430 \times 1.15} = 0.571m$$

$\implies$  Nous prendrons  $s_t = 35 \text{ cm}$

### VI.8.2.3 Justification des armatures transversales dans la zone d'appui

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues des treillis constitués par les bielles de béton et ces armatures.

### VI.8.2.4 Le non rupture des armatures transversales

$$\text{Nous devons vérifier : } \tau_{u \text{ red}} \leq \bar{\tau}_u = \leq \frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_n \times 1.15} \cotg \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$\text{Avec : } \beta_u \text{ Angle d'inclinaison des bielles de béton } \iff \tan 2\beta_u = \frac{2 \times \tau_{u \text{ red}}}{\sigma_{xu}}$$

$$\iff \sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \times \cos \alpha_i}{B_h}; \quad \tau_{u \text{ red}} = \frac{V_{u \text{ red}} \times s}{I_h b_n}$$

$$p_m = (\sigma_{p0} - \Delta_{\sigma T}) A_p = (1440 - 401.896) \times 1800 \times 10^{-6} = 1.87 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{1.87 (\cos 8 + \cos 15)}{0.9667} = 2.89 \text{ MPa}$$

$$V_{u \text{ red}} = V_{u \text{ max}} - \sum P_i \times \sin \alpha_i = 1.11 - 1.87 (\sin 8 + \sin 15) = 0.366 \text{ MN}$$

$$\tau_{u \text{ red}} = \frac{0.3666 \times 0.1777}{0.213 \times 0.43} = 0.711 \text{ MPa}$$

$$\tan 2\beta_u = \frac{2 \times 0.711}{2.89} = 0.492 \iff \beta_u = 26.20^\circ \text{ nous prendrons } \beta_u = 30^\circ$$

$$\bar{\tau}_u = \leq \frac{8.04 \times 10^{-4} \times 500}{0.35 \times 0.43 \times 1.15} \cotg 30^\circ + \frac{2.7}{3} = 2.031 \text{ MPa}$$

$$\text{D'ou } \tau_{u \text{ red}} = 0.711 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.031 \text{ MPa} \iff \text{verifié}$$

### VI.8.2.5 Justification des bielles de béton

$$\text{Il suffit de vérifier que : } \tau_{u \text{ red}} \leq \frac{f_{cj}}{6} \iff 0.711 \leq \frac{35}{6} = 5.833 \iff \text{verifié}$$

### VI.8.2.6 Cadre du talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On prend des cadres HA12. On fixe l'espacement  $St = 35 \text{ cm}$ .

### VI.8.2.7 Armatures supérieurs de la table de compression

On prend comme armature de construction **HA12**

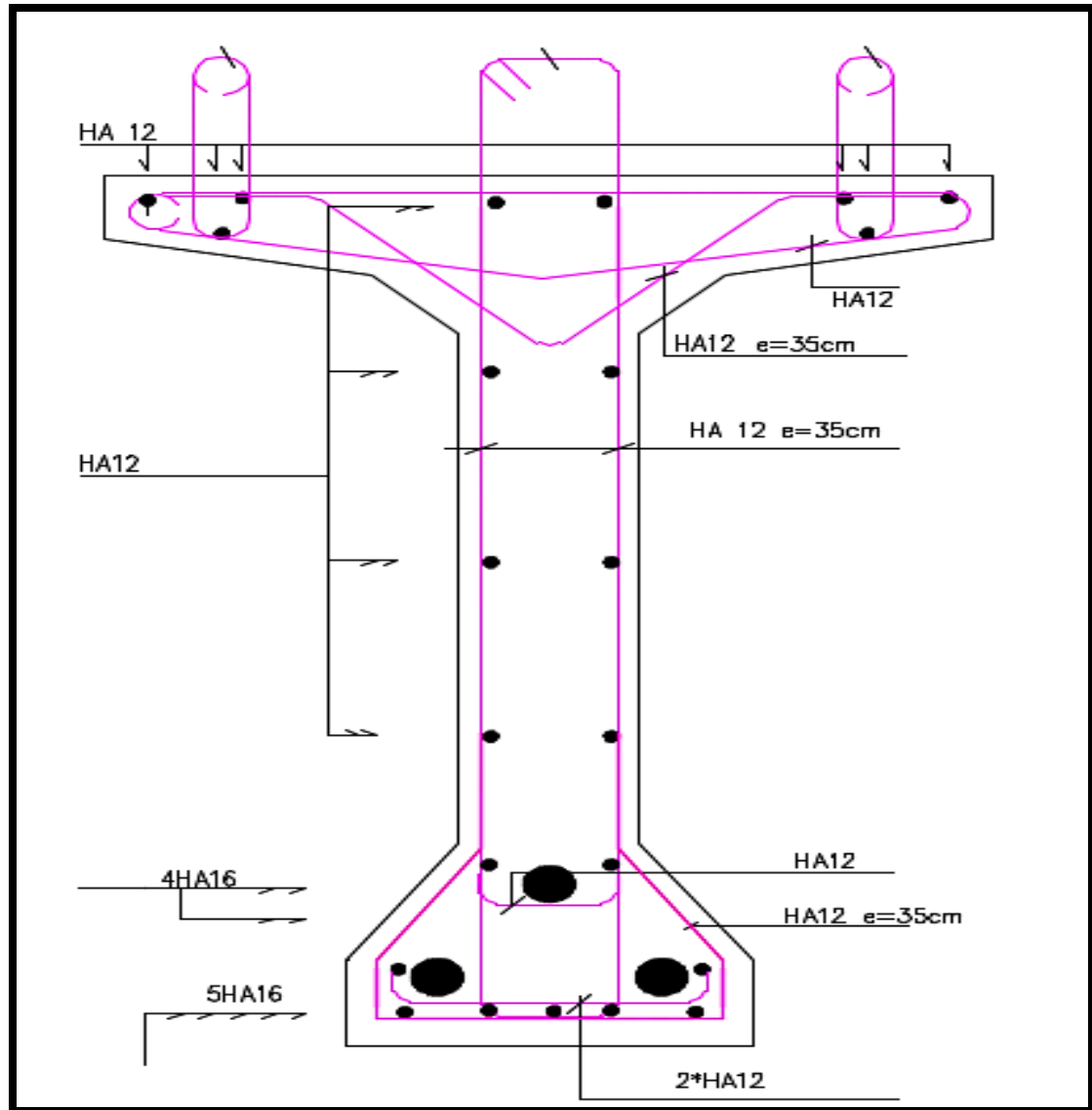


Figure VI. 7:Schéma de ferrailage de la poutre

### VI.9 CONCLUSION

Le câblage choisit ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service. Des vérifications des bielles de béton et la non rupture des armatures transversale sont faite pour montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues des treillis constitués par les bielles de béton et ces armatures.



**CHAPITRE VII :**  
**ETUDE DE LA DALLE**

### VII. CHAPITRE VII : ETUDE DE LA DALLE

#### VII.1. INTRODUCTION

La dalle d'un pont a poutre (appelé souvent « hourdis ») est un élément qui travaille en flexion simple sous un chargement perpendiculaire à son plan, l'étude de la dalle du pont consiste en le calcul de moment de flexion, flexion locale et flexion globale, en chaque point de la dalle pour déterminer le ferrailage nécessaire.

#### VII.2. ETUDE DE LA FLEXION

La dalle présente une largeur de 15,75 m et une épaisseur de 25cm, et s'appuie longitudinalement sur des poutres avec un entraxe de 1,4 m.

##### VII.2.1. Flexion locale

Ce type de flexion est dû au moment de flexion transversale quand une charge répartie, partiellement répartie ou ponctuelle est appliquée, la présence des poutres sous l'hourdis mène à découper cette dernière en plusieurs panneaux de largeur unitaire de 1m ; ce type de flexion se manifeste dans un seul sens (moment suivant xx).

De ce fait, nous allons calculer le ferrailage transversal de la dalle du pont, en utilisant les valeurs de moments  $M_{xx}$  obtenu par Robot sous les différents cas de chargement.

##### VII.2.1.1 Calcul des sollicitations

Nous allons prendre les résultats du modèle robot (Moment suivant xx) pour le panneau qui présente la dalle du pont ;

Tableau VII. 1: Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELS

ELS	Moment en Travée	Moment sur appuis
G + 1.2 Bc + St	3.725	4.672
G + 1.2 AL+ St	1.426	2.865
G + D240	9.552	6.823
G + Mc120	3.313	4.373
Max	9.552	6.828

##### VII.2.1.2 ferrailage

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration, le dimensionnement de ferrailage de la dalle se fait à l'ELS [10] sur la section rectangulaire suivante :

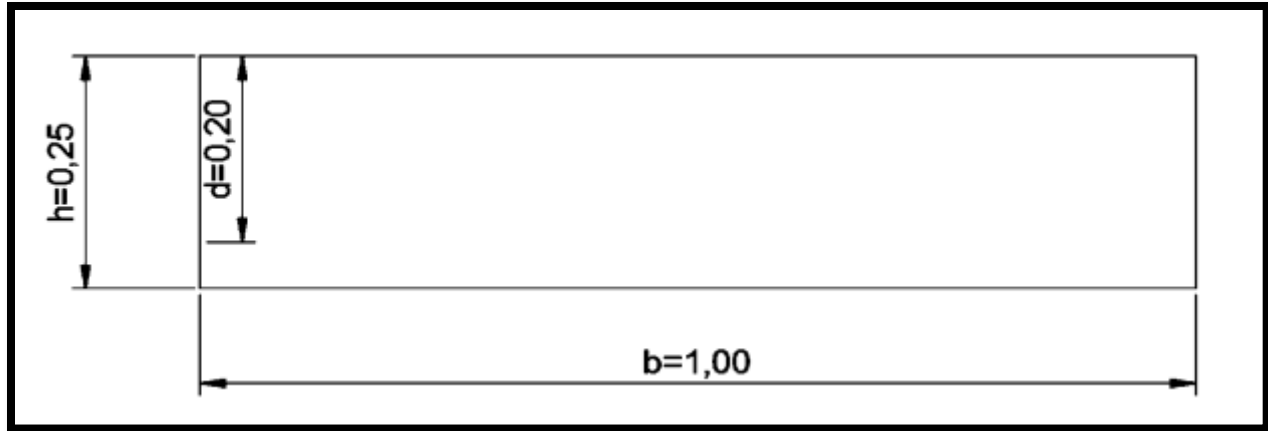


Figure VII. 1:Section d'étude du ferrailage de la dalle

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes [9] :

si  $\implies M_{ser} < M1$

Telle que  $M1 = 0.5 \times b \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z$

Et  $Z = d - \frac{x}{3}$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = \max(0.5f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}) = \max(250, 207.31) = 2500\text{MPa} \end{array} \right.$

Une fois la section  $A_s$  est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale normalisé.

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

Tableau VII. 2:Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS

	ELS	
	En travée	Sur appuis
<b>Mser (t.m)</b>	9.552	6.828
<b>X(m)</b>	0.125	0.125
<b>Z(m)</b>	0.183	0.183
<b>M1 (MN.m)</b>	1.923	1.923
<b>Aser(cm<sup>2</sup>)</b>	20.85	14.91
<b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>	2.795	2.795

## VII.2.1.3 Choix des armatures

Les sections d'acier maximales retenues seront alors :

Tableau VII. 3:Choix des armatures transversales

	Section d'acier	Barres
Nappe inférieure	20.85 cm <sup>2</sup>	Une barre HA 20 tous les 15 cm (As=21,99 cm <sup>2</sup> /ml)
Nappe supérieure	14.91 cm <sup>2</sup>	Une barre HA 20 tous les 20 cm (As=15,71 cm <sup>2</sup> /ml)

## VII.2.1.4 schéma de ferrailage transversal

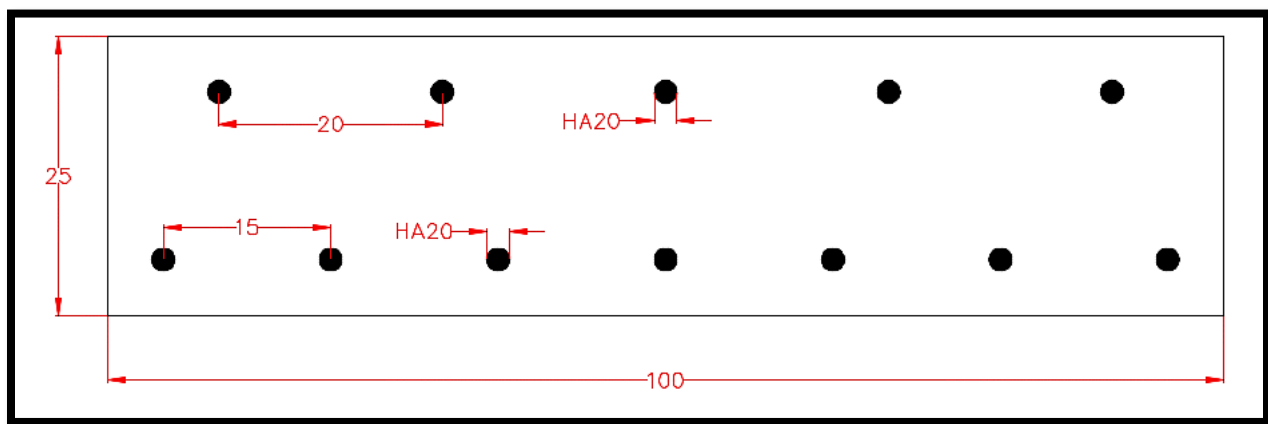


Figure VII. 2:schéma de ferrailage transversal

## VII.2.2.Flexion globale

### VII.2.2.1 Calcul de sollicitations

Nous allons prendre les résultats du modèle robot (Myy) pour le panneau qui présente la dalle du pont ;

Tableau VII. 4:Combinaisons des moments longitudinaux obtenus par ROBOT à L'ELS

ELS	Moment en travée	Moment sur appuis
G + 1.2 Bc + St	3.230	0.815
G + 1.2 AL+ St	3.605	0.504
G + D240	4.751	1.373
G + Mc120	2.970	0.778
Max	4.751	1.373

## VII.2.2.2 Ferrailage

Tableau VII. 5: Dimensionnement des armatures longitudinaux à L'ELS

	ELS	
	En travée	Sur appuis
Mser (t.m)	4.751	1.373
X	0.125	0.125
Z	0.183	0.183
M1 (MN.m)	1.923	1.923
Aser(cm <sup>2</sup> )	10.37	3
Amin(cm <sup>2</sup> )	2.795	2.795

## VII.2.2.3 Choix des armatures

Les sections d'acier maximales retenues seront alors :

Tableau VII. 6: Choix des armatures longitudinaux

	Section d'acier	Barres
Nappe inférieure	10.37cm <sup>2</sup>	Une barre HA 14 tous les 15 cm (As=10,78 cm <sup>2</sup> /ml)
Nappe supérieure	3 cm <sup>2</sup>	Une barre HA 8 tous les 20 cm (As=3,02 cm <sup>2</sup> /ml)

## VII.1.1.1 Schéma de ferrailage longitudinal

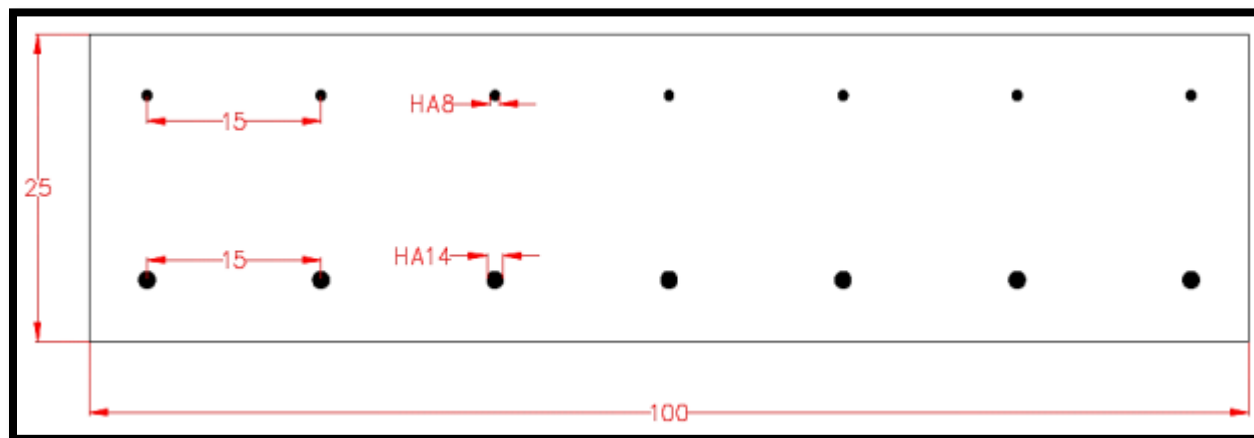


Figure VII. 3: schéma de ferrailage longitudinal

**VII.3. Résultats de calcul ferrailage obtenus par robot expert**

Tableau VII. 7:ferrailage obtenus par robot expert

		Aser(cm <sup>2</sup> )
<b>SENS XX</b>	Nappe inférieure	21.885
	Nappe supérieure	15.323
<b>SENS YY</b>	Nappe inférieure	10.459.
	Nappe supérieure	3.125 cm <sup>2</sup>

En comparant les résultats manuels et ceux fait avec ROBOT EXPERT on constate que les résultats en deux méthodes de calculs sont approchées avec un petit écart

**VII.4. Vérifications**

**VII.4.1.Espacements maximaux**

On vérifie les espacements maximaux à ne pas dépasser suivant les deux directions (xx) et (yy) [9] :

Suivant xx :  $St_{max} = \min (2h ; 22cm) = 22 \text{ cm}$  ; condition vérifiée.

Suivant yy :  $St_{max} = \min (3h ; 33cm) = 33cm$  ; condition vérifiée.

**VII.4.2.Vérification de non poinçonnement**

La vérification de non poinçonnement se vérifie par la formule suivante [9] :

$$Q_u \leq (0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

$$Q_u = 1.6p$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P : \text{ charge de la roue}(Bc, Bt, Br) \\ h = 0.25m \\ h_0 (\text{épaisseur de revêtement}) = 0.08m. \end{array} \right.$$

$$U_c = 2(U + V)$$

tel que:  $\begin{cases} U = U_0 + h + 2 \zeta h_0 \\ V = V_0 + h + 2 \zeta h_0 \end{cases}$

Avec  $\zeta = 0.75$

➤ Convoi Bc

Roue de 6t :  $U_0 = V_0 = 0.25m$ ;  $U = V = 0.62$   
 Roue de 3t :  $U_0 = V_0 = 0.2m$ ;  $U = V = 0.57$   
 2

Convoi Bt

Roue de 8t :  $U_0 = 0.25m$  ;  $U = 0.62$   
 $V_0 = 0.6m$  ;  $V = 0.97$

➤ Convoi de Br

$U_0 = 0.6m$  ;  $U = 0.97$   
 $V_0 = 0.3m$  ;  $V = 0.67$

**Tableau VII. 8:Vérification de non poinçonnement**

<b>Surcharg</b>	<b>P(t)</b>	<b>Qu(MN)</b>	<b>Uc (Cm)</b>	<b><math>\frac{0.045 U_c h f_c 28}{\gamma b}</math></b>
<b>Bc</b>	6	0,096	2,48	0,744
	3	0,048	2,28	0,684
<b>Bt</b>	8	0,128	3,18	0,954
<b>Br</b>	10	0,160	3,28	0,984

Le non poinçonnement est bien vérifié

**VII.5. CONCLUSION**

La dalle du pont joue un rôle mécanique très important (répartition des charges sur les poutres). Néanmoins, c'est un élément support qui permet d'installer les équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps ... etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur.



**CHAPITRE VIII:  
ETUDE SISMIQUE**

### VIII CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

#### VIII.1 INTRODUCTION

L'effet dynamique sous un séisme sur les ouvrages d'art peut être dimensionnant dans certain cas lorsque l'ouvrage est situé dans une zone de sismicité moyenne à très forte, d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis la sollicitation sismique. Le comportement sismique présente une complexité très large qu'on ne peut l'étudier qu'avec des hypothèses qui permet de construire le modèle le plus représentant de la réalité et en même temps qui permet d'estimer la réponse d'un ouvrage d'art lors d'un séisme, Dans ce travail, on adopte le principe de l'analyse monomodale spectrale.

#### VIII.2 CARACTERISTIQUES

Tableau VIII. 1:Caractéristiques sismologique du site

Classification sismique	Zone IIb : A=0.3
Groupe du pont	Pont stratégique
Classification du site	S3 site meuble (Déduit à partir du rapport géotechnique)

#### VIII.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

Selon le RPOA L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères suivants :

##### Critère n°1 : Masses modales

- La masse mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale. Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier.

$M = G + \alpha Q$  ; Tel que :  $Q = 0$  pont non urbain (RPOA2008)  $M_{\text{tablier/travée}} = 1026.25 \text{ t}$

$M = 2052.5 \text{ t}$  ;  $M_{\text{piles}} = 848.91 \text{ t}$

$848.91 \text{ t} < 882.575 \text{ t}$  vérifiée

##### Critère n°2 : Angle de biais

L'ouvrage étudié est par hypothèse droit, donc il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

##### • Critère n°3 : Angle de courbure

Pas de courbure dans l'ouvrage, donc il n'y a pas une vérification nécessaire vis-à-vis cette condition.

##### • Critère n° 4 : Symétrie transversal

" La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal " [12].

Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

### VIII.4 SEISME LONGITUDINAL

#### VIII.4.1. Détermination de la masse du système

La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés.  $M = 2052.5$  t.

#### VIII.4.2. Détermination de la raideur du système

**Note :** les appareils d'appuis et les piles ont été dimensionnés au préalable, mais on présentera leur dimensionnement dans un chapitre ultérieur une fois l'étude sismique sera établis pour pouvoir vérifie leur comportement vis à vis l'effort sismique.

##### VIII.4.2.1 Raideur de la culée ( $k_{culée}$ )

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui elle se calcul comme suit [13] :

$$K_c = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée 1}} + \frac{1}{K_{appareil d'appui}}}$$

$$K_{culée 1} = \infty \quad K_c = K_{appareil d'appui}$$

$$K_{appareil d'appui} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec :

n : nombre des appareils d'appuis élément porteur (11 sur culée).

G : module de cisaillement de l'appareil  $G = 1.2$  MPa en condition sismique.

a,b : les dimensions en plan de l'appareil  $0,35 \times 0,35$ .

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil  $e = 0.052$  m .

$$K_c = 31.1 \text{ MN/m}$$

##### VIII.4.2.2 Raideur de la pile ( $k_{pile}$ )

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts et celle des appareils d'appui.

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut}} + \frac{1}{K_{appareil d'appui}}}$$

$$K_{appareil d'appui} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e} \quad (22 \text{ appareils sur pile})$$

$$K_{appareil d'appui} = 62.19 \text{ MN/m}$$

La raideur d'un fût encastré en bas et articulé en tête est calculée par :

$$K_{fut} = n \frac{3.E.I}{h^3}$$

n : nombre de fût 3 ;

E : module de déformation instantanée de béton  $E_{ij} = 33000$  Mpa.

I : moment d'inertie longitudinal d'un fut  $I = \frac{\pi d^4}{64} = 1.1493$  m4.

h: hauteur du fût (20 m )

$$K_{fut} = 42.668 \text{ MN/m}$$

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{42.668} + \frac{1}{62.19}} = 25.31 \text{ MN/m}$$

#### VIII.4.2.3 rigidité du système

$$K_{sys} = 2 K_c + K_p$$

$$K_{sys} = 87.51 \text{ MN/m}$$

#### VIII.4.3. Période longitudinale du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{sys}}{K_{sys}}} = 2\pi \sqrt{\frac{2052.5}{87.51 \times 10^3}} = 0.96 \text{ s}$$

#### VIII.4.3.1 Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique (Sae) est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage Par [14] :

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} Ags \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta Ags & T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta Ags \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta Ags \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ( $g=9,81$ m/s<sup>2</sup>).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T1=0,20s ;T2=0,50s).

S : Coefficient de site (S=1,2).

$\xi$ ):Taux d'amortissement  $\xi=5$  % donc  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$

$$Sae(T, \xi) = 2.5\eta Ags \left( \frac{T_2}{T} \right) = 2.5 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.2 \times \left( \frac{0.50}{0.96} \right)$$

$$Sae(T, \xi) = 4.598 \text{ m/s}^2$$

### VIII.4.4. Effort longitudinal globale

$$F_{\text{longitudinal}} = M \cdot S_a(T) \quad F_{\text{longitudinal}} = 943.7 \text{ t}$$

### VIII.4.5. Répartition des efforts sismiques

$$F_{i\text{-long}} = \frac{K_i}{K_{\text{sys}}} F_T$$

$$F_{\text{culée-long}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} F_T = 335.38 \text{ t}$$

$$F_{\text{pile-long}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} F_T = 272.94 \text{ t}$$

### VIII.4.6. Evaluation des déplacements

- Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier-long}} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} S_a(T) \quad ; \quad d_{\text{tablier-long}} = 0.107 \text{ m} = 10.7 \text{ cm}$$

- Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :

$$d_{\text{pile-long}} = \frac{F_{\text{pile-long}}}{K_{\text{pile}}} \quad ; \quad d_{\text{pile-long}} = 0.108 \text{ m} = 10.8 \text{ cm}$$

## VIII.5 SEISME TRANSVERSAL

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approches ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement notamment la méthode de tablier rigide, la méthode du tablier flexible, la méthode de la pile indépendante et d'autres méthodes linéaires et non linéaires. Nous allons utiliser la méthode de tablier rigide.

### VIII.5.1. Modèle à tablier rigide

En direction transversale, le tablier peut être supposé comme étant rigide si  $\frac{L}{B} \leq 5$

Où :

L : est la longueur totale du tablier continu ;

B : est la largeur du tablier

Pour notre cas  $\begin{cases} L = 66.8 \text{ m} \\ B = 15.5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \frac{L}{B} = 4.31 \leq 5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

### VIII.5.2. Détermination de la raideur du système

Pour les fûts dans le sens transversal ils travaillent comme un mur on calcule l'inertie équivalente par le théorème de «Huygens» :

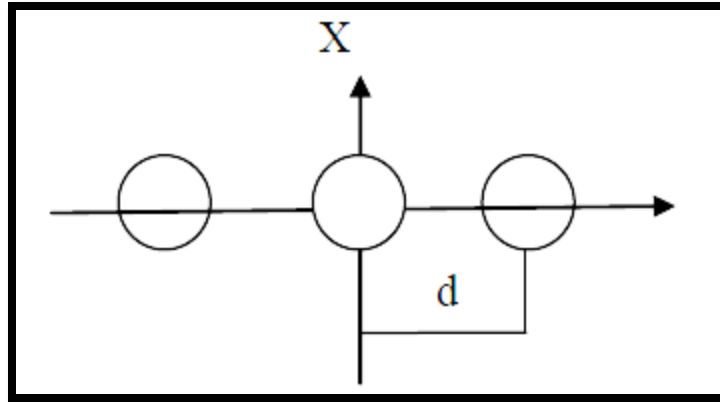


Figure VIII. 1:Vu en plan des futs

$$I_{eq} = 2(I + A(d^2)) + I = 2(1.1493 + 3,7994(5.45)^2) + 1.1493 = 229.151 \text{ m}^4$$

Pour les appareils d'appuis :

$$K_{\text{appareil culée}} = 31.1 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{appareil pile}} = 62.19.1 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{fut}} = \frac{3 \cdot E \cdot I_{eq}}{h^3} = 2835.74 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{2835.74} + \frac{1}{62.19}} = 60.975 \text{ MN/m}$$

### VIII.5.3. Rigidité du système

$$K_{\text{sys}} = 2 K_c + K_p$$

$$K_{\text{sys}} = 123.175 \text{ MN/m}$$

### VIII.5.4. Période transversal du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{\text{sys}}}{k_{\text{sys}}}} = 2\pi \sqrt{\frac{2052.5}{123.175 \times 10^3}} = 0.81 \text{ s}$$

En utilisent le même spectre de reponse pour le séisme longitudinale

### VIII.5.5. Réponse sismique

La période du système se situe entre  $T_2$  et 3.0s, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta A g s\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.5 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.2 \times \left(\frac{0.50}{0.81}\right)$$

$$S_{ae}(T, \xi) = 5.45 \text{ m/s}^2$$

### VIII.5.6. Effort transversal globale

$$F_{\text{transversal}} = M \cdot S_a(T) \quad F_{\text{transversal}} = 1118.61 \text{ t}$$

### VIII.5.7. Répartition des efforts sismiques

$$F_{i\text{-trans}} = \frac{K_i}{K_{\text{sys}}} F_T$$

$$F_{\text{culée-trans}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} F_T = 282.43 \text{ t}$$

$$F_{\text{pile-trans}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} F_T = 553.74 \text{ t}$$

### VIII.5.8. Evaluation des déplacements

➤ Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d_{\text{tablier-trans}} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} S_a(T) \quad ; \quad d_{\text{tablier-trans}} = 0.0907 \text{ m} = 9.07 \text{ cm}$$

➤ Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :

$$d_{\text{pile-trans}} = \frac{F_{\text{pile-long}}}{K_{\text{pile}}} \quad ; \quad d_{\text{pile-trans}} = 0.908 \text{ m} = 9.08 \text{ cm}$$

## VIII.6 SEISME VERTICAL

Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui  $R_i$  peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante [13] :

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

$a$  : caractérisé l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet  $a = (S_{ae})_v$ .

$\mu$  : masse linéique du tablier ,  $\mu = \frac{M}{L} = \frac{2052.5}{66.8} = 30.7 \text{ t/ml}$

$L$  : longueur travée (33,4)

$b$  : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage.

Note : les valeurs  $b$  sont tirées à partir des tableaux normalisés [14]

$$b_{R1(\text{culée})} = 0.31 \quad ; \quad b_{R2(\text{pile})} = 0.89$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

La pile est très raide vis-à-vis les efforts normaux, donc on se place sur le plateau du spectre :

$$S_{aeV} = 2.5 \alpha \eta A g$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.7: & \text{pour les zones sismique I, IIa, et IIb} \\ 1: & \text{pour les zones sismique III} \end{cases}$$

$$A = 0.3$$

$$\alpha = 0.7 \rightarrow S_{aeV} = 2.5 \times 0.7 \times 0.3 \times 9.81 = 5.15 \text{ m/s}^2$$

$$R_{culée} = 5.15 \times 0.31 \times 30.7 \times 33.4 \rightarrow R_{culée} = 163.7 \text{ t}$$

$$R_{pile} = 5.15 \times 0.89 \times 30.7 \times 33.4 \rightarrow R_{pile} = 469.89 \text{ t}$$

### VIII.7 LES EFFORTS PROVENANT DE LA MISE EN MOUVEMENT DE L'APPUI

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement, les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se combinent comme suit :

$$F = \sqrt{F_T^2 + F_P^2}$$

Où  $F_T$  présente les efforts du séisme déjà calculé précédemment, et  $F_P$  est calculé par la formule

suivante :  $F_P = q.L$  tel que :  $q = \mu S_a(T_p)$

$\mu$  : Masse linéique de fut.  $\mu = 9.5 \text{ t/ml}$

$$T_p = 1.784 \sqrt{\frac{\rho s L^4}{EI}} = \begin{cases} \rho = 2.5 \text{ t/ml} \\ s = 3.799 \text{ m}^2 \\ L = 20 \text{ m} \\ E = 33000 \text{ MPA} \\ I = 1.149 \text{ m}^4 \end{cases} \quad T_p = 1.13$$

$$S_{ae \text{ longit}} = 4.598 \text{ m/s}^2;$$

$$S_{ae \text{ trans}} = 5,45 \text{ m/s}^2;$$

$$S_{aeV} = 5.15 \text{ m/s}^2$$

Tableau VIII. 2: Effort sismique totale dans les trois directions pour la pile

F pile	F <sub>T(t)</sub>	F <sub>P(t)</sub>	F (t)
F longitudinal	272.94	98.7	290.24
F transversal	553.74	117	565.97
F vertical	469.89	110.6	482.73

### VIII.8 L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le RPOA [13] :

$$E1 = Ex \pm 0,3 Ey \pm 0,3 Ez$$

$$E2 = 0,3 Ex \pm Ey \pm 0,3 Ez$$

$$E3 = 0,3Ex \pm 0,3 Ey \pm Ez$$

Le tableau suivant représente la combinaison des efforts les plus défavorables

Tableau VIII. 3:Effort sismique combiné selon le RPOA pour la pile

	Efforts selon chaque direction			Efforts sous combinaison		
	Ex	Ey	Ez	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
<b>V long (t)</b>	290,24	0,00	0,00	290,24	87,072	87,072
<b>V trans (t)</b>	0,00	565,97	0,00	169,791	565,97	169,791
<b>M long (t.m)</b>	6385,28	0,00	0,00	6385,28	1915,584	1915,584
<b>M trans (t.m)</b>	0,00	12451,34	0,00	3735,402	12451,34	3735,402
<b>N (t)</b>	0,00	0,00	482,73	144,819	144,819	482,73

Tableau VIII. 4:Effort sismique combiné selon le RPOA pour un seul fut

	Efforts selon chaque direction			Efforts sous combinaison		
	Ex	Ey	Ez	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
<b>V long (t)</b>	96,75	0,00	0,00	76,75	29,02	29,02
<b>V trans (t)</b>	0,00	188,66	0,00	56,60	188,66	56,60
<b>M long (t.m)</b>	2128,43	0,00	0,00	2128,43	638,53	638,53
<b>M trans (t.m)</b>	0,00	4150,45	0,00	1245,13	4150,45	1245,13
<b>N (t)</b>	0,00	0,00	160,91	48,273	48,27	160,91

### VIII.9 CONCLUSION

Cette étude sismique a permis d'estimer les efforts agissants sur les piles et les culées lors d'un séisme. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et aussi pour le dimensionnement des équipements (joint de chaussée et appareil d'appuis) afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques.



**CHAPITRE IX:  
EQUIPEMENTS**

### IX CHAPITRE IX : EQUIPEMENTS

#### IX.1 INTRODUCTION

Le but Ce chapitre est le dimensionnement des équipements nécessaires de l'ouvrage tel que les appareils d'appuis, les dés d'appuis, les joints de chaussées et le système d'évacuation, corniche et plot parasismique. Le dimensionnement de ces derniers nécessite un calcul de déformation qu'on présentera premièrement dans ce chapitre.

#### IX.2 CALCUL DES DEFORMATIONS

Le tablier du pont subissant plusieurs phénomènes de déformation (flèches, rotations, déplacements horizontaux et verticaux) qui sont dus principalement au poids propres, effet de la précontrainte, charges de construction et d'exploitation.

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul des déformations obtenu par application la méthode graphique de MOHR [15]. Le détail du calcul est présenté en annexe 5 partie 1.

Tableau IX. 1: Bilan de déformation

Flèche	
A vide	En charge
<b>-1cm</b>	<b>1.07cm</b>
Rotation	
A vide	En charge
<b>0.003rd</b>	<b>0.0017rd</b>
Déplacement	
Courte durée	Longue durée
<b>15.35mm</b>	<b>17.02× mm</b>

#### IX.3 LES APPAREILS D'APPUIS

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Ils sont intercalés entre la poutre et le chevêtre.

Parmi plusieurs types existants on choisit des appareils d'appui en élastomère fretté. Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère (marque Néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation

### IX.3.1. Dimensionnement des appareils d'appuis

Les dimensions de l'appareil d'appuis retenu sont résumées dans le tableau et le schéma ci-après ; se référer à l'annexe 05partie02 pour le détail de dimensionnement.

L'appareil d'appui choisit est de dimensions (350 x 350 x67) mm<sup>3</sup>

Tableau IX. 2:Dimensions de l'appareil d'appui

Dimension	Valeur (mm)
a	350
b	350
Te	67
Tq	52
Tb	52
Ti	10
Ts	3
e	6

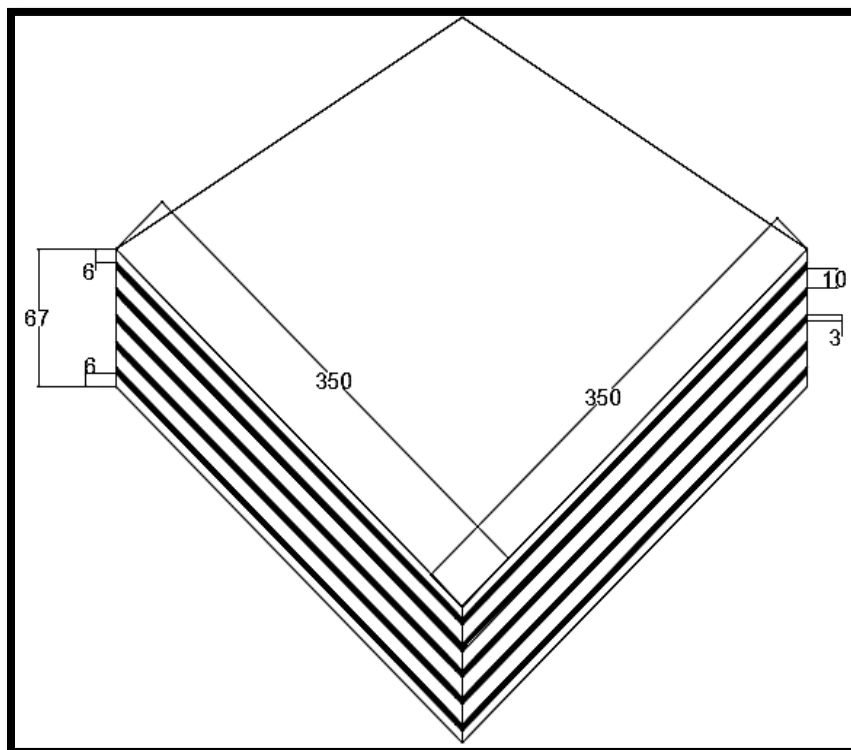


Figure IX. 1:Dimension de l'appareil d'appui

### IX.3.2. vérifications de l'appareil d'appui

Le choix de l'appareil d'appuis doit satisfaire plusieurs conditions sur les contraintes de cisaillement, le glissement et le soulèvement des appareils d'appuis et ainsi que l'épaisseur des frettes. Une évaluation des efforts en tête des piles et des culées est nécessaire, pour cela on procède tout d'abord par un calcul des rigidités des appuis afin de répartir ces efforts.

#### IX.3.2.1 Calcul des rigidités des appuis

Le calcul des rigidités doit être fait en considérant les charges statique et dynamique qui peuvent s'exercer sur le pont. Le tableau suivant résume les rigidités des appuis sous ces cas de charge, le calcul des rigidités est selon le guide SETRA [16], le détail de calcul est en annexe 05 partie 03.

Tableau IX. 3: les rigidités de la pile et la culée

	Efforts statiques			Efforts dynamiques		
	Culée g	pile	Culée d	Culée g	pile	Culée d
<b>Ri (m<sup>-1</sup>)</b>	23.32	16.70	23.32	31.09	34.61	34.09

**IX.3.2.2 Evaluation des efforts horizontaux sur l'appareil d'appui**

L'évaluation des efforts statiques et dynamiques appliqués à la tête des appuis sont présenté en annexe 05 partie 04.

Les tableaux suivants résumant l'effort horizontal sur chaque appui :

**Tableau IX. 4: Répartition des efforts dynamiques**

Actions dynamiques	Culée g	pile	Culée d
Effort du vent : $H_v$ (MN)	0.076	0.085	0.076
Effort du séisme : $H_s$ (MN)	3.59	4	3.59
Effort de freinage $B_c$ : $H_{Bc}$ (MN)	0.116	0.129	0.116
Effort de freinage $A(L)$ : $H_A$ (MN)	0.1092	0.1216	0.1092

**Tableau IX. 5: les efforts statiques**

Actions statiques		
$H_{\text{Temperature}}$ (MN)	Courte durée	0.0212
	Longue durée	0.0142
$H_{\text{fluage et retrait}}$		0.0826
$F_{v1}$ (MN)		0.67

**IX.3.2.3 Bilan des vérifications**

Toutes les vérifications sur les appareils d'appuis ont été faites en annexe 05 partie 05 en tenant compte des actions sismiques. On note que toutes les étapes de vérification sont satisfaites sauf une où on procède par un dispositif correctif.

- ✓ Vérification des contraintes de cisaillement due à l'effort normal ;
- ✓ Vérification des contraintes de cisaillement due à l'effort horizontal ;
- ✓ Vérification des contraintes de cisaillement due à la rotation ;
- ✓ Vérification de la contrainte de cisaillement totale ;
- ✓ Résistance à la compression ;
- ✓ Flambement ;
- ✓ Limitation de la distorsion ;

- ✓ Glissement (condition non vérifiée, on installe des dispositifs anti-glissement) (voir annexe 05 partie 05)
- ✓ Vérification des conditions de non soulèvement ;

### IX.4 LE DÉ D'APPUI

Le dé d'appui matérialise l'emplacement des appareils d'appuis et permet de réaliser facilement une surface plane et bien rigide. Il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures.

#### IX.4.1.1 Dimensionnement du dé d'appuis

- Hauteur du dé d'appuis

$$H \geq (2 a. b / P_0) = (2 a.b) / 2 (a + b) \rightarrow H \geq 17.5 \text{ cm.}$$

On prend :  $H = 20 \text{ cm}$

- Dimensions en plan du dé d'appuis

D'après SETRA [17], le dimensionnement (A x B) des dës d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm, on prend  $d=10 \text{ cm}$ .

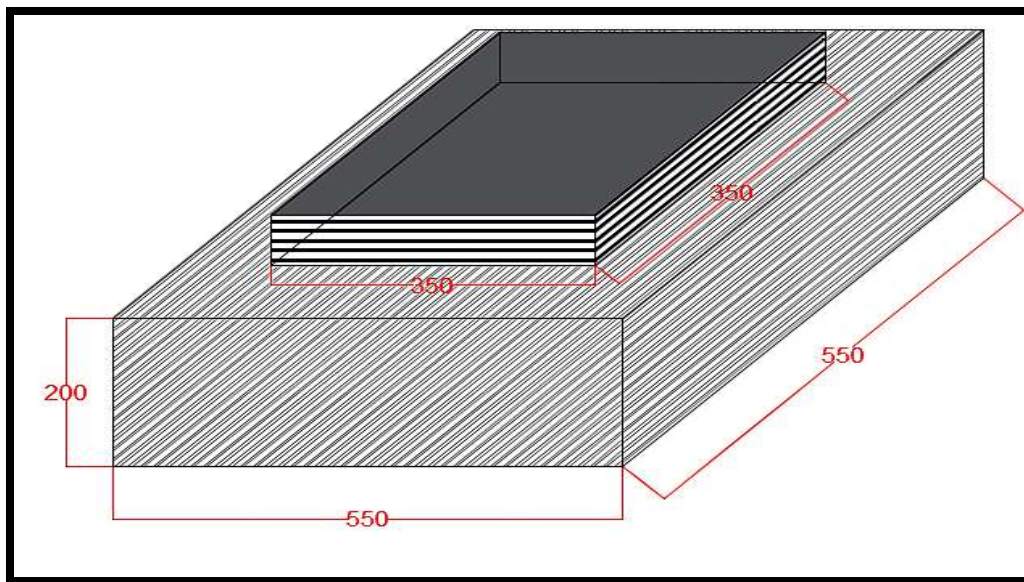


Figure IX. 2:Dimensions du Dé d'appui

#### IX.4.1.2 Ferrailage du dé d'appui

Le dé d'appui comporte 04 types d'armatures qui sont présentés dans la figure ci-dessous.

Note : Le calcul de ferrailage est fait en annexe 08 partie 05.

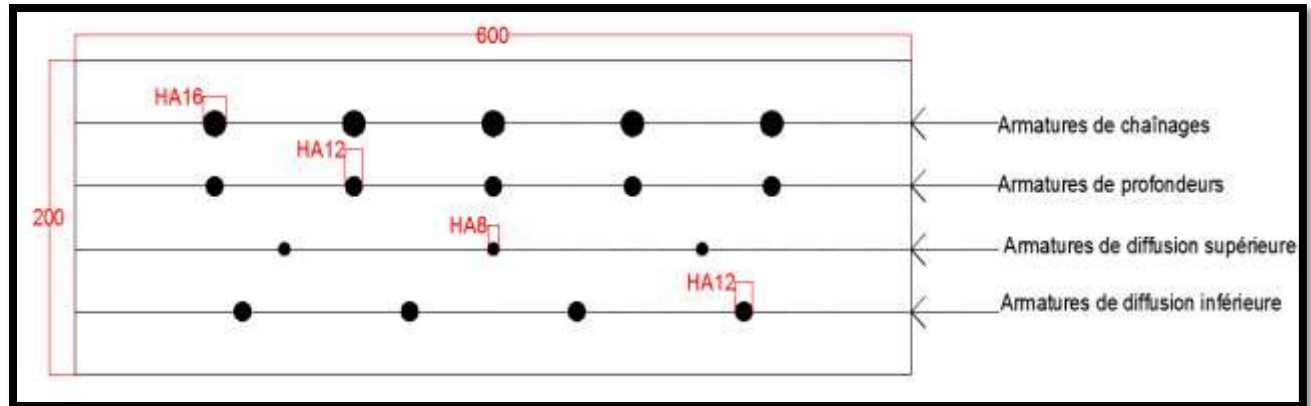


Figure IX. 3:ferrailage de de d'appui

### IX.5 PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont en béton armé. Ils sont disposés sur le chevêtre au niveau des piles et sur le mur frontal au niveau des culées. Ils servent à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

Nous avons choisi deux plots parasismiques de blocage sur culée qui vont jouer le rôle de butée et qui ont les caractéristiques sont les suivantes :

- Une hauteur de 60 cm pour le premier et 40 cm pour le deuxième.
- Une section de 50×50 cm.
- Un espacement de 1,5 cm par apport à la poutre.

#### IX.5.1. Effort applique sur le plot

La charge appliquée sur le plot sismique est la composante horizontale transversale du séisme :

$$M1 = H_s \cdot e = 565.97 \times 0,24 = 135.83t. m$$

e: distance entre le point d'impact de la poutre sur le plot et la fibre inférieure de plot

#### IX.5.2. Ferrailage des plots

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel ROBOT Expert, la section d'acier calculé est de 61.58 cm<sup>2</sup> ; Soit : 2× (5×5) HA14 (76.97 cm<sup>2</sup>).

### IX.6 JOINT DE CHAUSSÉE

Pour permettre les phénomènes de retrait et de dilation du pont, on met, à un endroit précis, des éléments transversaux qu'on appelle joint de chaussée. Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la circulation.

Le joint est dimensionné classiquement sous les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone non sismique, sa réalisation, en revanche tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports. [18]

## IX.6.1. Souffle total

$$W = W_D + 0.4W_T + W_s/3$$

W : souffle total du joint

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ( $W_D=19,51$  mm)

$W_T$  : souffle thermique. ( $W_t= 5,01$  mm)

$W_s$  : souffle sismique. ( $W_s=107$  mm)

$$W = 57,18 \text{ mm}$$

## IX.6.2. Choix de type de joint de chaussée

Le type de joint de chaussée choisi, selon le souffle total calculé précédemment, est un joint  $W_{D60}$  CIPEC (deux joints entre au niveau de la jonction tablier -culée). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint [19].

Tableau IX. 6:Caractéristiques du joint de chaussée

type	A min	A max	B min	B max	C min	C max	D min	D max	H	E	L	F	P (KN)	N b
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52.5	65	6

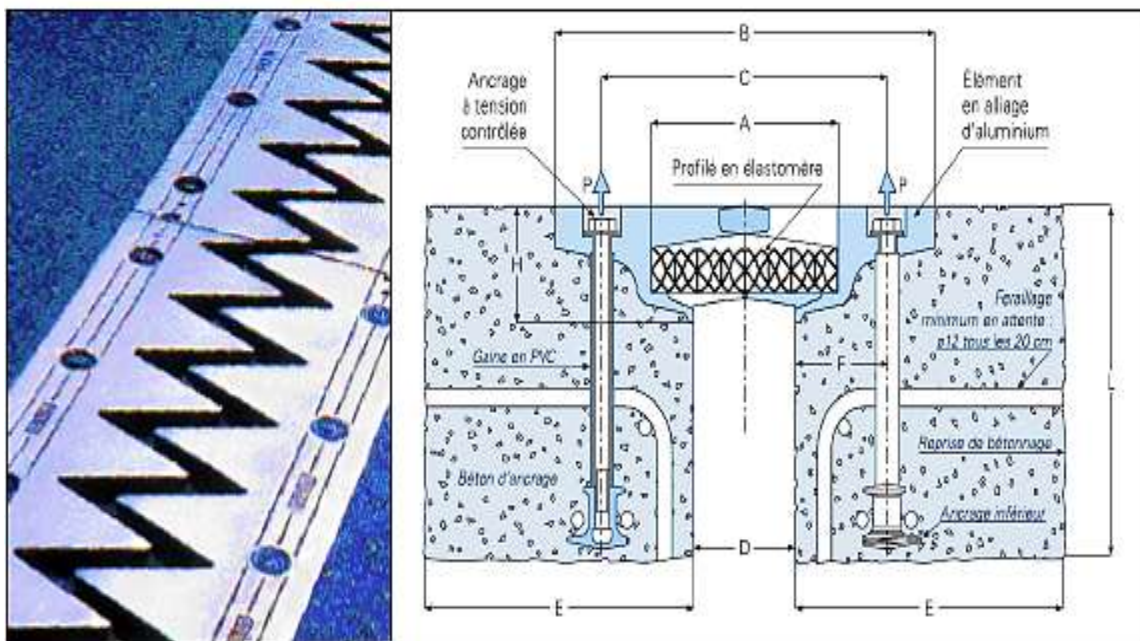


Figure IX. 4: Schéma du Joint CIPEC Wd60

### IX.7 L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT

C'est l'ensemble des dispositions destinées à collecter, canaliser et évacuer les eaux de pluie tombant sur un tablier d'ouvrage, afin d'éviter l'inondation de la chaussée et de protéger les couches de roulement et la structure contre les infiltrations.

➤ **Méthode d'évacuation :**

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale (dévers). Une fois l'eau est recueillie dans le bord de la chaussée, elle est évacuée, par l'intermédiaire des gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante. Les gargouilles sont souvent des tuyaux en PVC, elles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

### IX.8 CORNICHE

C'est un équipement très sensible au sens qu'il participe à l'aspect architectural de l'ouvrage et constitue un facteur essentiel de sa perception visuelle, de la bonne conception et réalisation de la corniche découlera bien souvent la réussite esthétique ou non du pont. Mais en plus de ce rôle sur le plan architectural, elle assure la protection du bord de la dalle et permet l'ancrage ou l'accrochage d'autres équipements.

Dans notre projet les corniches sont en béton préfabriquées, de 45 cm de largeur et 75 cm de hauteur.

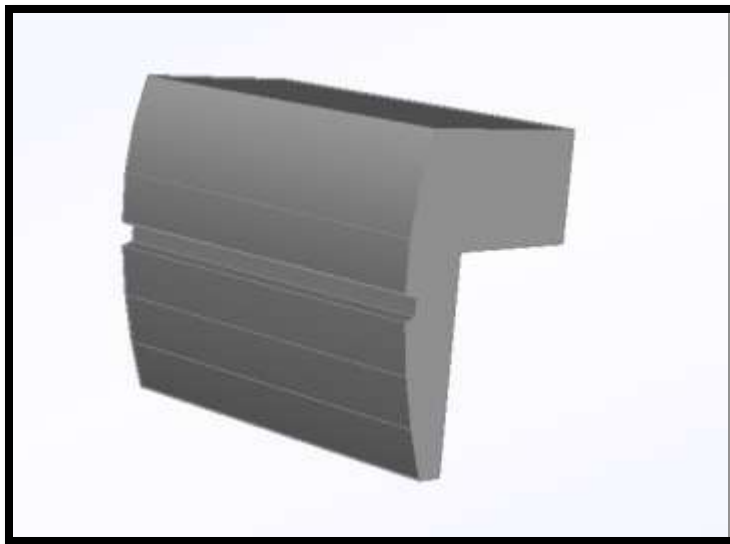


Figure IX. 5:Représentation de la corniche

### IX.9 GLISSIERE ET GARDE CORPS

Le tablier équipé 02 glissière de sécurité et 02 garde-corps

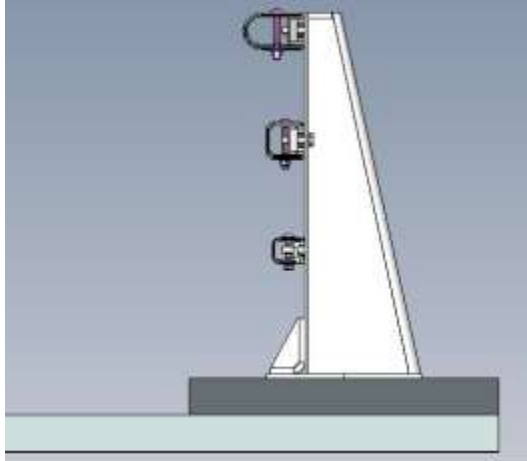


Figure IX. 6: Glissière de sécurité BN 4 (16 t)

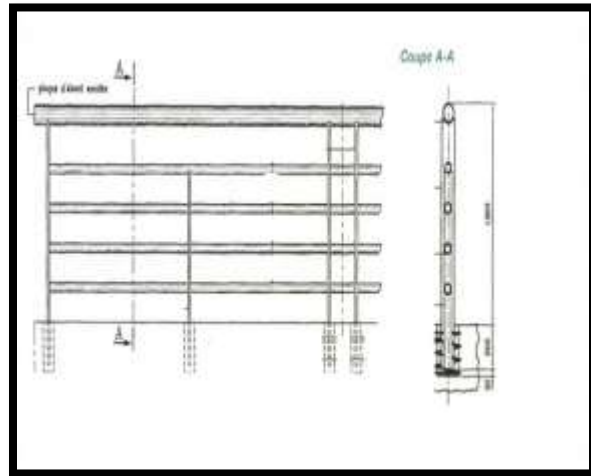


Figure IX. 7: Schématisation du garde-corps S3

### IX.10 CONCLUSION

Les équipements et les finitions de pont ne sont pas seulement destinés à assurer l'exploitation et la maintenance du pont : ils contribuent à sa réussite esthétique, notamment à travers son illumination.

De multiples équipements ont été mis en place pour qu'il puisse être ouvert à l'ensemble des utilisateurs ; Tout devant être prévu pour garantir une sécurité maximale.



**CHAPITRE X :**  
**ETUDE DE LA CULEE**

### X. CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE

#### X.1 INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

- ✓ Culée à mur de front (Remblais).
- ✓ Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte une analyse englobant :

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

#### X.2 LES DIMENSIONS DES DIFFERENTS CONSTITUANT DE LA CULEE

Le pré dimensionnement et le schéma représentatif de la culée sont illustré en annexe 06 partie 01, les dimensions extrait du schéma sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau X. 1:Dimensions des éléments de la culée

Mur frontal	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur En Retour	Semelle	Corbeau
Longueur : 15.5 m	Longueur : 15.5 m	Longueur : 6m	Surface : 58.55 m <sup>2</sup>	Épaisseur : 2.2 m.	Surface : 0.406 m <sup>2</sup>
Epaisseur : 1.4 m	Epaisseur : 0.3 m	Epaisseur : 0.4 m.	Epaisseur : 0.6 m	Largeur : 9.6m.	Longueur : 14.3 m
Hauteur : 7.45 m	Hauteur : 2.07 m	Largeur : 14.3 m		Longueur : 16.4 m.	

#### X.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

« La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé - Okabé peut être appliquée. On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur [20].

Les efforts d'inertie du mur où des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_v / K_H$ , telles que :  $K_v = 0.3K_H$  Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi. « [18]

#### X.4 DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POUSSEE $K_{AD}$

Dans les conditions normales :  $K_{ad} = tg^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule : Selon RPOA2008

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]^2}$$

$\varphi$  : angle de frottement interne ( $\varphi=30^\circ$ )

$\beta$  : inclinaison de la culée  $\beta=0^\circ$

$\delta$  : angle de frottement remblai-culée.(sol -béton)  $\delta=0$ .

$\theta$  : angle entre la direction du séisme et la verticale :  $\theta = \arctg\left(\frac{kh}{1+kv}\right)$

**KH =A=0.3 → zone IIb Groupe 1**

**Kv=KH x 0.3 =0.09**

Kv: Accélération sismique dans le sens verticale.

Pour les conditions normales :

Kv=kh=0 ;Kah=0.

Les coefficients pour les quatres cas du séisme :

1ère cas : cas normale sans séisme

2ème cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le bas »

3ème cas : cas de séisme « horizontal »

4ème cas : cas de séisme « horizontal+verticale vers le haut »

L'ensemble des paramètres K ad, KH et KV pour les quatre cas existants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X. 2: Valeurs des paramètres, Kad, KH ,Kv  $\theta$

Action du séisme	Notation	KH	KV	$\theta^\circ$	K ad
Condition normale	Cas N°1	0.00	0.00	0	0.3333333
Vertical + horizontal	Cas N°2	0.30	0.09	15,38847	0.5432469
Horizontal	Cas N°3	0.30	0.09	16,69924	0.569331
Vertical + horizontal	Cas N°4	0.30	-0.09	18,24585	0.6030294

X.5 CALCUL DES SOLLICITATIONS

• Sollicitation dues aux poids propres de la culée

Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante :  $P=\gamma b.v$

• Calcul des poussées

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur est :  $P = \frac{1}{2} K_{ad}. h^2(1 + kv). \gamma$

Poussée des surcharges :  $P = q \frac{K_{ad}}{\cos\beta}. H(1 + kv)$ .

Le calcul des sollicitations sur culée et leurs combinaisons sont détaillés en annexe 06partie 02.

Tableau X. 3:les efforts maximaux agissant sur le culée

	Nmax( t )	Mmax(t.m)
Condition normale	3356.78	485.11
Condition sismique	3429.89	6453.06

X.6 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA CULEE

La stabilité d’une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement :  $R_{Max} < \text{Capacité portante du pieu}$

Stabilité vis-à-vis de l’Arrachement (soulèvement) :  $R_{min} > 0$

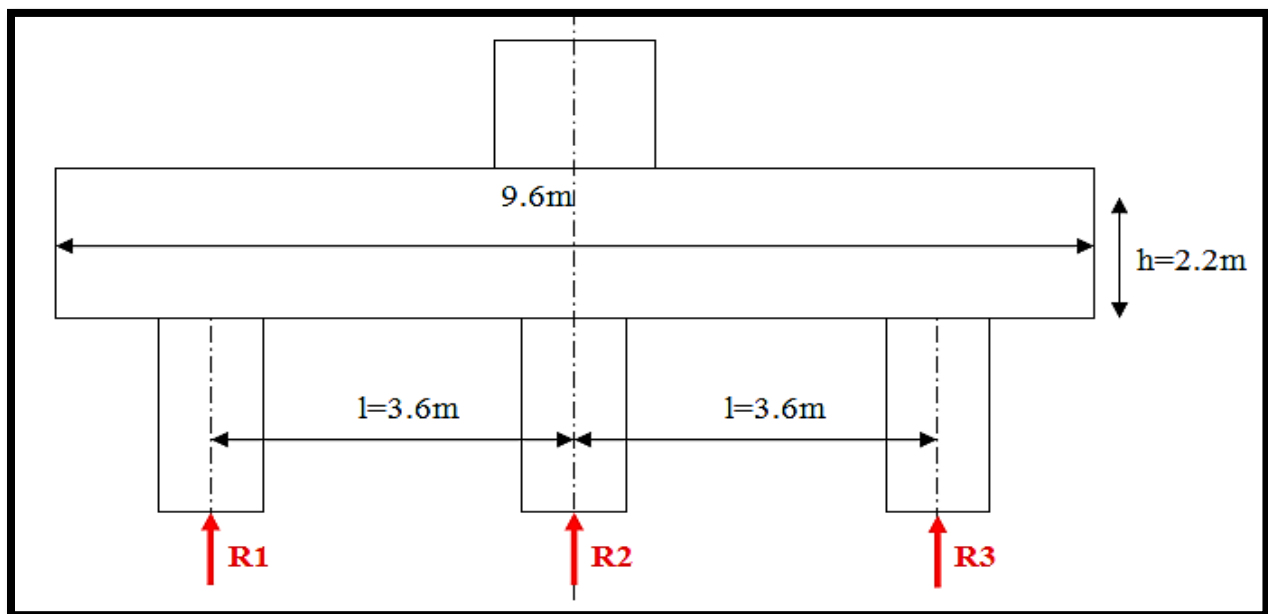


Figure X. 1:Schéma de la semelle

**X.6.1 Calcul des efforts revenant à chaque pieu**

La réaction du pieu est calculée par la formule suivante :  $R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$

**Tableau X. 4: Réaction maximal sur pieu et vérification de la stabilité**

	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>	<b>Nbre des pieux</b>	<b>Capacité portante du pieu</b>	<b>Vérification</b>
<b>Condition normale</b>	206.94	223.79	240.63	15	250	Pas de poinçonnement
						Pas de soulèvement
<b>Condition sismique</b>	4.60	228.66	452.72	15	480	Pas de poinçonnement
						Pas de soulèvement

**X.7 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE**

**X.7.1 Mur frontal**

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanent (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation

**X.7.1.1 Evaluation des efforts**

Le mur frontal est encasturé sur la semelle, il travaille à la flexion composée. Des tableaux donnant l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal ainsi les combinaisons de charge sont présentées en annexe 06 partie 03.

On extrait à partir de tableau ci-dessus les efforts pour le calcul de ferrailage :

**Tableau X. 5: Réaction maximal sur pieu et vérification de la stabilité**

	<b>Nmax (t/ml)</b>	<b>M correspond (t.m/ml)</b>	<b>Mmax</b>	<b>N correspond</b>
<b>Condition normale</b>	77.68	20.676	71.232	25.80
<b>Condition sismique</b>	69.89	83.692	91.26	57.718

## CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE

Le ferrailage vertical se fait par Expert robot sur une section rectangulaire (1x1.2) m<sup>2</sup> en flexion composée, la section d'acier maximale entre ces cas de charge sera retenue.

$$A_s = 37.80 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA25 ( $A_s=39.25\text{cm}^2$ ) avec un espacement de 14 cm sur le côté intérieur (remblais), et 8HA25 ( $A_s=12,06 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm sur la paroi extérieur

Le ferrailage horizontal se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1,2x1) m<sup>2</sup> sous un moment fléchissant  $M=N_{\max}/8$  (t.m/ml).

$$A_s = A_{S\min}=37.80 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA25 ( $A_s=39.25\text{cm}^2$ ) avec un espacement de 14 cm

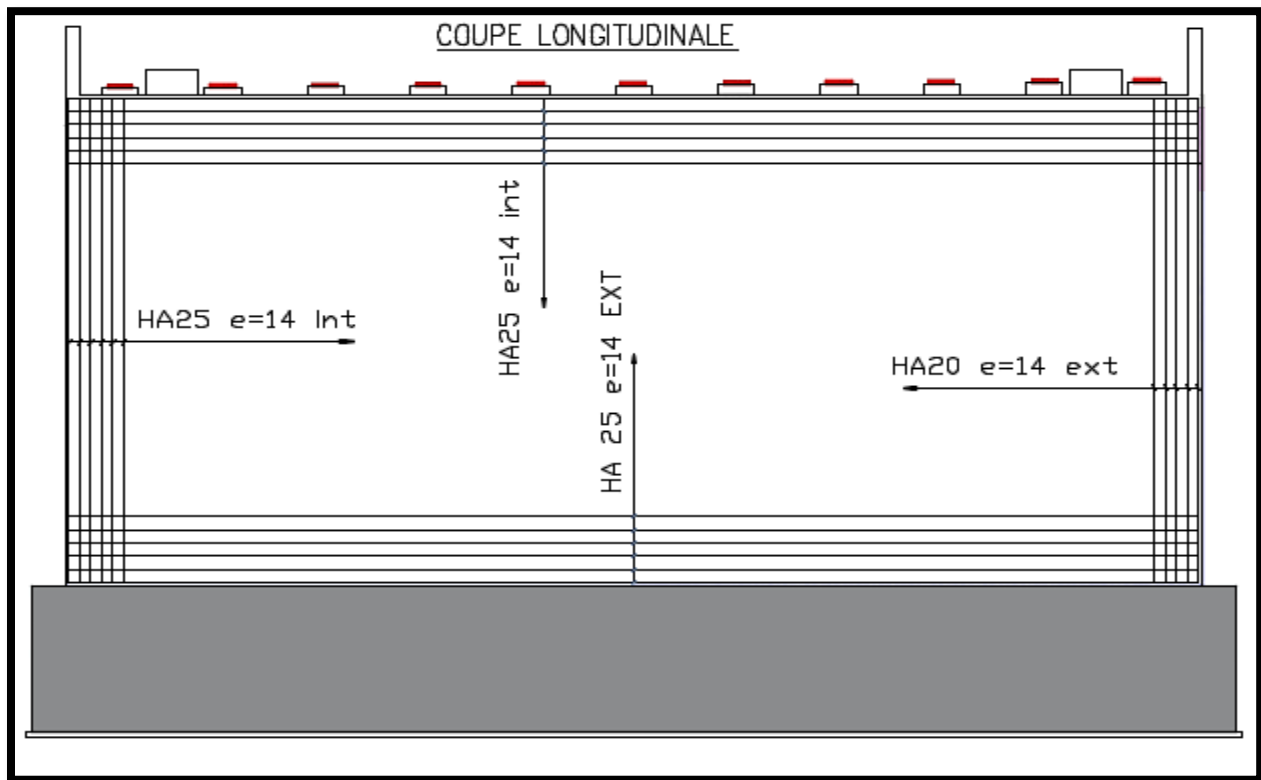


Figure X. 2:Ferrailage du mur frontal

### X.7.2 Mur garde grève

Le calcul détaillé du moment total est fait en annexe 06 partie 04, les résultats obtenus sont :

$$\text{ELU} \rightarrow M_u = 15.20 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS} : \rightarrow M_{\text{ser}} = 11.30 \text{ t.m}$$

### X.7.2.1 Ferrailage du mur garde grève

Le ferrailage vertical se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire pour une section rectangulaire (1 x 0.3) par le logiciel ROBOT EXPERT

$A_s = 20.356 \text{ cm}^2$  soit : 7HA 20 ( $A_s = 21,99 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 15 cm pour la cotée du remblai

On rajoute un ferrailage de construction qu'on considère Pour des raisons constructives

$A'_s = A_s/3$  soit ;  $A'_s = 6.78 \text{ cm}^2$  (7HA12 avec  $A'_s = 7.92 \text{ cm}^2$  , avec un espacement de 15 cm)

Pour le ferrailage horizontal les documents S.E.T.R.A préconise des armatures HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

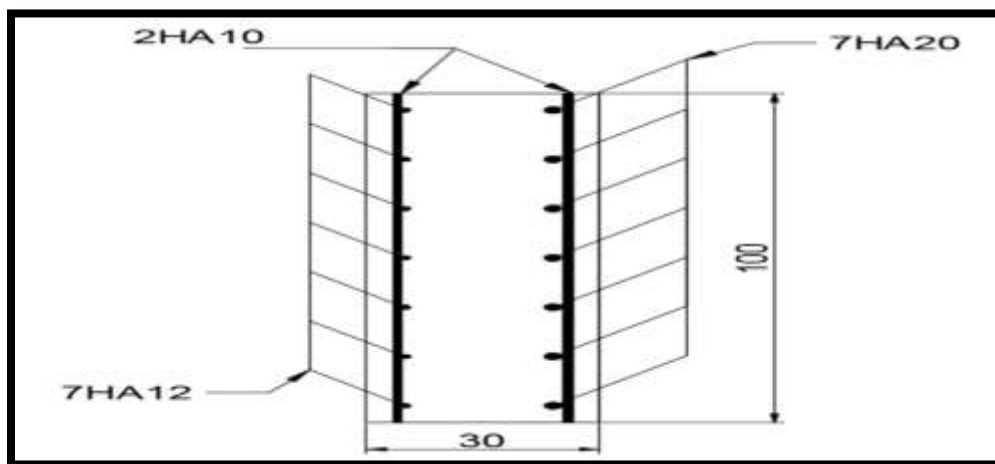


Figure X. 3:vue en plan du ferrailage de mur garde grève

### X.7.3 Mur en retour

Le calcul de moment sollicitant sur le mur en retour se fait par modélisation de ce dernier sur ROBOT ; et en appliquant les chargements normalisés par le PP73 [21],

- ✓ poussée due au compactage  $q = 1 \text{ t/m}^2$
- ✓ poussée des terres appliquée directement sur le mur
- ✓ Charge concentrées a un mètre de l'extrémité théorique du mur est qui égal a  
 $F_v = 4t$  et  $F_h = 2t$
- ✓ Charge de la superstructure

Les combinaisons sont :

$$\text{ELS} : 1(G + \text{cas}2 + \text{cas}4) + 1.2 (\text{cas}1 + \text{cas}3)$$

$$\text{Elu} : 1.35 (G + \text{cas}2 + \text{cas}4) + 1.6 (\text{cas}1 + \text{cas}3) \text{ les résultats obtenus sont les suivants :}$$

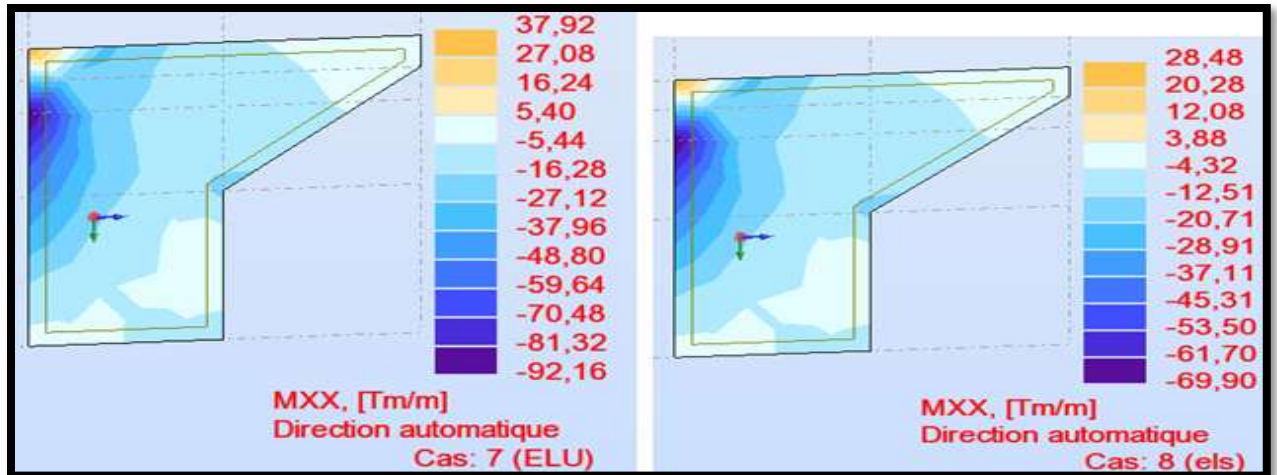


Figure X. 4: Moment Mxx sur mur en retour généré par modélisation

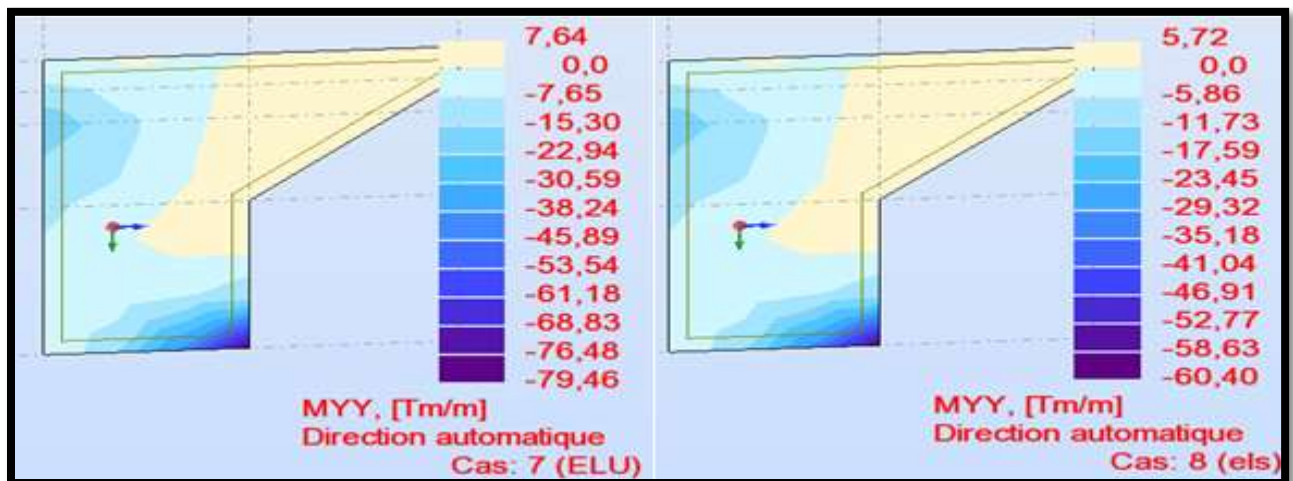


Figure X. 5: Moments Myy sur mur en retour généré par modélisation

Le ferrailage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par expert robot en flexion simple sur la section (1x0.6) m<sup>2</sup>

- Ferrailage horizontal  $A_s = 58.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ( 8HA32 ;  $A_s = 64.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,  $E = 14 \text{ cm}$ )
- Ferrailage vertical  $A_s = 49.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (7HA32 ;  $A_s = 56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,  $E = 15 \text{ cm}$ )

Pour le coté extérieur on adopte les armatures de répartitions suivantes :

- Ferrailage horizontal 8HA20 ;  $A_s = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,  $E = 14 \text{ cm}$ .
- Ferrailage vertical  $A_s = 7,6 \text{ cm}^2$  7HA20 ;  $A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ,  $E = 15 \text{ cm}$ .

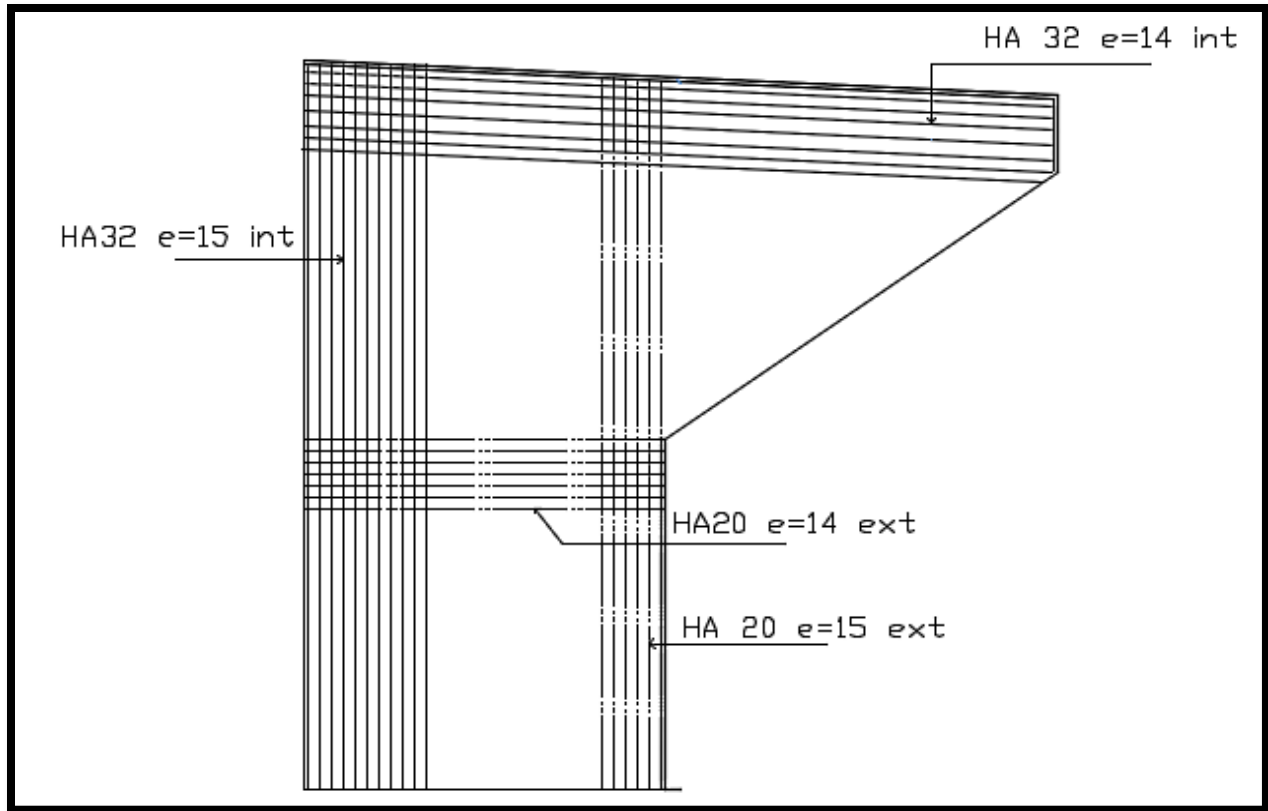


Figure X. 6: Ferrailage du mur en retour

### X.7.4 Courbou

Le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm et des goujons de HA25 tous les deux mètres. Il est défini en coupe transversale au schéma ci-contre et règne sous toute la largeur de la dalle de transition [21].

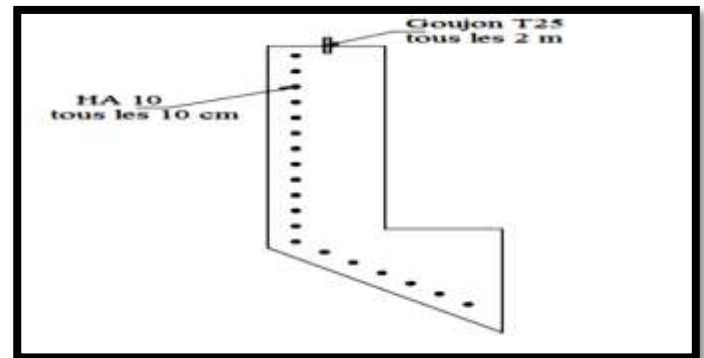


Figure X. 7: Ferrailage du corbeau

### X.7.5 Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle

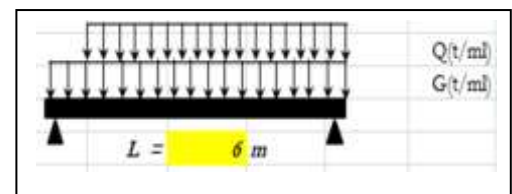


Figure X. 8: la dalle de transition

**X.7.5.1 Évaluation des efforts**

Tableau X. 6:Les efforts appliqués à la dalle de transition

Remblai	Poids propre	Revetement	surcharges
h=1.3m $\gamma_r=1.8t/m^2$	$\gamma=2.5t/m^3$ E=0.4m	$\gamma_{bb}=2.2t/m^2$ E=0.08m	Q=1.2t/m <sup>2</sup>

**X.7.5.2 Sollicitation de calcul**

Tableau X. 7:Les sollicitations sur la dalle de transition

Type de charge	Q ( t/ml)	M( t.m/ml )	V ( t )
Poids propre	1	4.5	3
Revêtement	0.176	0.792	0.528
Remblai	2.34	10.53	7.02
Surcharges	1.2	5.4	3.6

**A ELS**

M ser =22.302t.m/ml

V ser=14.868t/ml

**A ELU**

M ult =29.99t.m/ml

V ult=19.99t/ml

**X.7.5.3 Ferrailage Longitudinale**

Le ferrailage est fait par l'expert robot en introduisant les moments calcul (à l'ELU et à l'ELS) pour une section de (0.4x1) m<sup>2</sup>.

As= 28.709/ml cm<sup>2</sup> , soit 6HA 25 ( As= 29.45/ml cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 18 cm, As'=9.7 cm<sup>2</sup>soit 6HA16 (As'=12.06 cm<sup>2</sup>/ml ) avec un espacement de 18cm.

Le ferrallaige est adaptée pour les deux sens de la dalle de transition puisque la dalle est travaillé

dans les 02 sens psq  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{14.3} = 0.42 > 0.4$

**X.7.5.4 Ferrailage Transversalement**

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \text{ tel que } \tau_u = \frac{V_u}{db_0}$$

Vu : effort tranchant à l'ELU ; b0= largeur de la poutre ou de la nervure ; d= hauteur utile.

$\bar{\tau}$  Pour le cas d'une fissuration préjudiciable Min (0.15fcj/  $\gamma_b$ ; 4 Mpa)  $\bar{\tau}=2.7$  Mpa

$$\tau_u = 0.83 \leq \bar{\tau} \text{ vérifiée}$$

➤ Section minimale des cours transversaux

•  $St < \min(0.9d, 40\text{cm})$        $St = 20\text{ cm}$

$A_t \geq \frac{\tau_u b_0}{0.8f_e}$ ,  $St = 4.15\text{ cm}^2$  On choisit deux cadre HA 14 ( $A_t = 6.16\text{ cm}^2$ ) tous les 20 cm.

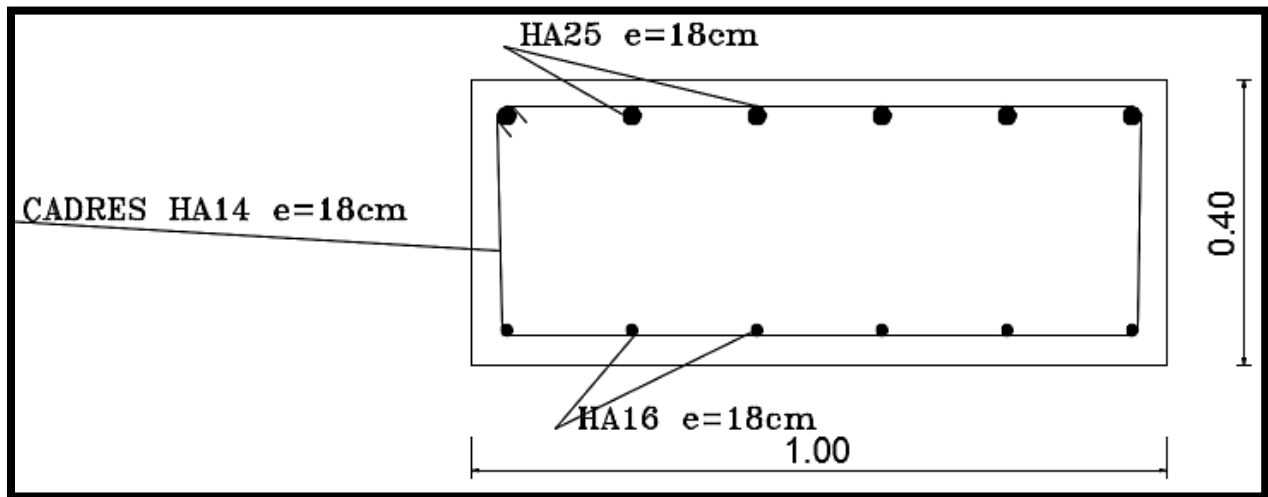


Figure X. 9:Ferraillage de la dalle de transition

## X.8 ETUDE DE FONDATION SOUS CULÉE

### X.8.1 LA SEMELLE SOUS CULÉE

Le schéma suivant représente les dimensions de la semelle.

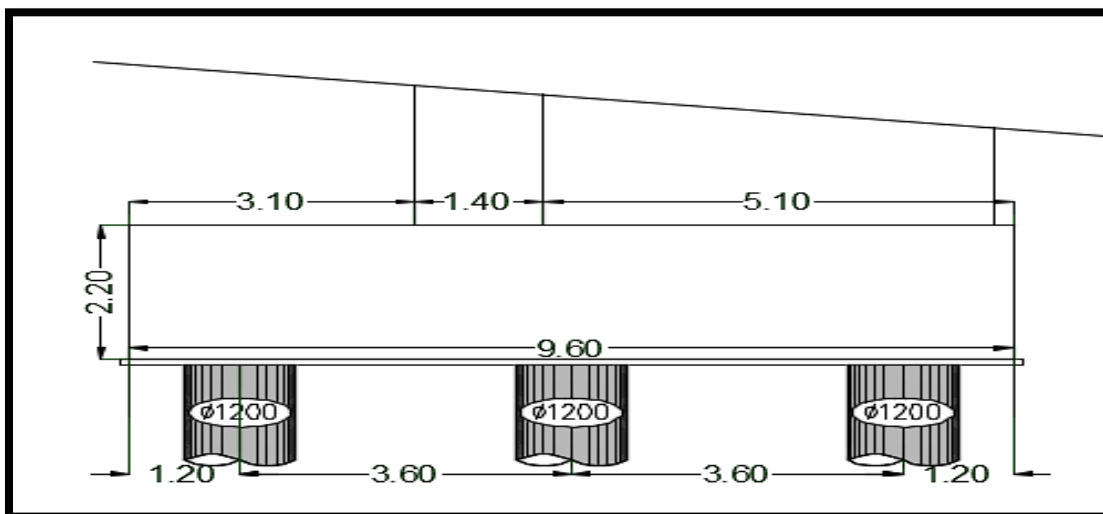


Figure X. 10:Schéma de la semelle sous culée

X.8.1.1 Ferrailage de la semelle

➤ La méthode des moments

1-cote gauche :

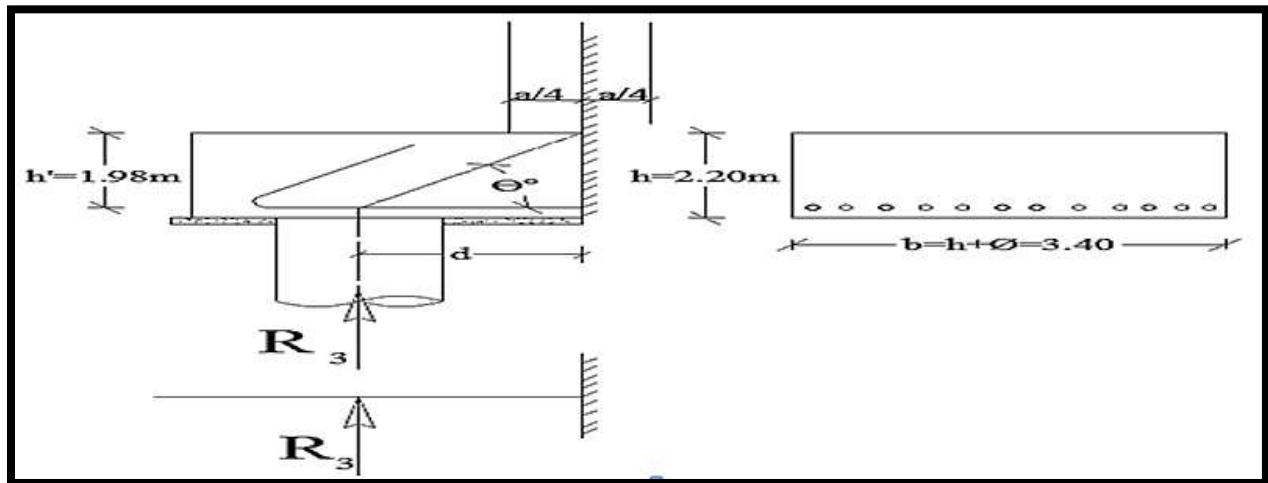


Figure X. 11:Section 1 cote gauche de la semelle

$$\theta = \text{Arctg} \frac{h'}{d} = \frac{0.9h}{d} = \frac{1.98}{2.25} = 41.35^\circ$$

$40^\circ < \theta = 41.35^\circ < 50^\circ \implies$  la méthode des moments est applicable :  $M=R_{\max}.d$

$$\cdot \frac{a}{4} = \frac{1.4}{4} = 0.35\text{m}$$

Tableau X. 8:Le moment max cote gauche de la semelle

désignation	$R_3(t)$	$X_i$	$M (t.m)$
Condition normale	240.63	2.25	541.42
Condition sismique	452.73	2.25	1018.64

La section d' armatures transversale inférieure est déterminée à l'aide de logiciel robot expert en flexion simple et en introduisant les deux moments pour une section de  $(b_0.h)$

$h=2.20\text{m} ; b_0=h+D=2.2+1.2 = 3.40 \text{ m}$

$A= 204.7 \text{ cm}^2 / 1'$

Les armatures seront disposées sur une bande de  $l' =h+D=2. 2+1. 2=3. 4\text{cm}$

## CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE

- Pour les armatures transversale inferieure :  $A_S = 204.7/3.4 = 60.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$  deux nappes HA25 avec un espacement de 15 cm
- On choisit comme armatures transversales superieures de construction ( $A_{S'} \approx A_S/3 = 20.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) 7HA20 avec un espacement de 15 cm ( $A_{S'} = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).
- La nappe inférieure des armatures longitudinale joue le rôle de répartition des charges, soit  $A_r = A_S/3 = 20.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 7HA20 ( $A_r = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )
- On choisit comme armatures longitudinales superieures de construction 6HA14 avec un espacement de 15 cm.

Armature latérale :  $A_l \approx A / 10 \approx 20.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 7HA20 ( $A_l = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 15 cm

### 1-cote droite:

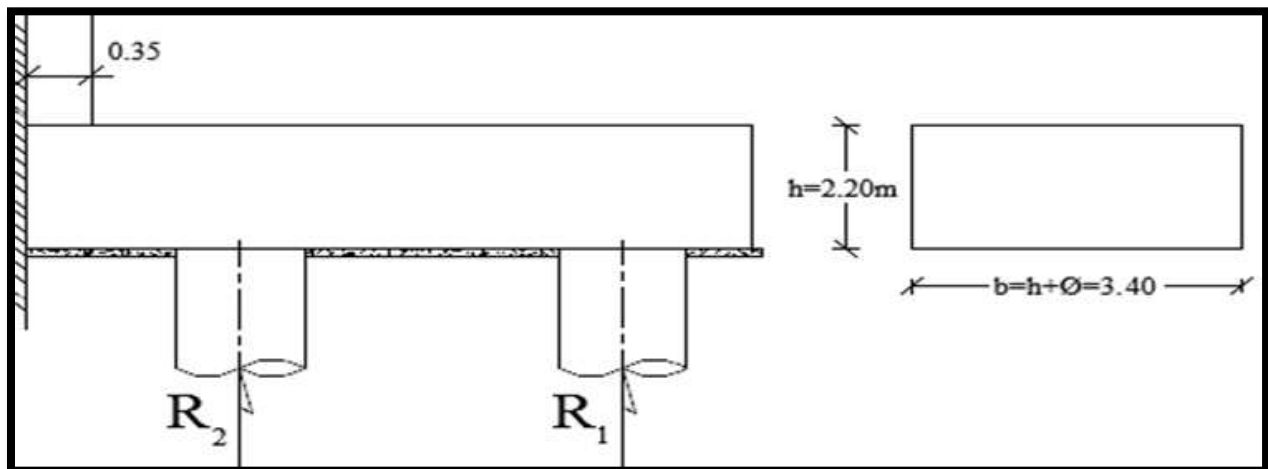


Figure X. 12:Section 2cote droite de la semelle

Tableau X. 9:Le moment max cote droite de la semelle

Condition		désignation	Ri (t)	Xi	M (t.m)
Condition normale	R1		206.94	4,25	897.495
	R2		222.79	0,65	144.814
Condition sismique	R1		4.60	4,25	19.55
	R2		228.66	0,65	148.629

La section d'armatures transversale inférieure est déterminée à l'aide de logiciel robot expert en flexion simple et en introduisant les deux moments pour une section de ( $b_0, h$ )

$$h = 2.20\text{m}; b_0 = h + D = 2.2 + 1.2 = 3.40 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad A = 204.7 \text{ cm}^2 / l'$$

## CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE

⇒ On opte le même ferrailage qu'on a calculé pour le côté gauche

Les armatures de cisaillement sont calculées pour  $\tau_u$  min = 0.4Mpa selon l'article de 7.6.1.2 du RPOA

$$\frac{A_t f_e}{s_t \cdot b_0} = 0.4 \Rightarrow A_t = 23.04 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Cadres HA16 ; St = 30}$$

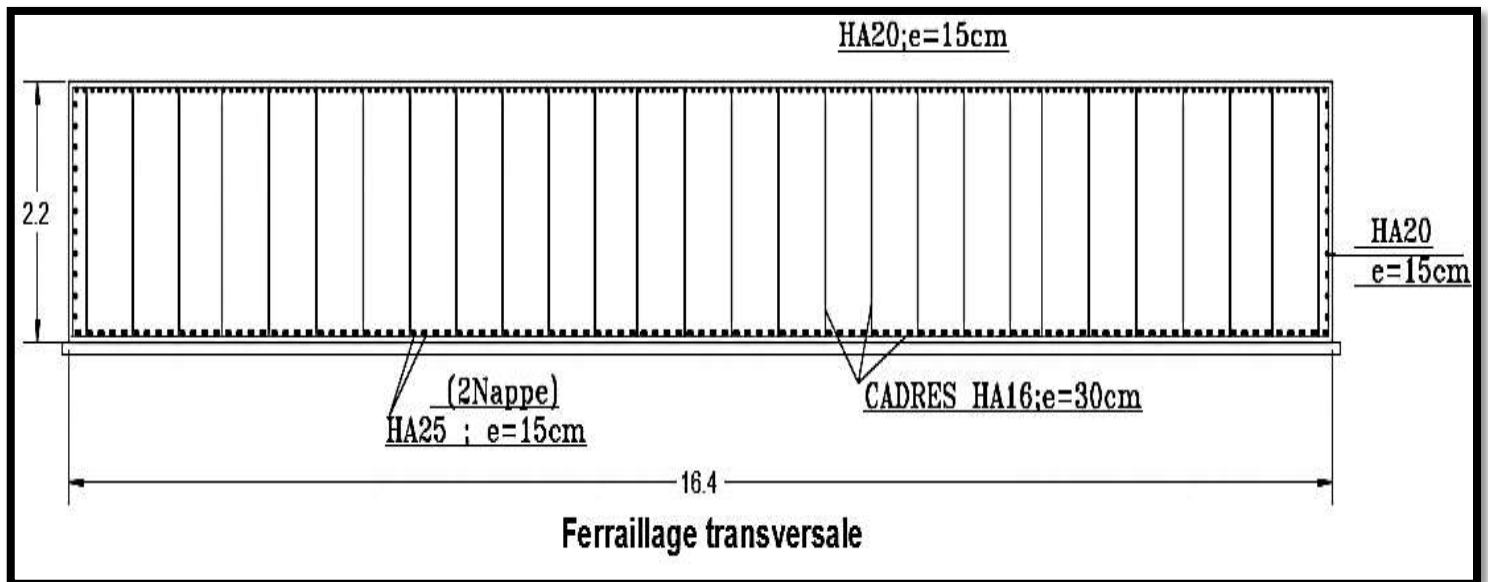


Figure X. 13: Ferrailage transversale de la semelle sous culée

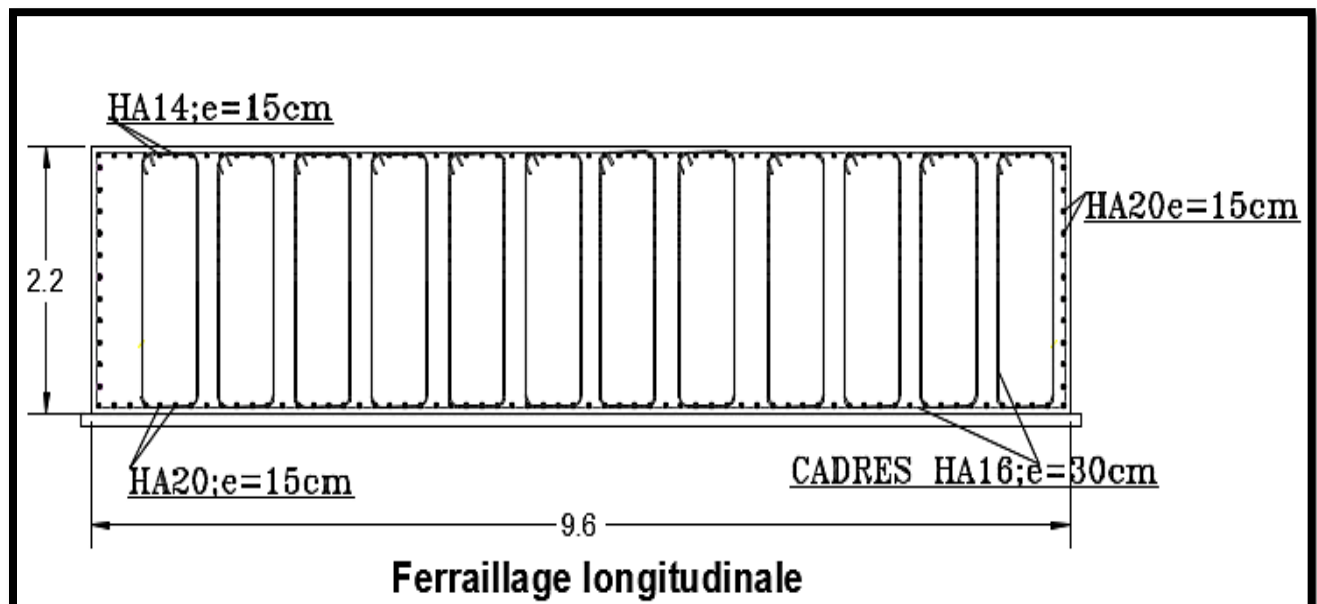


Figure X. 14: Ferrailage longitudinale de la semelle sous culée

**X.9 LES PIEUX SOUS CULÉE**

**X.9.1 Caractéristiques des pieux**

Nombre des pieux : n= 15 pieux ;  
 Libre en pied, encastré sur semelle ;  
 Longueur du pieux : L=26 m ;  
 Diamètre du pieu : b=1,2m.

**X.9.2 Effort sur pieu**

Le pieu est soumis à un effort normal, et un moment d’encastrement provoqué par un chargement horizontal en tête du pieu. Le calcul de ces efforts se fait en annexe 06 partie 06, Les résultats obtenus sont :

Tableau X. 10:Les efforts sur pieu

	Nmax	Nmin	$\bar{M}$
Condition normale	240.6	206.941	106.29
Condition sismique	452.71	4.527	398.34

**X.9.3 Ferrailage de pieu**

**X.9.3.1 Ferrailage longitudinal**

Le ferrailage de pieux se fait en flexion composée à l'aide de ROBOT EXPERT pour une section circulaire de diamètre 1,2m, avec les sollicitations précédentes.

$A_s = 176.5 \text{ cm}^2$  soit **22 HA32:  $A_s = 176.93 \text{ cm}^2$**

**X.9.3.2 Ferrailage transversal**

• On vérifie que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$\tau_u = \frac{v_u}{db_0}$  tel que :  $b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}}$  ;  $\bar{\tau} = \text{Min} (0.15f_{cj} / \gamma b; 4 \text{ Mpa})$

$v_u = \frac{H_{u\max}}{15} = \frac{562.07}{15} = 37.47 \text{ t}$  ;  $b_0 = 0,85 \text{ m}$  ;  $d = 1,1 \text{ m}$   
 $\tau_u = 0,40 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2,7 \text{ Mpa}$

Section minimale des cours transversaux

L’espacement St doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

- ✓ En zone courante:  $St \text{ max} = \text{min} [12\Phi_l, b, 200 \text{ mm}]$ .
- ✓ Et en zone critique:  $St \text{ max} = \text{min} [8\Phi_l, b/2, 200 \text{ mm}]$ .

Soit :  $St < 20 \text{ cm}$  , on fixe  $St = 15 \text{ cm}$  en zone courante et  $10 \text{ cm}$  en zone critique.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.23f_{t28}k)}{0.9f_e} \gamma_s b_0 ; \frac{A_{tmin}}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}$$

$$A_t = A_{tmin} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On prend des cerces de HA14 ( $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ ) et un espacement de 15 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de recouvrement.

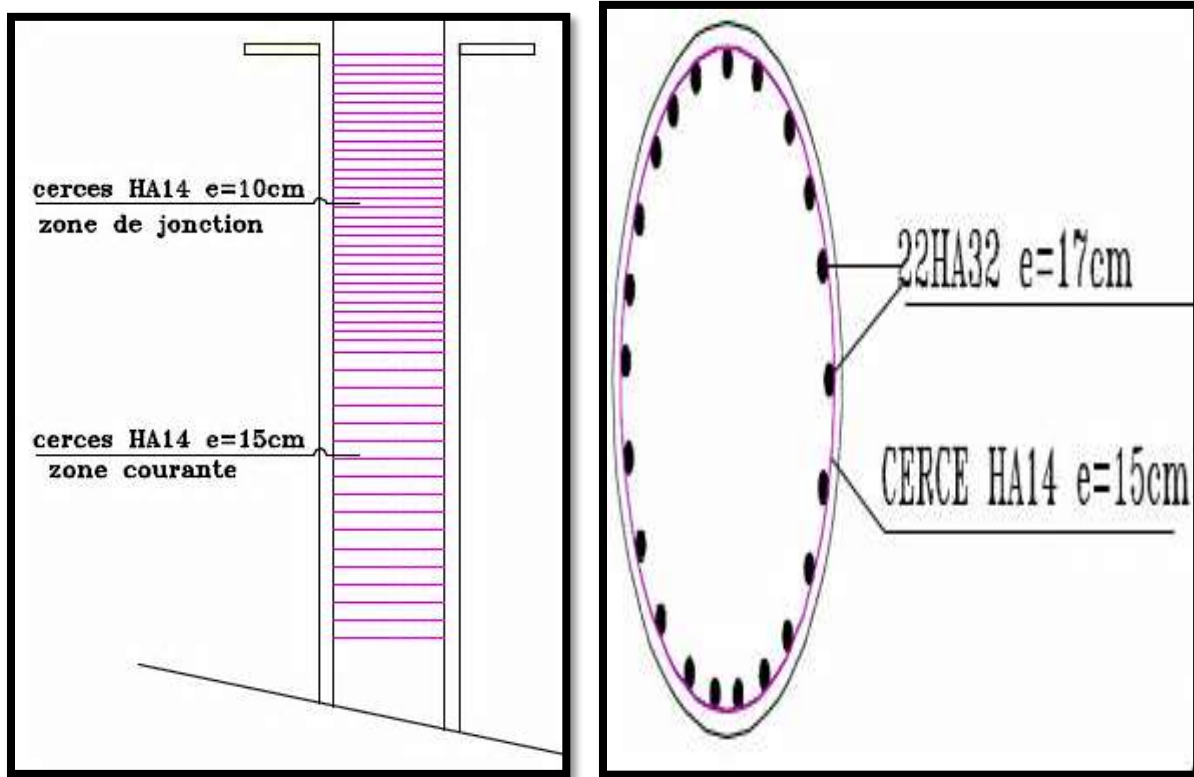


Figure X. 15: Schema de Ferrailage du pieu



**CHAPITRE XI :**  
**ETUDE DE LA PILE**

### XI CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

#### XI.1 INTRODUCTION

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

#### XI.2 DIMENSIONS DE LA PILE

##### XI.2.1 Chevêtre

- Longueur :  $L = 15.5$  m.
- Largeur :  $E = 3.6$  m.
- Hauteur :  $H = 2$  m.

##### XI.2.2 Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et égal à 2.2 m. Pour cette valeur en prend donc une conception de trois fûts espacés de 5.450m.

##### XI.2.3 Semelle

- Longueur :  $L = 16.40$  m.
- Largeur :  $E = 3.6$  m.
- Hauteur :  $H = 2.2$  m.

Un schéma représentatif de la pile est donné en annexe 07 partie 01.

#### XI.3 EVALUATION DES EFFORTS

Dans cette partie on calcul l'effet du chargement des deux travées adjacentes pour déduire la réaction des deux travées chargées sur la pile sachant que les réactions d'une seule travée sur pile ont été déjà calculé précédemment. On calculera par la suite la fraction  $\frac{R_{max\ 2\ travées}}{R_{max\ 1\ travée}}$  pour pouvoir estimer le coefficient de pondération des réactions calculées pour deux travées chargées en fonction des réactions calcul pour une seule travée chargée calculée manuellement.

En faisant appel au modèle numérique de la travée seule faite sur ROBOT, on tire les réactions d'appuis pour chaque poutre sous les différents cas de charge, et on les multiplie par le coefficient de pondération situé au paragraphe précédent, pour estimer la réaction d'appuis sur pile pour chaque poutre.

On modélise le chevêtre comme une barre encastrée sur leurs futs, et on applique les réactions pondérées pour simuler la répartition exacte des efforts sur le chevêtre.

L'application de cette méthode est donnée en annexe 07 partie 02.

### XI.3.1 REPARTITION DE CHARGE SUR PILE

Tableau XI. 1:Tableau récapitulatif des réactions

Surcharge et charge	R1 travée	R 2 travées	$\frac{R_{max} \text{ 2 travées}}{R_{max} \text{ 1 travée}}$
<b>G</b>	93.3	186.6	2
<b>A(L)</b>	18.11	23.86	1.32
<b>Bc</b>	10.99	14.05	1.28
<b>Mc120</b>	9.69	10.11	1.05
<b>D240</b>	15.56	18.69	1.20
<b>St</b>	2.43	4.86	2

Les réactions pondérées pour chaque poutre dues aux combinaisons les plus défavorables à L'ELS et à L'ELU sont regroupés dans le tableau en annexe 07 partie 02

Le calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximums se fait par modélisation du chevêtre par une barre encastrée sur leurs futs, chargée en chaque axe de poutre par les réactions pondérées sur ROBOT

Les résultats maximums sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau XI. 2: Moment fléchissant et de l'effort tranchant maximums

	M+ max	M- max	Tmax
<b>ELU</b>	375.786	192.982	703.105
<b>ELS</b>	291.298	149.130	560.124

### XI.4 FERRAILLAGE DU CHEVETRE

Le ferrailage du chevêtre se fait à l'aide du logiciel de calcul expert BA (flexion simple)

#### ➤ Armature longitudinale supérieure

Pour une section rectangulaire (3.6 x 2) m<sup>2</sup>

As= 169.6cm<sup>2</sup> soit 53 cm<sup>2</sup>/ml

On choisit HA32 avec un espacement de 15 cm; Soit 7HA32 (As= 56.30cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de 15 cm

#### ➤ Armature longitudinale inférieure

Pour la même section en béton on aura une section d'acier As= 169.6 cm<sup>2</sup> soit 53 cm<sup>2</sup>/ml

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

On choisit HA32 avec un espacement de 15 cm; On choisit 7HA32 ( $A_s=56.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 15 cm.

### ➤ Armatures transversales

La section d'armature transversale doit vérifier le critère suivant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{lim} = \min[0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}]$$

$$V_u = T_{max} (\text{ELU}) = 7.03 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ Mpa} < \tau_{lim} = 2.7 \text{ Mpa} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur ou égale à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » ; on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e} \gamma_s b_0$$

$K = 1$  pas de reprise de bétonnage.

$$A_t = 7.62 \text{ cm}^2, \text{ soit : 2 cadres HA16}$$

On vérifie la section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t b_0} = 0.4 \quad \Longrightarrow \quad A_t = 5.76 \text{ cm}^2 < 7.62 \text{ cm}^2,$$

## XI.5 ETUDE DU CHEVETRE A LA TORSION

### XI.5.1 Calcul du moment de torsion

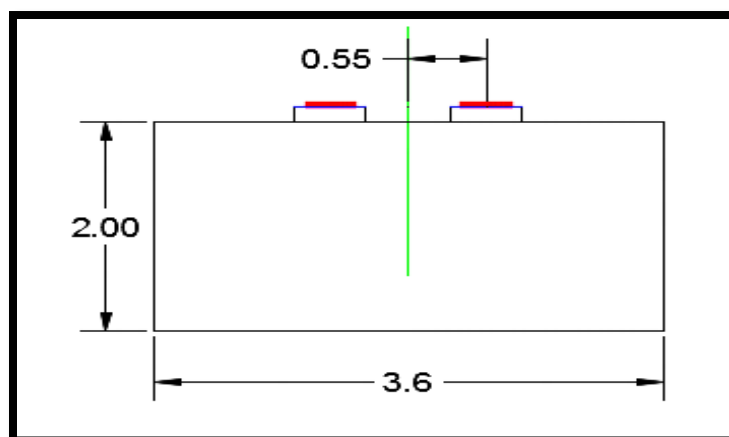


Figure XI. 1: Schéma représentatif du chevetre

Rappelons que le moment de torsion égale à la réaction d'appuis multiplié par l'excentricité.

$R_{max,u} (G \text{ poutre\_seule}) = 34,6 \text{ t.m}$  (calculé à partir du modèle numérique)

$R_{max D240} = 65,677 \text{ t}$  (calculé à partir du modèle numérique) ;

$M_{uG} = 18,78 \text{ t.m}$  (en construction)

$M_u (D240) = 36,12 \text{ t.m}$

Moment de torsion du au freinage :  $F_{BC/poutre} = 18/11 = 1,64t$  donc :  $M_{uf} = 1,6 \cdot 1,8 = 2,62 \text{ t.m}$

Or, le moment de torsion à prendre en considération est :

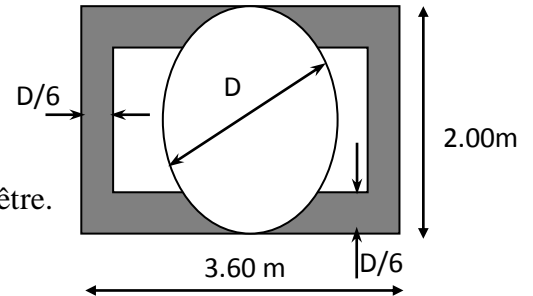
$M_{u \text{ torsion}} = \max (M_{uG}; M_{uf}; M_u(D240)) = 36,12 \text{ t.m}$

### XI.5.2 Calcul de contrainte tangentielle

On adoptera une épaisseur fictive de la paroi  $b_0$  tel que :

$b_0 = \frac{D}{6}$  ;  $D$  : Diamètre du plus grand cercle dans la section du chevêtre.

$b_0 = 0,333 \text{ m}$



$$\tau_{bt} = \frac{M_{u_{max}}}{2\Omega b} \quad \text{Avec : } \Omega = (b-b_0)(h-b_0) = 5.43 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \tau_{bt} = 19.98 \text{ t/m}^2$$

#### ➤ Armatures longitudinales

$$\tau_{bt} = \frac{M_{u_{max}} \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$U$  : périmètre extérieur du chevêtre. ( $U = 11.2 \text{ m}$ )

$A_l \geq 13.72 \text{ cm}^2$  soit : 7 HA 16 ( $A_l = 14.07 \text{ cm}^2$ ).

Ces armatures sont disposées sur les faces et viennent s'ajouter aux armatures de flexion.

#### ➤ Armatures transversales

$$A_{t2} \geq \frac{M_{u_{max}} S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec } S_t = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} = 0.153 \text{ cm}$$

#### ➤ Pourcentage minimum des armatures

$$\frac{A_{tmin}}{S_t} \geq \frac{0.3b_0}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_{tmin} > 0.40 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{donc } A_{t2} = 0.4 \text{ cm}^2$$

« La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales  $A_t = A_{t1} + A_{t2}$  « [ 11]

$$A_t = 0.40 + 7.62 = 8.02 \text{ cm}^2 \implies \text{soit 2 cadres HA16 (8.04 cm}^2\text{)}$$

### ➤ Vérification des contraintes

$$\tau_u^2 + \tau_{bt}^2 \leq \tau_{lim}^2$$

Tel que :  $\tau_u = 1,08 \text{ Mpa}$  ;  $\tau_{bt} = 0.20 \text{ Mpa}$  ;  $\tau_{lim} = 2,7 \text{ Mpa}$

$$\implies 1,21 \text{ Mpa} < 7,29 \text{ Mpa (condition vérifiée)}$$

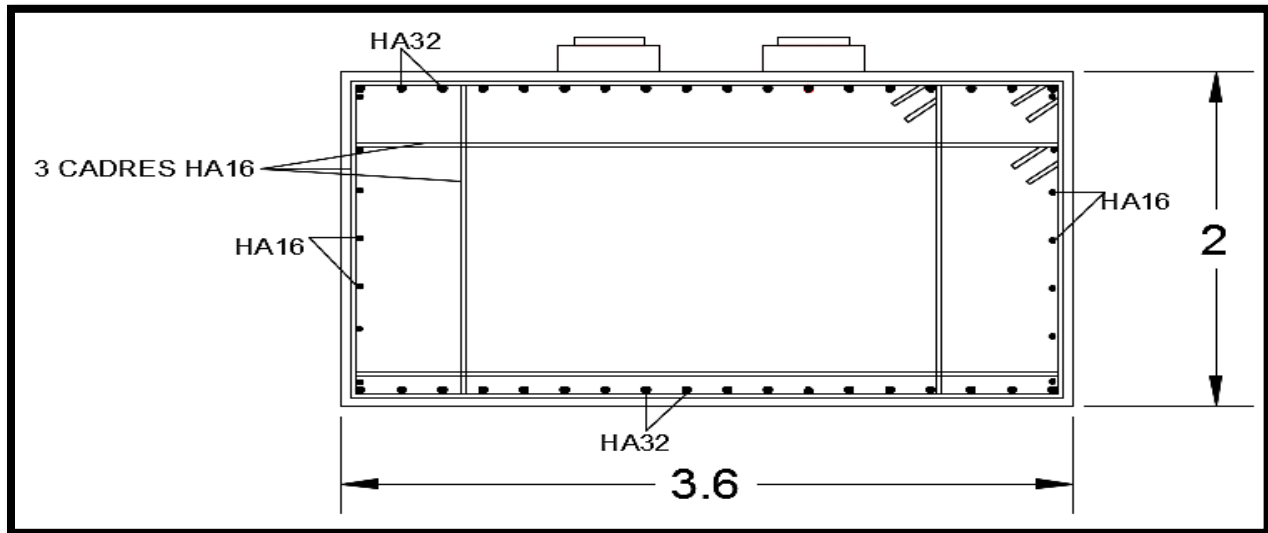


Figure XI. 2: Plan de ferrailage du chevêtre

## XI.6 ETUDE DES FUTS

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations.

Hauteur de fût : 20 m.

Diamètre de fût : 2.6m.

Poids des Fûts :  $G_f = (3/4) \times 3.14 \times (2.6)^2 \times 20 \times 2.5 = 795.99 \text{ t}$

### XI.6.1 Vérification du flambement

On vérifie que  $\lambda \leq \bar{\lambda}$

$$\lambda = \frac{L_f}{I}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \min \left( \frac{50}{D} ; 100 \right) \right\}$$

$l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0.707 \times 20 = 14,14 \text{ m}$  (fut encastrier en semelle)

$I$  : rayon de giration.  $I = \frac{D}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55 \text{ m}$

$$e_0 = \frac{M_{u \max}}{N_{u \max}} = 0.53 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{14.14}{0.55} = 25.71$$

$$\bar{\lambda} = \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ \min (13.77 ; 100) \end{array} \right\} \implies \bar{\lambda} = 50$$

Donc :  $25.71 \leq 50 \implies$  On a :  $\lambda \leq \bar{\lambda}$  donc le fut ne risque pas de flamber.

### XI.6.2 Évaluation des efforts sur fut

Les efforts agissant sur le fut sont résumés en annexe 07 partie 03.

Les résultats des combinaisons maximales agissant sur le fût sont résumés dans les tableaux suivant :

➤ A ELS

Tableau XI. 3: Les efforts maximaux agissant sur le fût à ELS

ELS	Nmax(t)	Mcor (t.m)	Mmax(t.m)	Ncor(t)
3 futs	2247.712	816.2	1291.4	2066.452
1 fut	749.237	272.067	430.467	688.817

➤ A ELU

Tableau XI. 4: Les efforts maximaux agissant sur le fût à ELU

ELU	Nmax(t)	Mcor (t.m)	Mmax(t.m)	Ncor(t)
3 futs	2959.178	1093.95	1727.55	2786.522
1 fut	986.393	364.650	575.850	928.841

➤ A ELA

Tableau XI. 5: Les efforts maximaux agissant sur le fût à ELA

ELA	Nmin(t)	Mcor(t.m)	Mmax(t.m)	Ncor(t)
3 futs	1392.43	4053.7073	12654.171	2019.979
1 fut	464.143	1351.236	4218.057	673.326

### XI.6.3 Ferrailage des futs

#### ➤ Longitudinalement

Le ferrailage se fait à l'aide de logiciel de calcul (expert BA) pour une section circulaire de diamètre 2.2 m en flexion composée :  $A_s=992.5 \text{ cm}^2$ .

⇒ On prend 2 nappes de HA 40 (2\*40T340)

#### ➤ vérification du pourcentage d'acier

Le pourcentage géométrique  $\rho_g$  doit être compris dans les limites de :

$$0.5\% \leq \rho_g \leq 3\% \text{ (RPOA) Avec } \rho_g = \frac{A_s}{B}$$

$$\rho_g = \frac{992.5}{37994} = 2.6\% \text{ Vérifié}$$

#### ➤ Transversalement

### Vérification des contraintes tangentielles

Nous assimilons la section circulaire à une section carrée ⇒  $2R = b_0\sqrt{2}$

$$\Rightarrow b_0 = 1.556m$$

#### ✓ Pour le cas normal

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \tau = \min [0.15 f_{ct28}/\delta b ; 4\text{MPa}]; \tau = 2.7\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{H_{MAX(ELU)}}{3} = \frac{78.552}{3} = 26.184t$$

$$\tau_u = \frac{26,184 \times 10^{-2}}{1.556 \times 1.400} = 0.12 \text{ MPA} \leq 2.7\text{MPa}; \text{Vérifié}$$

$$\text{Section d'armature : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28k})}{0.9f_e} \gamma_s b_0; \frac{A_{t \min}}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}$$

L'espacement  $S_t$  doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

$$\begin{cases} \text{En zone courante : } S_t \max = \min [12\Phi l, b, 200 \text{ mm}]. \\ \text{Et en zone critique : } S_t \max = \min [8\Phi l, b/2, 200 \text{ mm}] \end{cases}$$

Avec :

$b$  : est le cote du carrée.

$\Phi L$ : plus gros diamètre des armatures longitudinales.

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

Soit :  $\Rightarrow St=15$  cm en zone courante et  
 $\Rightarrow St= 10$  cm en zone critique.  
 $A_t < 0 \rightarrow$  en adopte  $A_{tmin}$  ;  $A_t = A_{tmin} = 2,5\text{cm}^2$   
 $\Rightarrow$  soit des cerces HA 16 avec  $A_s = 3,08\text{cm}^2$ .

✓ Pour le cas sismique

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} ; V_u = \frac{H_{MAX(ELA)}}{3} = \frac{575.189}{3} = 191.73\text{t}$$

$$\tau_u = \frac{191.73 \times 10^{-2}}{1.556 \times 1.400} = 0.88\text{MPa} \leq 2.7\text{MPa}; \text{Vérfié}$$

Section d'armature :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28k})}{0.9f_e} \gamma_s b_0 = \frac{0.2 \times 1.556 \times 1.15}{0.9 \times 500} (0.88 - 0.666) = 1.70\text{cm}^2$$

$$\frac{A_{tmin}}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e}, \rightarrow A_{tmin} \geq \frac{0.4 \times 1.556 \times 0.2}{500} = 2.49\text{cm}^2$$

$A_t = A_{tmin} = 2,5\text{cm}^2$   
 $\Rightarrow$  soit des cerces HA 16 avec  $A_s = 3,08\text{cm}^2$ .

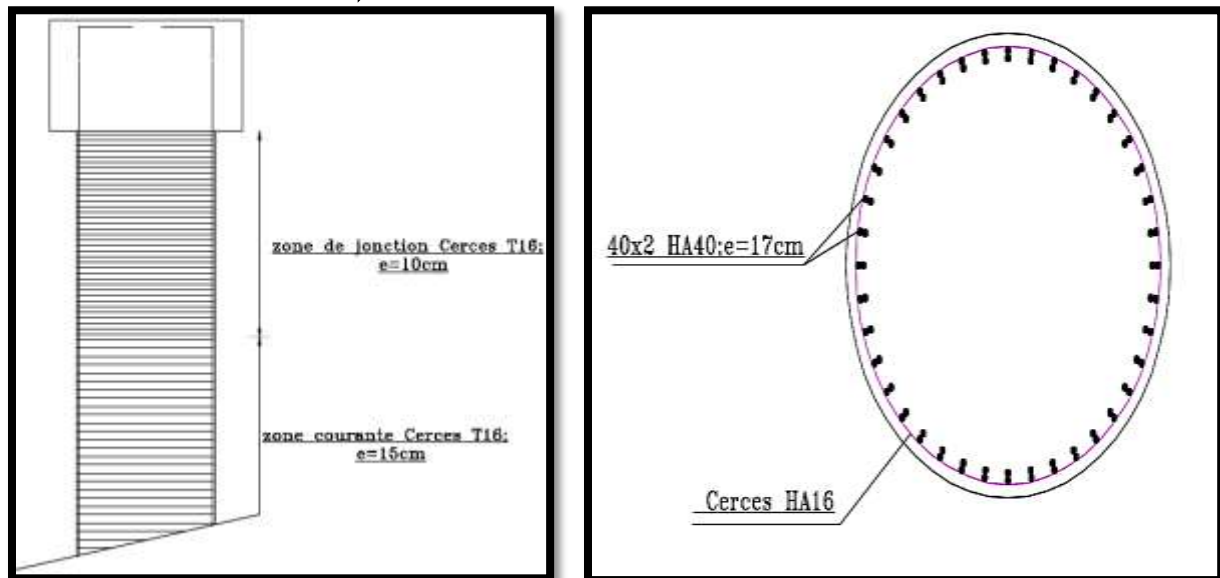


Figure XI. 3:Schema de Ferrailage des fûts

## XI.7 ETUDE DES FONDATIONS SOUS PILE

Les efforts agissant sur la semelle sont résumés en annexe 07 partie 04.

En appliquant les mêmes combinaisons de charge qu'on aura les valeurs maximales suivante

Tableau XI. 6:Sollicitations maximales sur la semelle de la pile

Combinaison	Nmax		Mcoresp	Mmax	Mcoresp
ELS	3580.506		897,91	1420,63	3451.014
ELU	4828.337		1203.466	1900.426	4655.681
ELA	Nmax	3742.452	4381.880	12660.313	3404.541
	Nmin	2776.992	4040.550		

### XI.7.1 Vérification du nombre des pieux

En utilisant les résultats du rapport géotechnique, on choisit une longueur du pieux sous pile de 26 m correspondante à une contrainte admissible du sol de 250 t.

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{maximalcapacité portante d'un seul pieu}} = \frac{3580.506}{250} = 14.6 \quad n = 15 \text{ pieux.}$$

### XI.7.2 Calcul des efforts revenant à chaque pieu

La réaction du pieu est calculée par la formule suivante:  $R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$

Tableau XI. 7:Réaction maximale du pieu sous semelle

Combinaison	Rmax	Rmin	Nbr des pieux	Capacité portante du pieu	Vérification	
					Pas de poinçonnement Rmax < cpp	Pas de soulèvement Rmin > 0
ELS	264.309	214.425	15	395	Vérifiée	Vérifiée
ELU	355.319	288.459	15	592.5	Vérifiée	Vérifiée
ELA	536.8	72.895	15	585	Vérifiée	Vérifiée

### XI.7.3 Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

- Armatures transversales inférieures

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

La Condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha < 45^\circ \\ d = 0.9h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$L = 3.6\text{m}; b = 2.2\text{m}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1.76 \rightarrow \alpha = 60^\circ$$

$$d = 1.98 \geq 1.25$$

✓ Condition normale :

$$A = \frac{R_{\max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}, \sigma_a = 250\text{MPa}$$

$$A = \frac{3.55}{250} \times \frac{1.25}{2.2} = 80.68\text{cm}^2$$

✓ Condition sismique :

$$A = \frac{R_{\max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}, \sigma_a = 500\text{MPa} = \frac{5.37}{500} \times \frac{1.25}{2.2} = 61.02\text{cm}^2$$

La condition normale est la plus défavorable alors :

On a  $A_S = 80.68\text{cm}^2/\text{ml}$ , on opte 2 nappes (T32 et T20) avec espacement 15cm soit (7HA32+7HA25)  $\rightarrow A_S = 90\text{cm}^2$

On choisit comme armatures transversales supérieures ( $A_s' \approx A_S/3 = 26.89\text{cm}^2/\text{ml}$ ) de construction 6HA25 avec un espacement de 15 cm ( $A_s' = 29.45\text{cm}^2/\text{ml}$ ).

La nappe inférieure des armatures longitudinale joue le rôle de répartition des charges, soit  $A_r \approx A_s$ , soit 6HA25 ( $A_s = 29.45\text{cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 15 cm.

On choisit comme armatures longitudinales supérieures de construction 6HA25,  $E = 15\text{cm}$

Armature latérale :  $A_l \approx A / 10$  soit 5HA16 ( $A_l = 10,05\text{cm}^2/\text{ml}$ ).  $E = 20\text{cm}$

➤ Armature de cisaillement

Les armatures de cisaillement sont calculées pour  $\tau_u \text{ min} = 0.4\text{Mpa}$  selon RPOA

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_0} = 0.4 \implies A_t = 23.04\text{cm}^2 \implies \text{Cadres HA16, } s_t = 30\text{cm}$$

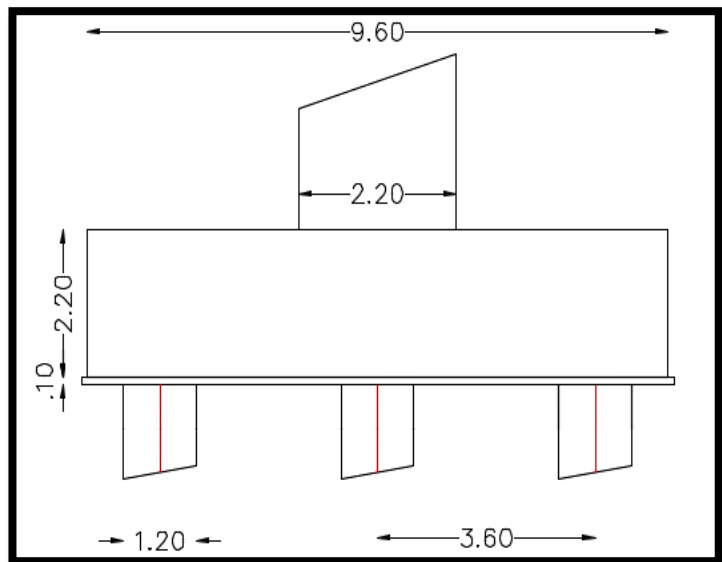


Figure XI. 4: Schéma de la semelle sous pile

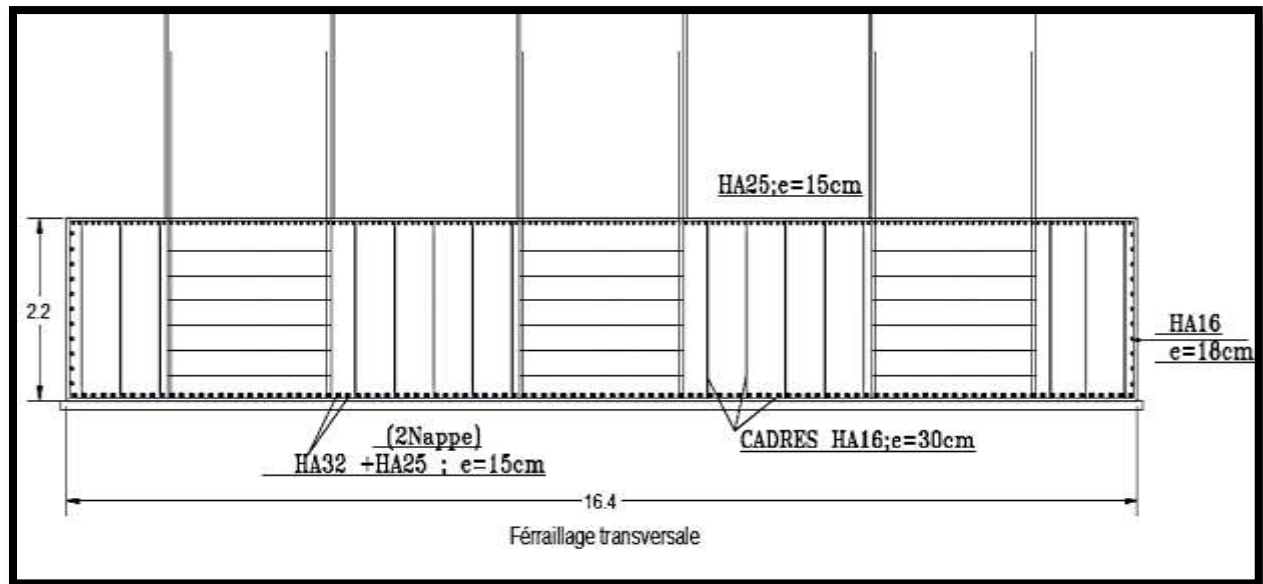


Figure XI. 5: Schéma de ferrailage transversale de la semelle

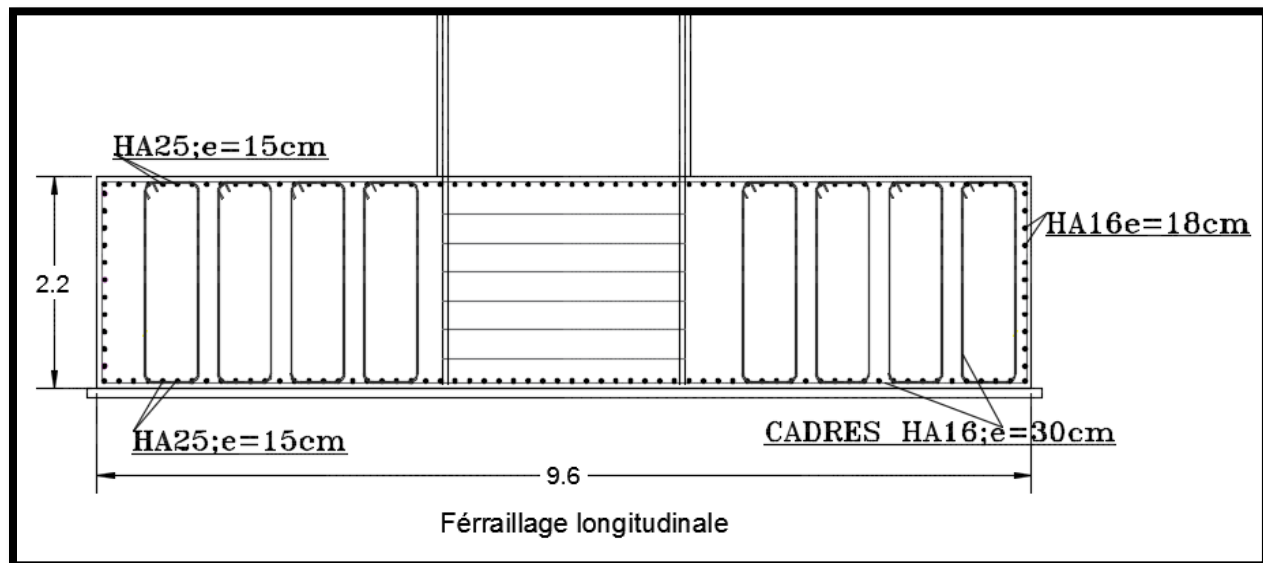


Figure XI. 6: Schéma de ferrailage longitudinale de la semelle

### XI.8 ETUDE DES PIEUX SOUS PILE

#### XI.8.1 caractéristiques des pieux

Nombre des pieux :  $n = 15$  pieux ; Longueur du pieu :  $L = 26$  m ; Diamètre du pieu :  $b = 1,2$  m.

#### XI.8.2 Effort sur pieu

Le Calcul des sollicitations sur pieu est fait en annexe 07 partie 05.

Tableau XI. 8: Les efforts agissant sur le pieu

	Rmax(t)	Rmin(t)	$\bar{M}$ (t.m)
Condition normale	264.309	214.425	14.94
Condition sismique	536.8	72.895	146.49

## XI.8.3 Ferrailage de pieu

### XI.8.3.1 Ferrailage longitudinal

Le ferrailage de pieux se fait en flexion composée à l'aide de ROBOT EXPERT pour une section circulaire de diamètre 1,2m, avec les sollicitations précédentes.

$A_s = 113,1 \text{ cm}^2$ , soit 24 HA25 ( $A_s = 117,81 \text{ cm}^2$ ,  $E = 14,4 \text{ cm}$ ).

Note : le moment le long du pieu diminue en fonction de la profondeur donc ce ferrailage sera adopté que pour la dernière cage d'armature, sinon pour le reste du pieu on adopte un ferrailage minimale réglementé soit :  $\rho_g = 0,53 \%$ ,  $A_s = 58,90 \text{ cm}^2$  (12 HA 25,  $E = 28,5 \text{ cm}$ ).

### XI.8.3.2 Ferrailage transversal

• On vérifie que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{v_u}{db_0} \text{ tel que : } b_0 = \frac{2R}{\sqrt{2}} ; \bar{\tau} = \text{Min} (0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$$

$$v_u = \frac{H_{u\max}}{15} = \frac{78.552}{15} = 5.24t ; b_0 = 0,85m ; d = 1,1m \implies \tau_u = 0,06 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2,7 \text{ Mpa} \text{ vérifiée}$$

➤ Section minimale des cours transversaux

L'espacement  $S_t$  doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

✓ En zone courante:  $S_t \max = \min [12\Phi_l, b, 200 \text{ mm}]$ .

✓ Et en zone critique:  $S_t \max = \min [8\Phi_l, b/2, 200 \text{ mm}]$ .

Soit :  $S_t < 20 \text{ cm}$ , on fixe  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante et 10 cm en zone critique.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.23f_{t28k})}{0.9f_e} \gamma_s b_0 ; \frac{A_{t\min}}{S_t} \geq \frac{0.4b_0}{f_e} \implies A_t = A_{t\min} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On prend des cerces de HA14 ( $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ ) et un espacement de 15 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de recouvrement.

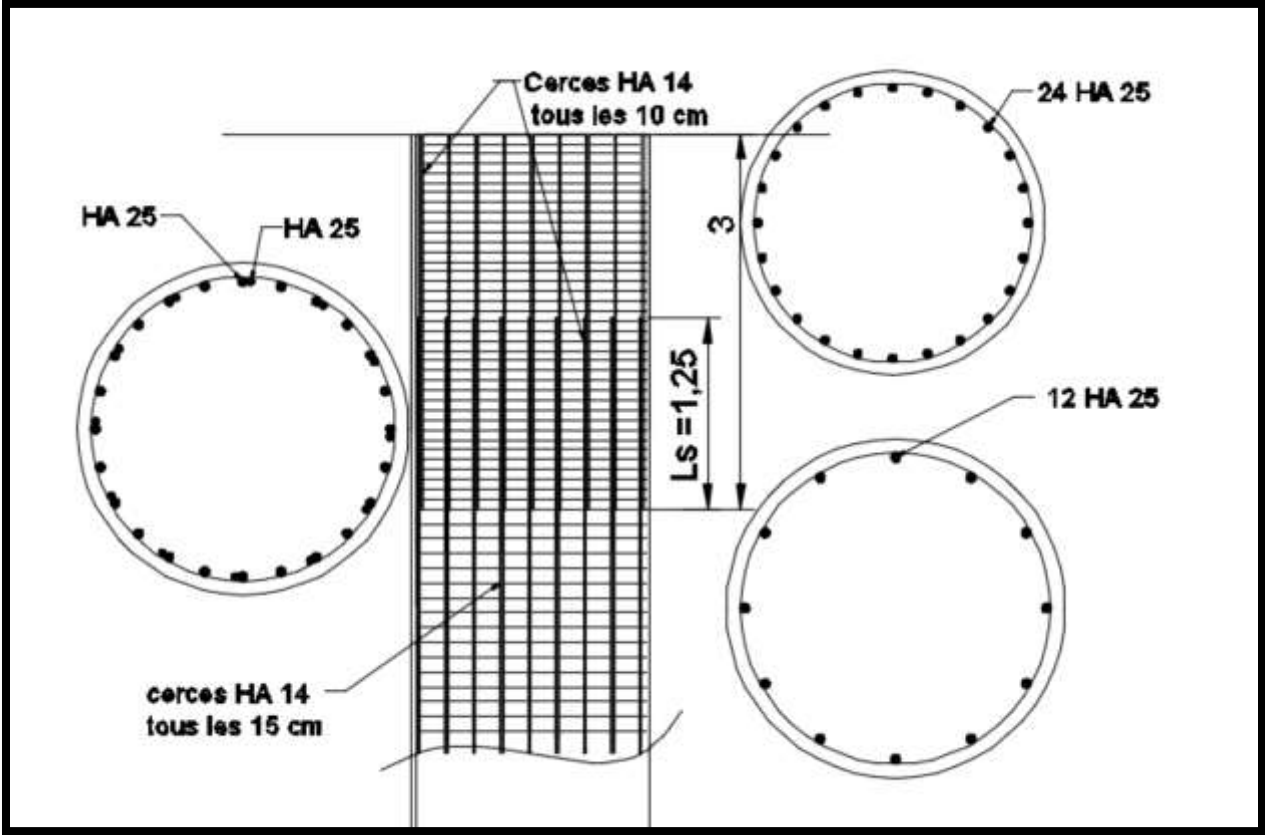


Figure XI. 7:Ferraillage du pieux sous pile



**CHAPITRE XII: PLANNING  
D'EXECUTION**

### XII. CHAPITRE XII : PLANNING D'EXECUTION

#### XII.1 INTRODUCTION

Le déroulement classique d'un projet suit un enchaînement logique de phases et d'étapes, depuis l'identification du besoin jusqu'à la mise en œuvre.

Selon l'ampleur du projet, du délai imparti et des ressources disponibles, les phases seront détaillées avec plus ou de moins de précision, voire regroupées afin de ne pas perdre de temps et d'énergie dans un formalisme abusif.

Etablir le plan et lister soigneusement les ressources nécessaires est un préalable fondamental à tout projet. C'est ainsi que l'on peut estimer budgets et délais tout en précisant les termes de faisabilité.

#### XII.2 PLANNING D'EXECUTION DU PROJET

Pour l'étude des délais de réalisation, nous avons utilisé un plan d'exécution pour mieux contrôler l'état d'avancement et d'introduire les ressources ...etc.

Le tableau suivant récapitule les grandes phases et le délai total de réalisation de l'ouvrage, en choisissant une date de lancement arbitraire.

Tableau XII. 1:Planning d'exécution du projet

Nom de la tâche	Durati on (jour)	Start	Finish
Réalisation d'un viaduct Lot 18+087	283	Jeudi 01/03 /2018	Sam 08/12/2018
Etude d'exécution	90	Jeudi 01/03 /2018	Sam 16/06/2018
Forage des pieux	40	Sam 16/06/2018	Mar 31/07/2018
Bétonnage et recépage des pieux	30	Lun 25/06/2018	Lun 30/08/2018
Terrassement des semelles	15	Sam 25/08/2018	Mar 11/09/2018
ferraillage et Coffrage des semelles	15	Sam 01/09/2018	Lun 18/09/2018
Bétonnage des semelle	5	Sam 15/09/2018	Jeu 20/09/2018
Réalisation des elevations piles	10	Sam 22/09/2018	Mer 03/10/2018
Réalisation des elevations culées	30	Sam 22/09/2018	jeu 25/10/2018
Préfabrication des poutres	40	Mar 31/07/2018	Sam 15/09/2018
Pose des poutres	4	Sam 27/ 10/2018	Mer 31/10/2018
Réalisation de la dalle	10	Mer 31/10/2018	Lun 12/11/2018
Réalisation des remblais d'accès	15	Sam 27/ 10/2018	Mar 13/11/2018
Pose des équipements et réalisation des trottoirs	20	Lun 12/11/2018	Mer 05/12/2018
Pose du revêtement	2	Mer 05/12/2018	Sam 08/12/2018

Ces résultats sont présentés par un diagramme de GANTT de la manière suivante :

## CHAPITRE XII: PLANNING D'EXECUTION

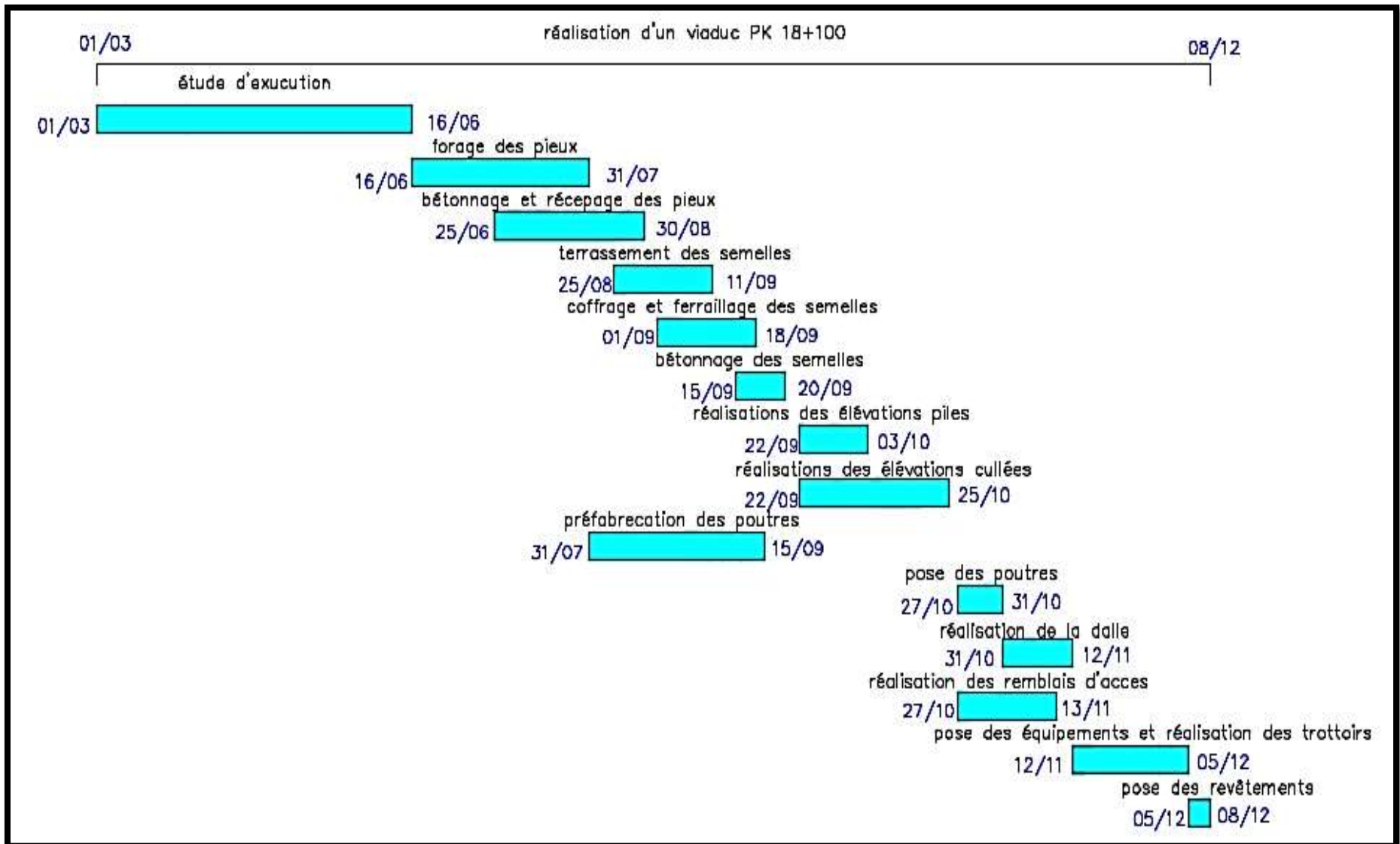


Figure XII. 1 : diagramme de gant



**CONCLUSION  
GENERALE**

### CONCLUSION GENERALE

Le présent mémoire corrobore le fait qu'une étude ficelée concernant la problématique inextricable de la conception et de dimensionnement d'un ouvrage d'art est l'échappatoire assurant la fiabilité de l'ouvrage. Toutefois, l'étude inhérente aux contraintes d'exécution s'avère d'un grand intérêt donnant les prémisses d'un projet réussi. C'est dire aussi que ce succès est tributaire de la coordination entre l'ingénieur étude et l'ingénieur exécution, celui qui doit se faire valoir tout au long des phases d'exécution, dans un souci de prompt réaction face aux maints problèmes pouvant entraver le projet.

L'étude d'un projet demande en premier lieu, avant tout calcul de faire appel à une Bonne conception et une bonne analyse de critère de choix

Le dimensionnement d'un ouvrage d'art tel un pont fait appel à tout un arsenal d'expérience tout autant aux compétences techniques, ce dont nous avons eu la chance d'apprendre un brin au cours de notre formation d'ingénieur.

Ce travail nous a permis de compléter notre formation et d'enrichir nos connaissances en matière d'étude des ouvrages d'art relativement notamment ici à la conception et l'étude du tablier d'un pont et sa modélisation, l'effet sismique sur le pont et l'étude de l'infrastructure dudit ouvrage. A noter aussi, que notre entreprise nous a aidés à pouvoir accéder au camp de l'ingénierie à même d'intégrer le monde professionnel.

En rédigeant cette conclusion nous avons eu l'impression que notre parcours scolaire se conclut ici par ces mots, toutes ces années de travail du primaire à l'ingénierie, des images flottantes qui s'en suivent cicatrisant la mémoire, rappelant des moments de stress et de pression..., ceux qui se sont terminés enfin chaleureusement mêlés à un gout de réussite.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. SETRA (Ponts mixtes acier béton guide de conception).
- [2] service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. SETRA VIPP pont poutre préfabriqué précontrainte par post tension
- [3] service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. SETRA pont routes a poutres préfabriqué précontrainte par adhérence
- [3] Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussées, Les Enrochements. Paris, 1989.
- [4] cours BA BENREDOANE ENSTP 2016/2017
- [5] ] ZOURGUI, N. esquisse pont (répartition transversale des efforts ) ENSTP. ENSTP, 2018
- [6] Ministère de l'Équipement, des transports et du logement. Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Précontrainte Suivant La Méthodes Des Etats Limites - BPEL 91 révisé 99. 1999.
- [7] THONIER, HENRY. LE BETON PRECONTRAIT AU ETATS LIMITES. ENPC, 1985.
- [8] BOUTEMEUR.R. COURS DE BETON PRECONTRAIT ENSTP. ENSTP, 2016/2017
- [10] ROUX, Jean PERCHAT. PRATIQUE BAEL 91. EYROLLES, 2002.
- [9] REGLE BAEL 91 MODIFIE 99 : Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Arme Suivant La Méthodes Des Etats-Limites. Eyrolles, 2000.
- [10] ROUX, Jean PERCHAT. PRATIQUE BAEL 91. EYROLLES, 2002.
- [11] SETRA Service Technique Des Routes Et Des Autoroutes. Appuis du tablier PP73, 1.3.2 Calcul Complémentaire Ferrailage Type. 1977
- [12] service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. Ponts Courants En Zone Sismique Guide De Conception. PARIS : SETRA, 2000.
- [13] KIBBOUA, MR. Cours Enstp Des Règlements Parasismiques Des Ouvrages D'art. KOUBA : ENSTP, 2017.
- [14] Regles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008. ministère des travaux publics, 2008.

[15] MAZOUAR et LAURARI Cours Structure ENSTP. ENTP, 2015/2016.

[16] Appareils D'appuis En Elastometre Fretté ,SETRA : service d'études technique des routes et Autoroutes, 2007.

[17] SETRA service technique des route et des autoroute. Appareil d'appuis en élastomère fretté autoroute, (ancien document).

[18] Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008. ministère des travaux publics, 2008.

[19] Freyssinet Sustainable Technology. Joint De Chaussee CIPEC. 2005

[20] BENABDELOUAHAB. Cours MDS 4 éme année : Murs de soutènement. ENSTP, 2015.

[21] SETRA Service Technique Des Routes Et Des Autoroutes. Appuis des tabliers PP73, 1.3.2 Calcul Complémentaire Ferrailage Type. 1977

# ANNEXES

ANNEXE 01 : rapport géotechnique

ANNEXE 02 : Répartition longitudinale des efforts

ANNEXE 03 : Répartition transversale des efforts

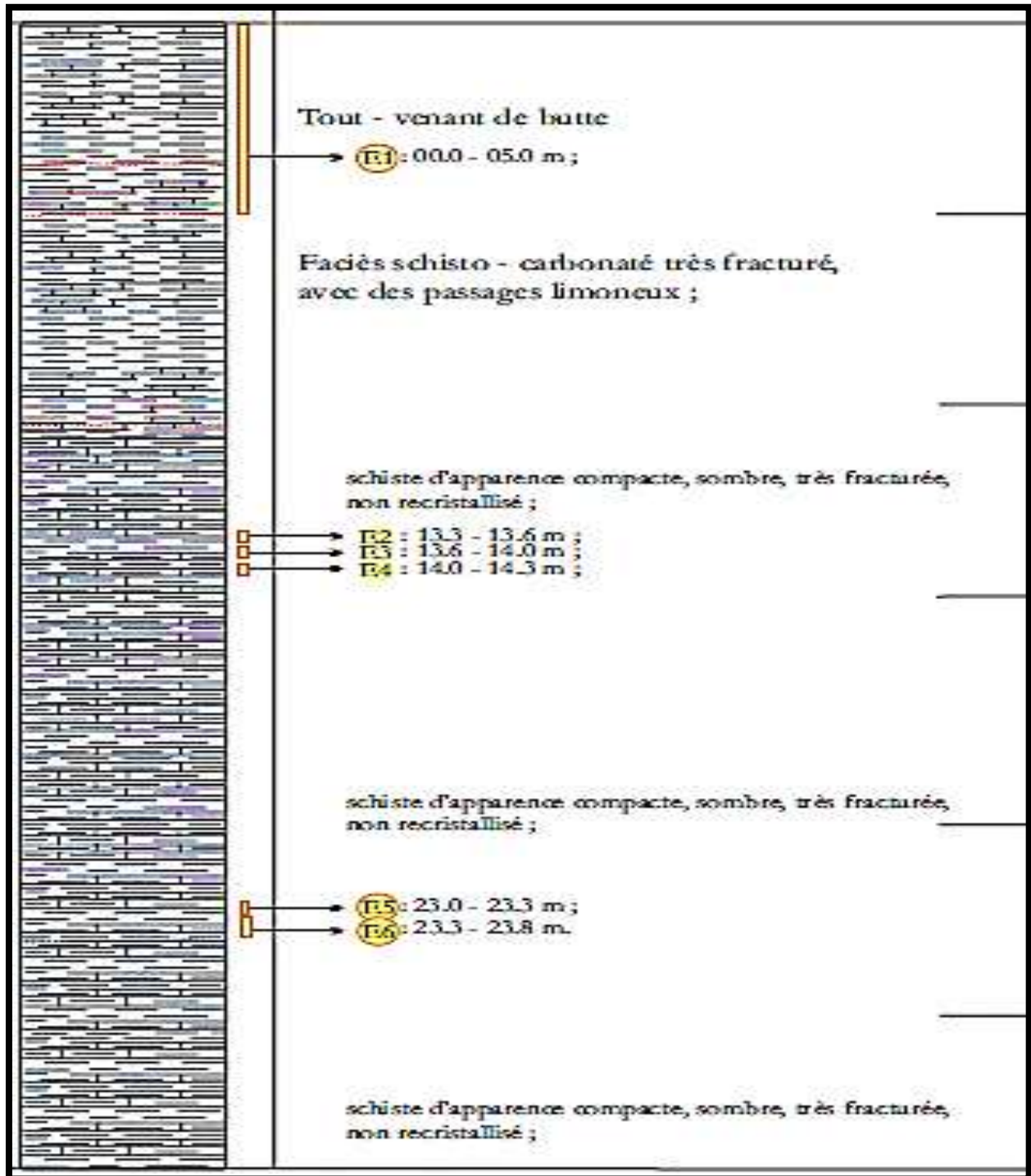
ANNEXE 04 : La Précontrainte

ANNEXE 05 : Equipements du Pont

ANNEXE 06 : La Culée

ANNEXE 07 : La Pile

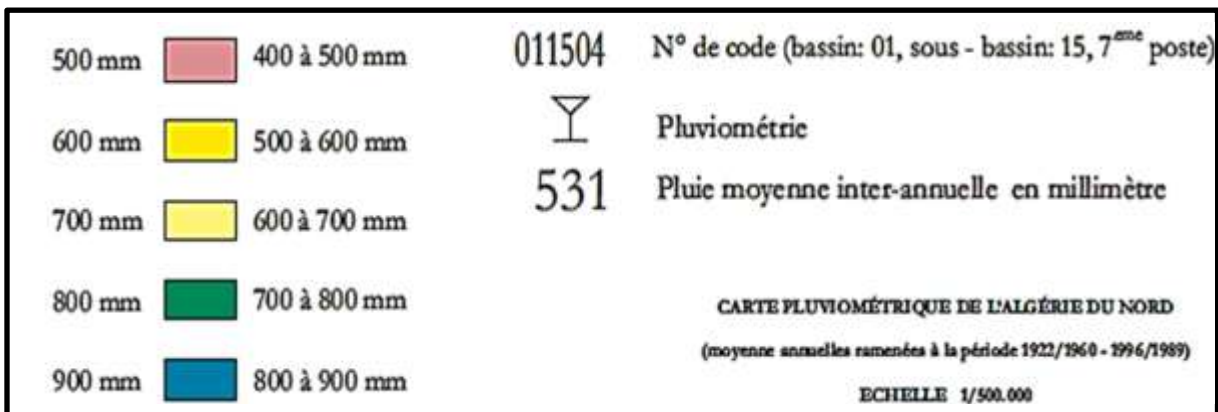
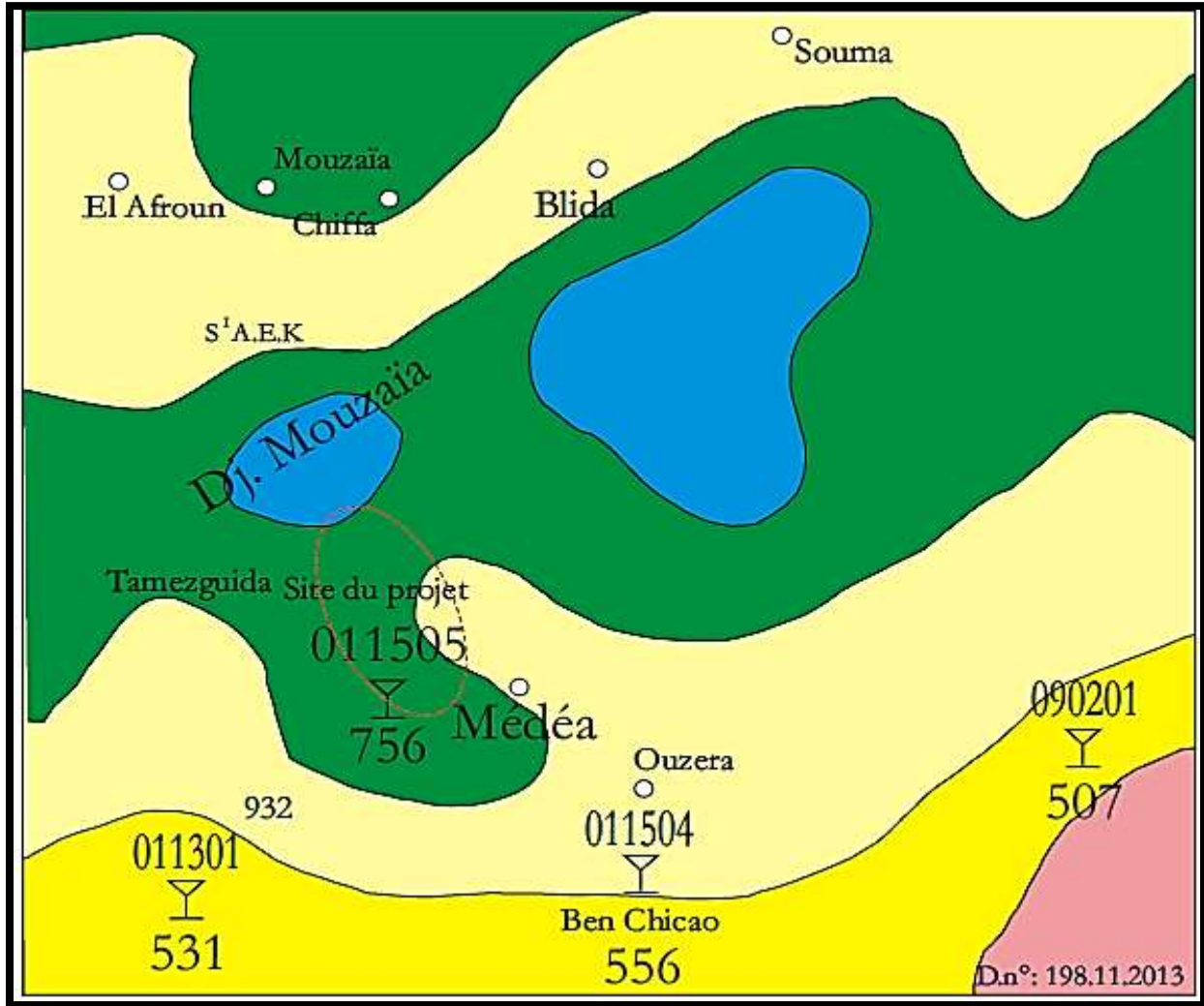
ANNEXE 01 : RAPPORT GEOTECHNIQUE  
PARTIE 01 : LA LITHOLOGIE DU SITE



colonne lithologique

ANNEXE 01 : RAPPORT GEOTECHNIQUE

**PARTIE 02 : EXTRAIT DE LA CARTE PLUVIOMETRIQUE DE L'ALGERIE DU NORD**



Extrait de la carte pluviométrique de l'algerie du nord

### ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

#### Partie 01 : Méthodologie du calcul longitudinal

##### ➤ Charges fixes

##### ✓ Moment

Le moment fléchissant pour une charge  $Q$  uniformément répartie est donné par la relation suivante

$$M(Lx) = \frac{QLx}{2} - \frac{QLx^2}{2}$$

Le moment est maximal pour une travée isostatique en mi- travée, mais on s'intéresse aussi de la valeur du moment au quart de ma la travée on aura alors :

$$M(L/2) = \frac{QL^2}{2}$$
$$M(L/4) = \frac{3QL^2}{32}$$

##### ✓ Effort tranchant

Sous un chargement uniformément réparti  $Q$ , l'expression de l'effort tranchant est donnée comme suit :

$$M(Lx) = \frac{QLx}{2} - QLx$$

Cette valeur est maximale pour  $x=0$ , mais on s'intéresse aussi de la valeur de l'effort tranchant au quart de ma la travée on aura alors :

$$T(0) = \frac{QL}{2}$$
$$T(L/4) = \frac{QL}{4}$$

##### ➤ Charge mobile

Pour ce type de chargement on utilise le théorème du BARRE :

##### ✓ Moment

« Le moment fléchissant du au charge mobile au droit de la charge **Pi** c'est le maximum lorsque cette charge (essieu le plus lourd)  $P_i$  et la résultant  $R$  de tous les charges sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre ».

##### ✓ Effort tranchant

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

### Partie 02 : (Application sur le projet) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant longitudinaux

➤ Poids propre

$G=1026.25 \text{ t}$  ;  $g=30.726\text{t/ml}$

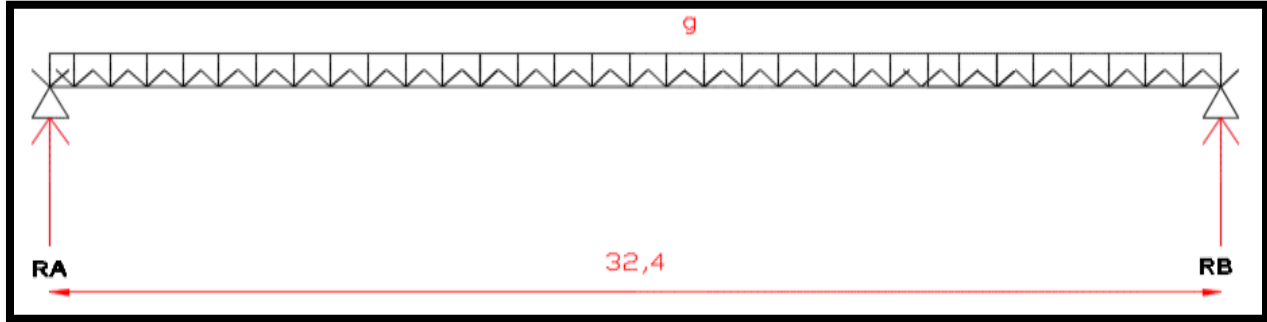


Schéma statique G

$$T(x=0) = RA = RB = \frac{G}{2} = \frac{1026.25}{2} ; T(x=0) \Rightarrow 513.125\text{t}$$

$$T(x=\frac{1}{4}) = \frac{G}{4} = \frac{1026.25}{4} ; T(x=\frac{1}{4}) \Rightarrow 256.563 \text{ t}$$

$$M(x=\frac{1}{2}) = \frac{gl^2}{8} = \frac{30.726 \cdot 33.4^2}{8} ; M(x=\frac{1}{2}) \Rightarrow 4284.587 \text{ t.m}$$

$$M(x=\frac{1}{4}) = \frac{gl}{2} \left(\frac{1}{4}\right) - \frac{g(l/4)^2}{2} = \frac{3}{4} \left(\frac{gl^2}{8}\right) = \frac{3}{4} \left(\frac{30.726 \cdot 33.4^2}{8}\right) ; M(x=\frac{1}{4}) \Rightarrow 3213.440 \text{ t.m}$$

Efforts dus aux charges permanentes

Désignation	x=0.5 L		x=0.25 L		x=0.0 L		x=0.25 L	
	M totale (t.m)	M/poutre (t.m)	M totale (t.m)	M/poutre (t.m)	T total (t)	T/poutre (t)	T total (t)	T/poutre (t)
<b>Poids Propre</b>	4284.587	389.508	3213.440	292.131	513.125	46.647	256.563	23.324

➤ Système de charge A(l)

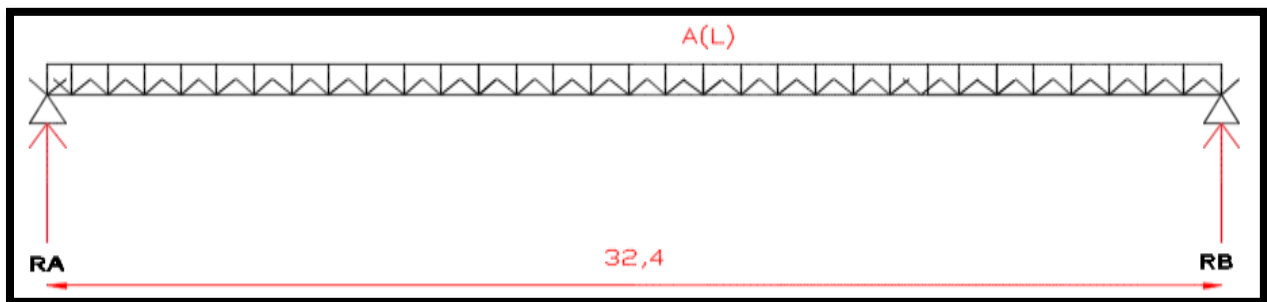


Schéma statique A(l)

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

Pour une voie chargée

✓ L'effort tranchant

$$A(1L) = 3.64t/m$$

$$RA = RB = A(1L) \times \frac{1}{2}$$

$$\Rightarrow T(x = 0) = RA = RB = 60.788t$$

$$T(x = L/4) = \frac{A(1L) \times L}{4}$$

$$\Rightarrow T(x = L/4) = 30.394t$$

✓ Le moment fléchissant

$$M(x = 0) = \frac{A(1L) \times L^2}{8}$$

$$\Rightarrow M(x = 0) = 507.580 \text{ t.m}$$

$$M(x = L/4) = \frac{3}{4} \left( \frac{A(1L) \times L^2}{8} \right)$$

$$\Rightarrow M(x = L/4) = 380.685 \text{ t.m}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérées:

Valeurs de T et M dues à A(l)

Nombre des voies chargées	X=0 L		X=0.25 L		X=0.5 L		X=0.25 L	
	Tmax	T <sub>0</sub> max	T(l/4)	T <sub>0</sub> (l/4)	Mmax	Mmax	M(l/4)	M(l/4)
1 voie	60.788	5.526	30.394	2.763	507.58	46.143	380.685	34.607
2 voie	121.734	11.067	60.872	5.533	1016.554	92.414	762.416	69.310
3 voie	164.328	14.939	82.164	7.469	1372.139	124.739	1029.1041	93.554
4 voie	204.241	18.567	102.121	9.283	1705.412	155.037	1279.059	116.278

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

### ➤ Système de charge B

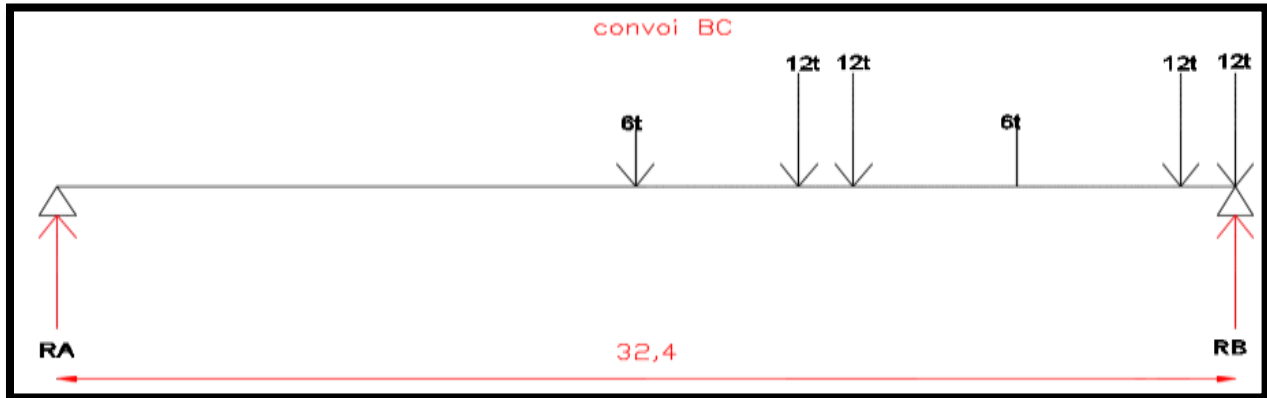


Schéma statique Bc (T)

#### ✓ L'effort tranchant

a) X=0

$$\sum M/A = 0 \implies RB \times 32.4 = 12(32.4 + 30.9 + 21.9 + 20.4) + 6(26.4 + 15.9)$$

$$RB = 46.944t$$

$$RA = 60 - RB = 13.056$$

L'effort tranchant max est à x=0 :  $\implies T(x=0) = RB - 12 = 34.944t$

a) X=L/4

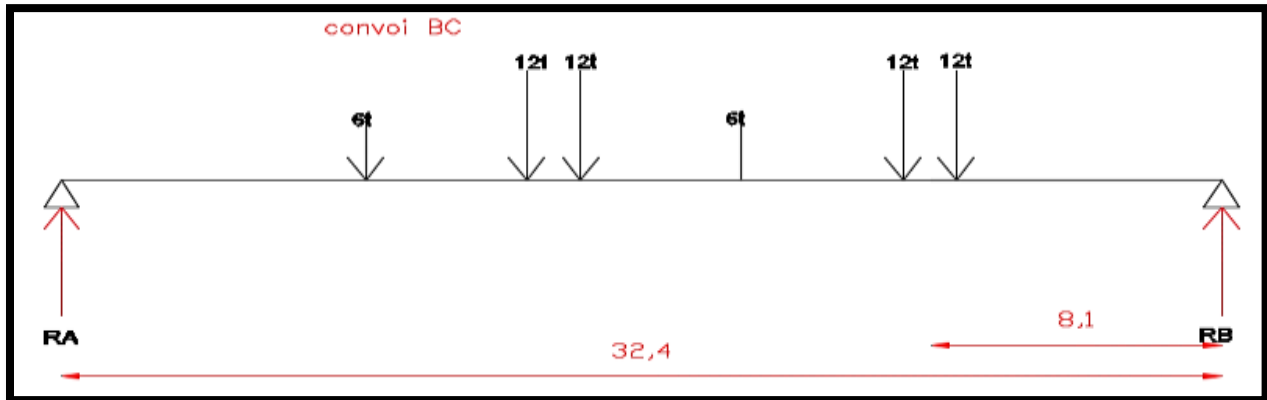


Schéma statique Bc (T=L/4)

$$\sum M/A = 0 \implies RB \times 32.4 = 12(24.3 + 22.8 + 13.8 + 12.3) + 6(7.8 + 18.3)$$

$$\implies T(L/4) = RB = 31.944t$$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

### ✓ Moment fléchissant

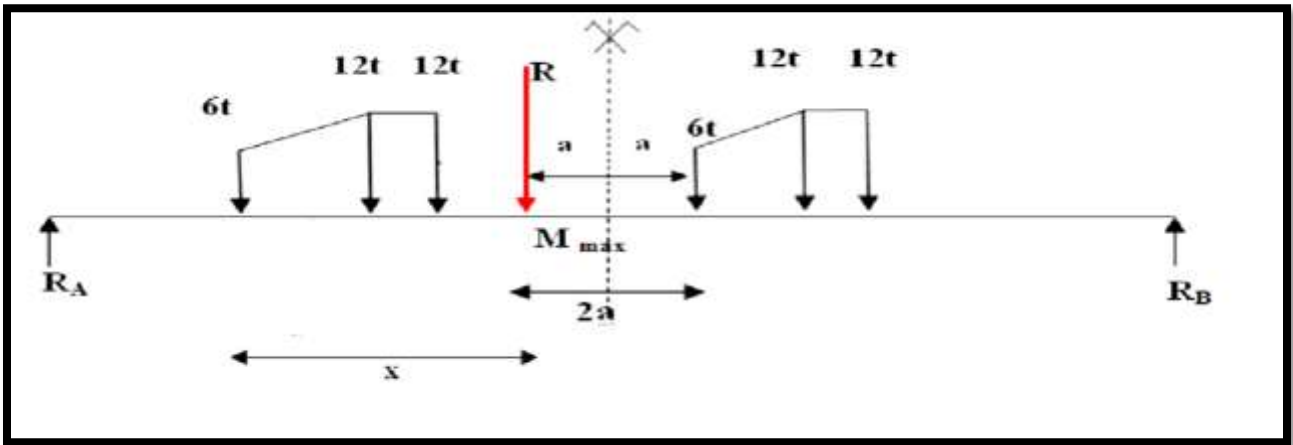
#### (Théorème de BARREE)

Le moment fléchissant est maximal dans une poutre au passage d'un convoi, se produit au droit d'un essieu. Tel que cet essieu soit symétrique à la résultante des forces engagées sur la poutre par rapport au milieu.

**1<sup>er</sup> cas:** la résultante R se trouve à **gauche** de l'axe médian ; le moment maximal est obtenu au droit de l'essieu de 6 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre

**2<sup>ème</sup> cas:** la résultante R se trouve à **droite** de l'axe médian, le moment maximal est obtenu au droit de l'essieu de 12 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre

**Moment fléchissant ( $X=L/2$ ) 1<sup>er</sup> cas:**



Disposition de la charge Bc 1<sup>er</sup> cas

La position de la résultante R du convoi :

$$\sum (P_i \times d_i) = X_r \times \sum P_i = X_r \times R$$

$$\Rightarrow X_r \times R = 12(4.5 + 6 + 15 + 16.5) + 6(10.5)$$

$$X_r \times R = 567 \text{ t.m}; R = \sum P_i = 60 \text{ t}$$

$$\Rightarrow X_r = 9.45 \text{ m}$$

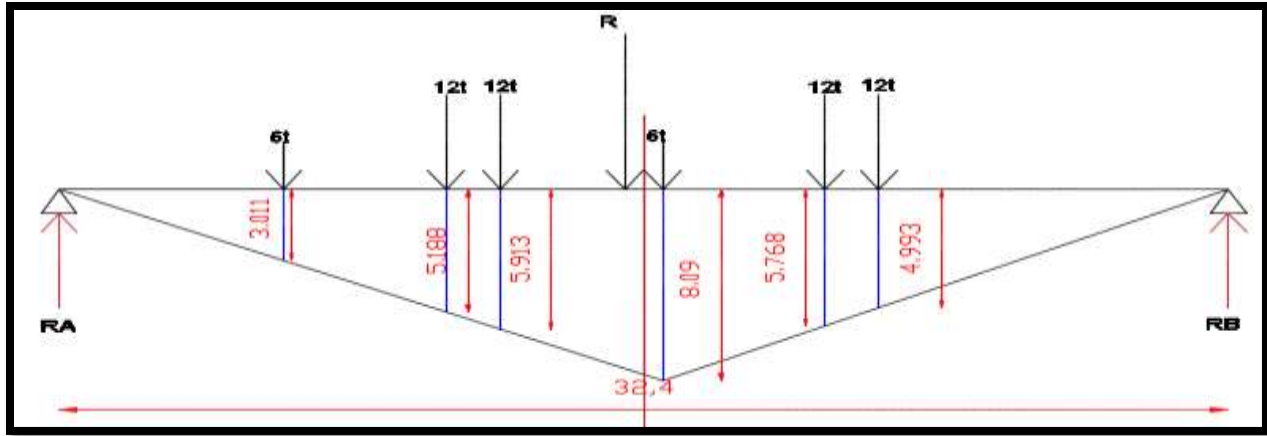
$$2a = 10.5 - X_r = 1.05 \text{ m}$$

$$a = 0.525 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_0 = \frac{X_0(L - X_0)}{L} = \frac{16.725(32.4 - 16.725)}{32.4}$$

$$\Rightarrow Y_0 = 8.091 \text{ m}$$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

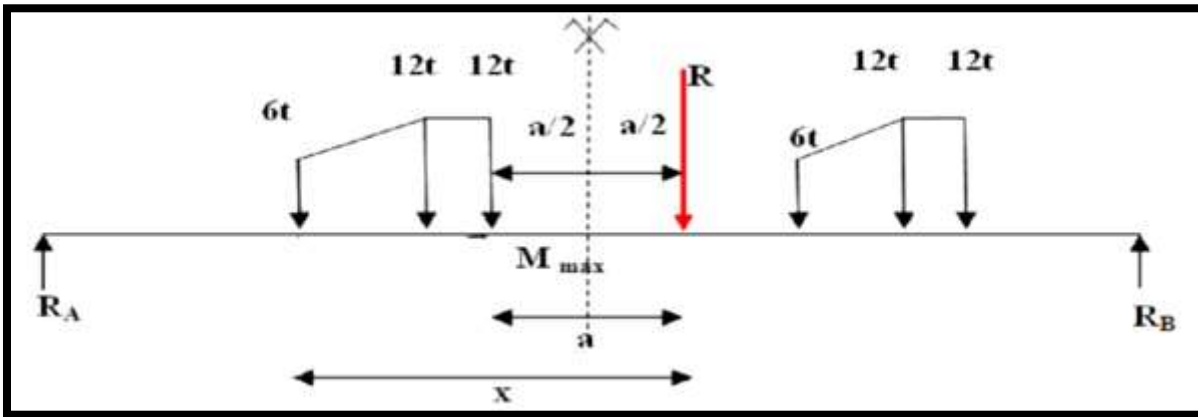


Ligne d'influence 1<sup>er</sup> cas  $M(x=0)$

Y0	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
8.091	3.011	5.188	5.913	5.768	4.993

$$M = \sum P_i Y_i = 12(5.188 + 5.913 + 5.768 + 4.993) + 6(3.011 + 4.993)$$

2<sup>ème</sup> cas :  $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow M(X = \frac{L}{2}) = 328.956 \text{ t.m}$



Disposition de la charge Bc 2<sup>ème</sup> cas

La position de la résultante R du convoi :

$$\sum (P_i \times d_i) = X_r \times \sum P_i = X_r \times R$$

$$\Rightarrow \Rightarrow X_r \times R = 12(4.5 + 6 + 15 + 16.5) + 6(10.5)$$

$$X_r \times R = 567 \text{ t.m}; R = \sum P_i = 60 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \Rightarrow X_r = 9.45 \text{ m}$$

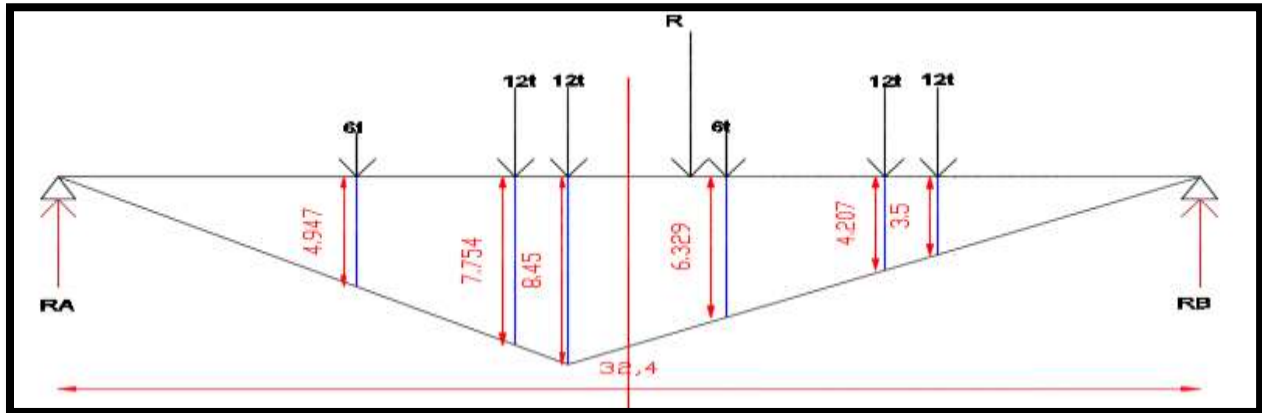
## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

$$2a = X_r - 6 = 3.45\text{m}$$

$$a = 1.726\text{ m}$$

$$Y_0 = \frac{X_0(L - X_0)}{L} = \frac{14.475(32.4 - 14.475)}{32.4}$$

$$Y_0 = 8.45\text{ m}$$



Linge d'influence 2<sup>ème</sup> cas  $M(x=0)$

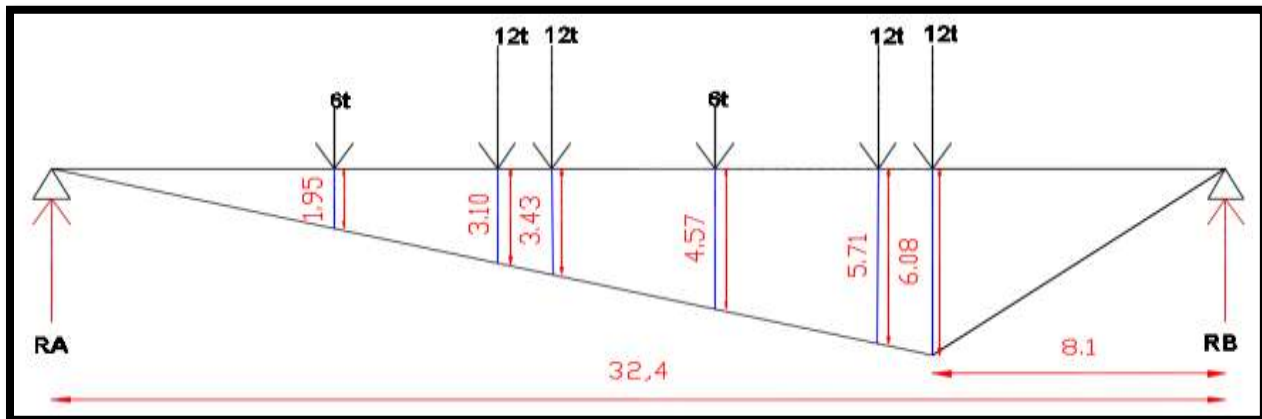
Y0	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
8.45	4.947	7.547	6.329	4.207	3.500

$$M = \sum P_i Y_i = 12(7.547 + 8.45 + 4.207 + 3.5) + 6(4.947 + 6.329)$$

$$\Rightarrow M\left(X = \frac{L}{2}\right) = 352.104\text{ t.m}$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le 2ème cas.

**Moment fléchissant:** ( $x = L/4$ ) 1<sup>er</sup> cas:



Linge d'influence 1<sup>ère</sup> cas  $M(x=L/4)$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

$$Y_0 = \frac{L/4 \times (L-L/4)}{L} = \frac{8.1(32.4-8.1)}{32.4}$$

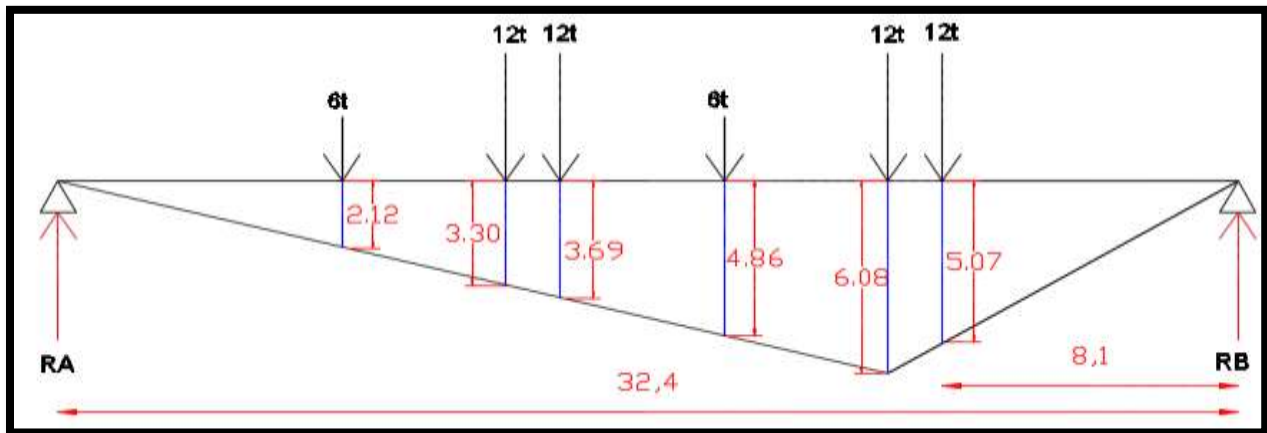
$$Y_0 = 6.08$$

Y0	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
6.08	5.71	4.57	3.43	3.10	1.95

$$M = \sum P_i Y_i = 12(6.08 + 5.71 + 3.43 + 3.10) + 6(4.57 + 1.95)$$

$$\Rightarrow M\left(X = \frac{L}{4}\right) = 258.96 \text{ t.m}$$

2<sup>ème</sup> Cas



Ligne d'influence 2<sup>ème</sup> cas  $M(x=L/4)$

Y0	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
5.07	6.08	4.86	3.69	3.30	2.12

$$M = \sum P_i Y_i = 12(5.07 + 6.08 + 3.69 + 3.30) + 6(4.86 + 12.12)$$

$$\Rightarrow M\left(X = \frac{L}{4}\right) = 272.28 \text{ t.m}$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le 2<sup>ème</sup> cas.

$$T_{Bc} = T(x = x_i) \times bc \times \delta bc \times n$$

$$M_{Bc} = M(x = x_i) \times bc \times \delta bc \times n$$

Avec :

- { n = nbre de filles chargée
- { bc: ceofficient de ponderation
- {  $\delta bc$ : ceofficient de majoration dynamique pour Bc

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

Valeurs de T et M pour Bc

Nombre des files	X=0 L		X=0.25 L		X=0.5L		X=0.25L	
	Tmax	T <sub>0</sub> max	T(1/4)	T <sub>0</sub> (1/4)	Mmax	M <sub>0</sub> max	M(1/4)	M <sub>0</sub> (1/4)
1 file	44.616	4.060	40.786	3.708	449.566	40.870	347.647	31.604
2 files	82.412	7.492	75.337	6.849	830.402	75.491	642.145	58.377
3 files	107.458	9.769	98.233	8.930	1082.773	98.434	837.302	76.118
4 files	120.99	10.999	110.603	10.055	1219.125	110.830	942.742	85.704

➤ **Système de charge Bt**

✓ **L'effort tranchant (x=0)**



Schéma statique Bt T (X=0)

$$\sum M/A = 0 \implies RB \times 32.4 = 16(31.05 + 32.4)$$

$$T(0L) = RB = 31.333t$$

✓ **L'effort tranchant (x=L/4)**



Schéma statique Bt T (X=L/4)

$$\sum M/B = 0 \implies RA \times 32.4 = 16(8.1 + 9.45) \implies RA = 8.66t$$

$$T(X = L/4) = RB = 32.4 - 8.66 = 23.74t$$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

✓ **Moment fléchissant :(x=L/2)**

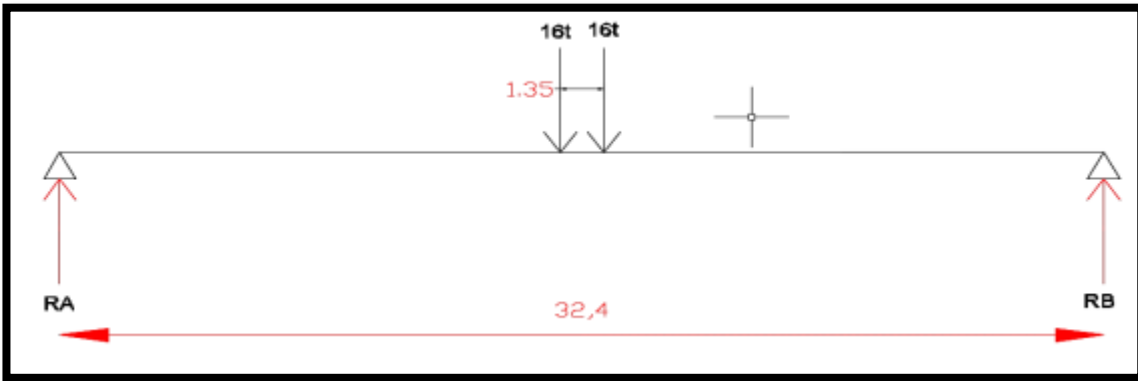


Schéma statique Bt M (X=L/2)

$$M(X = L/2) = \frac{RA = RB = 16t}{2} \times 32,4 - 16 \times 0,675 = 248,4 \text{ t.m}$$

✓ **Moment fléchissant :(x=L/4)**



Schéma statique Bt M (X=L/4)

$$Y_0 = \frac{L/4 \times (L - L/4)}{L} = \frac{8,1(32,4 - 8,1)}{32,4}; Y_0 = 6,08$$

Y1	Y2
6,23	6,63

$$M(X = L/4) = 16 \times (6,23 + 6,63) = 205,76 \text{ t.m}$$

$$T = T(x = x_i) \times bt \times \delta bt \times n \quad M = M(x = x_i) \times bt \times \delta bt \times n$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} n = \text{nbre de tandam} \\ bt: \text{coefficient de pondération} \\ \delta bt: \text{coefficient de majoration dynamique pour Bt} \end{array} \right.$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

Valeurs de T et M pour Bt

BT	X=0 L		X=0.25 L		X=0.5 L		X=0.25 L	
	Tmax	T <sub>0</sub> max	T(l/4)	T <sub>0</sub> (l/4)	Mmax	M <sub>0</sub> max	M(l/4)	M <sub>0</sub> (l/4)
<b>1 tandem</b>	39.818	3.62	30.169	2.743	315.667	28.697	260.793	23.708
<b>2 tandem</b>	87.08	7.916	60.906	5.537	634.91	57.719	525.923	47.811

Valeurs de T et M pour Bt

- **Système de charge Br**
- ✓ **L'effort tranchant (x=0)**



Schéma statique Bt T (X=0)

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \implies RB \times 32.4 = 10 \times 32.4; \implies RB = 10t$$

$$T(X = 0) = RB = 10t$$

- ✓ **L'effort tranchant (x=L/4)**

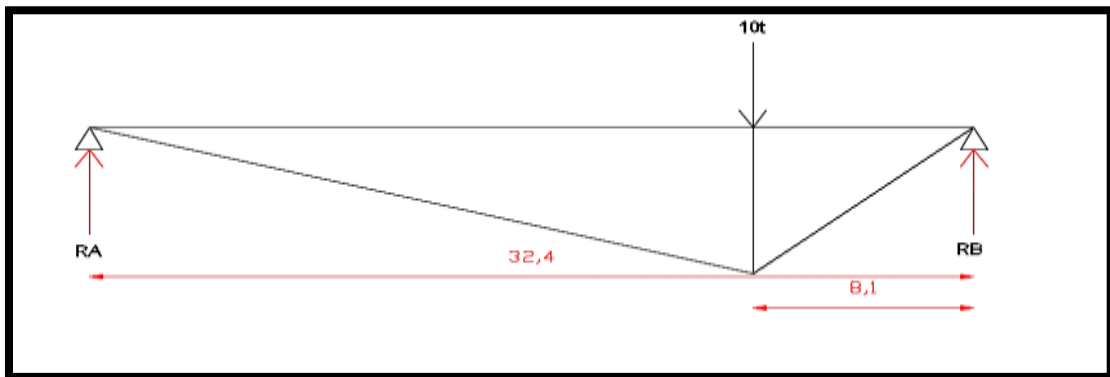


Schéma statique Bt T (X=L/4)

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \implies RB \times 32.4 = 10 \times 24.3 \implies RB = 7.50t$$

$$T(X = 0) = RB = 7.50t$$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

✓ **Moment fléchissant (X=L/2)**

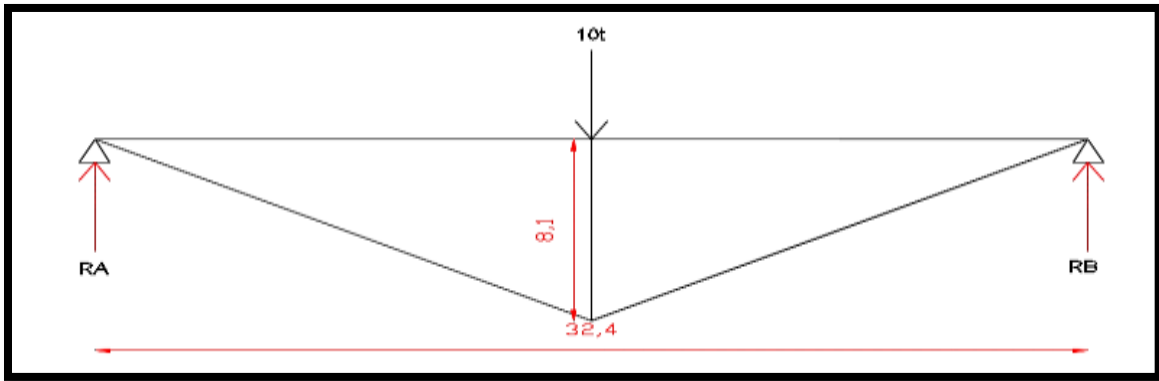


Schéma statique Bt M (X=L/2)

$$M(X = L/2) = 10 \times 8.1 = 81t$$

✓ **Moment fléchissant (X=L/4)**

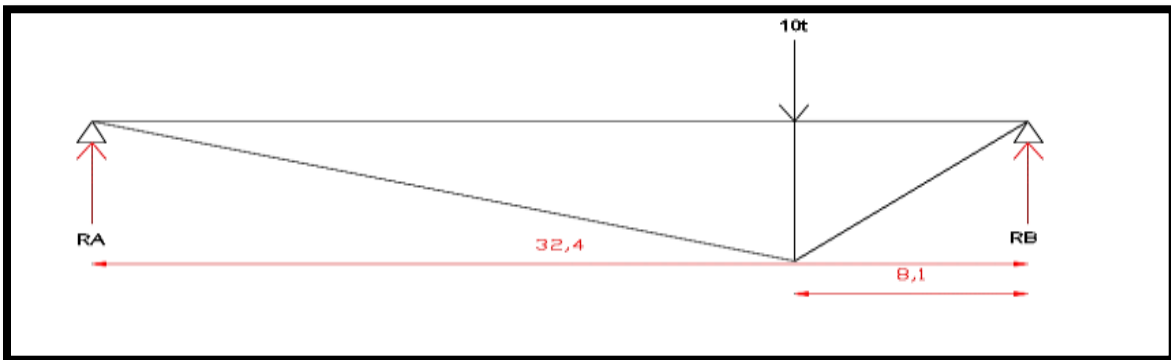


Schéma statique Bt M (X=L/4)

$$R_B = 7.5t$$

$$M(X = L/4) = R_B \times 8.1 = 60.75t$$

$$M_{Br} = M(X = X_i) \times \delta_{Br}$$

$$T_{Br} = T(X = X_i) \times \delta_{Br}$$

Avec  $\delta_{Br}$  : coefficient de majoration dynamique pour Br

Figure V. 1 Valeurs de T et M pour Br

BR	X=0 L		X=0.25 L		X=0.5 L		X=0.25 L	
	Tmax	T <sub>0</sub> max	T(1/4)	T <sub>0</sub> (1/4)	Mmax	M <sub>0</sub> max	M(1/4)	M <sub>0</sub> (1/4)
	10,55	0.959	7.91	0.719	85.455	7.769	64.09	5.628

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

- Convoi Mc120
- ✓ L'effort tranchant (X=0)

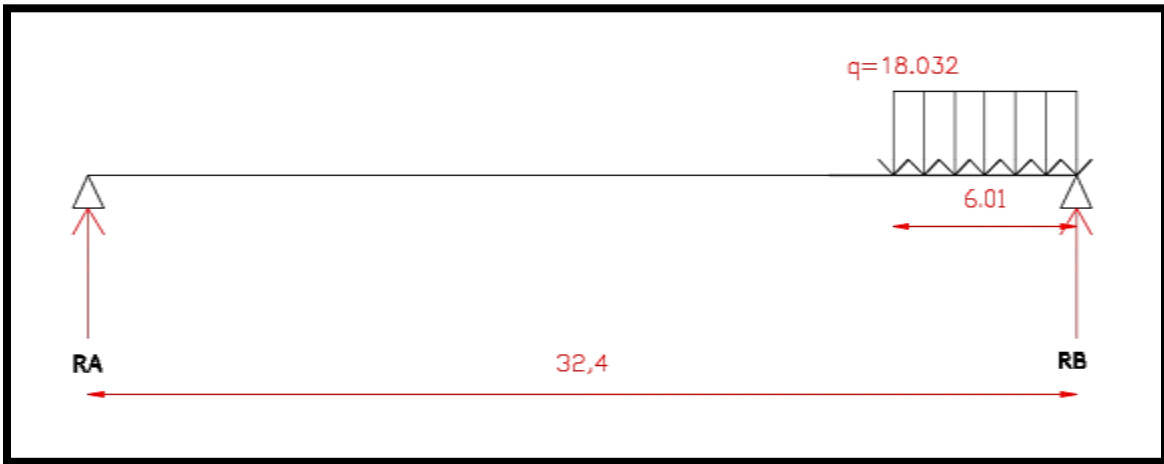


Schéma statique Mc120 T(X=0)

$$\sum M/A = 0 \implies RB \times 32.4 = 110 \times 29.35; \implies RB = 99.645t$$

$$T(X = 0) = RB = 99.645t$$

- ✓ L'effort tranchant:(X=L/4)

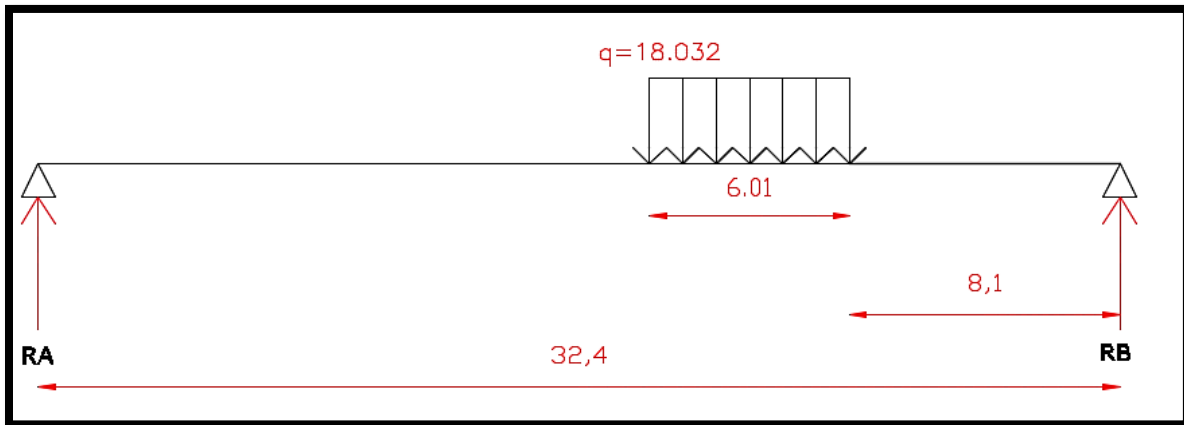


Schéma statique Mc120 T(X=L/4)

$$\sum M/B = 0 \implies RA \times 32.4 = 18.032 \times 6.01 \times 11.105 \implies RA = 37.70t$$

$$RB = 110 - RA = 72.3t$$

$$T(X = L/4) = RB = 72.3t$$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

### ✓ Moment fléchissant (X=L/2)

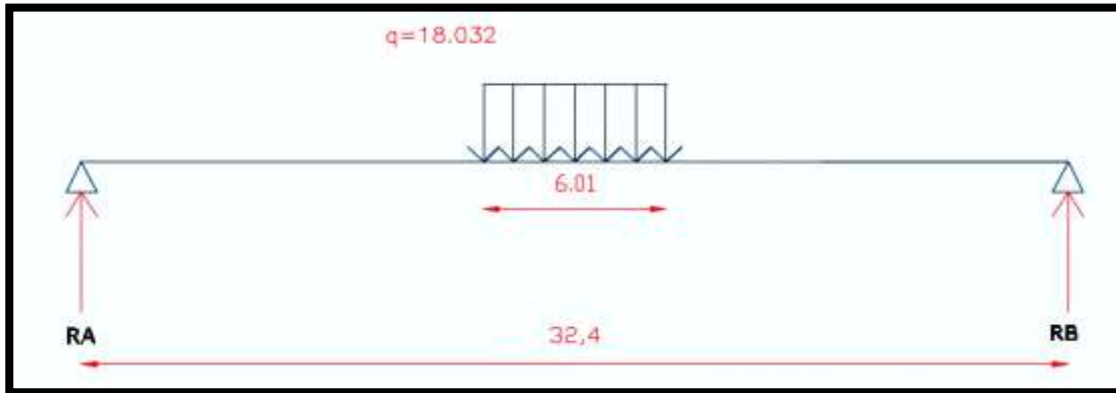


Schéma statique Mc120 M(X=L/2)

$$R_A = R_B = 55t$$

$$M(X = L/2) = 55 \times \frac{32.4}{2} - 18.032 \times \frac{3.05^2}{2} = 807.129 \text{ t.m}$$

### ✓ Moment fléchissant (X=L/4)

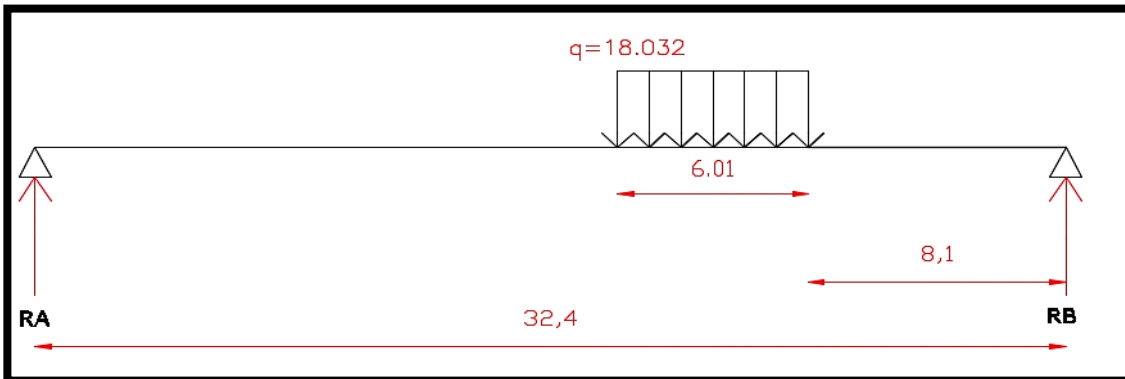


Schéma statique Mc120 M(X=L/2)

$$\sum M/A = 0 \implies RB \times 32.4 = 18.032 \times 6.01 \times 21.295 \implies RB = 72.3t$$

$$M(X = L/4) = RB \times 8.1 = 585.63 \text{ t.m}$$

$$M_{Mc120} = M(X = X_i) \times \delta_{Mc120}$$

$$T_{Mc120} = T(X = X_i) \times \delta_{Mc120}$$

Avec  $\delta_{Mc120}$  : coefficient de majoration dynamique pour Mc120

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

Valeurs de T et M pour Mc120

MC120	X=0 L		X=0.2 L		X=0.5 L		X=0.25 L	
	Tmax	T <sub>0</sub> max	T(l/4)	T <sub>0</sub> (l/4)	Mmax	M <sub>0</sub> max	M(l/4)	M <sub>0</sub> (l/4)
	106.620	9.693	77.36	7.032	863.627	78.512	626.624	56.966

➤ **Convoi D240**

✓ **L'effort tranchant (X=0)**

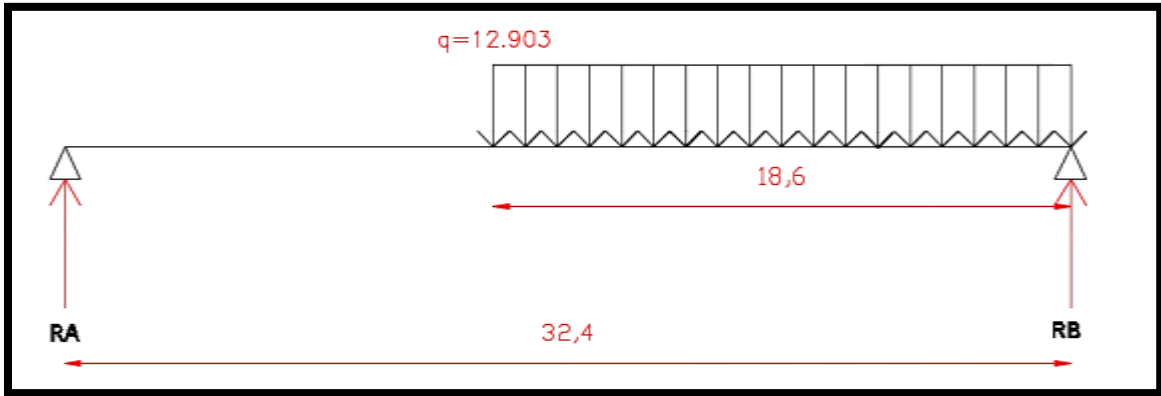


Schéma statique D240 T(X=0)

$$\sum M/A = 0 \implies RB \times 32.4 = 240 \times 23.1 \implies RB = 171.111t$$

$$T(X = 0) = RB = 171.111 t$$

✓ **L'effort tranchant (X=L/4)**

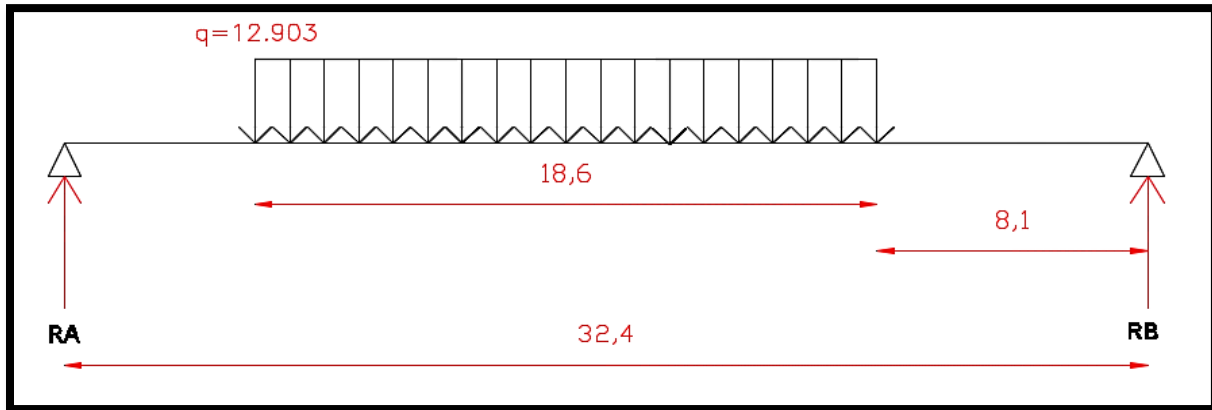


Schéma statique D240 T(X=L/4)

$$\sum M/B = 0 \implies RA \times 32.4 = 240 \times 17.4 \implies RA = 128.888t$$

$$T(X = L/4) = RB = 240 - 128.888 = 111.111 t$$

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

✓ **Moment fléchissant (X=L/2)**

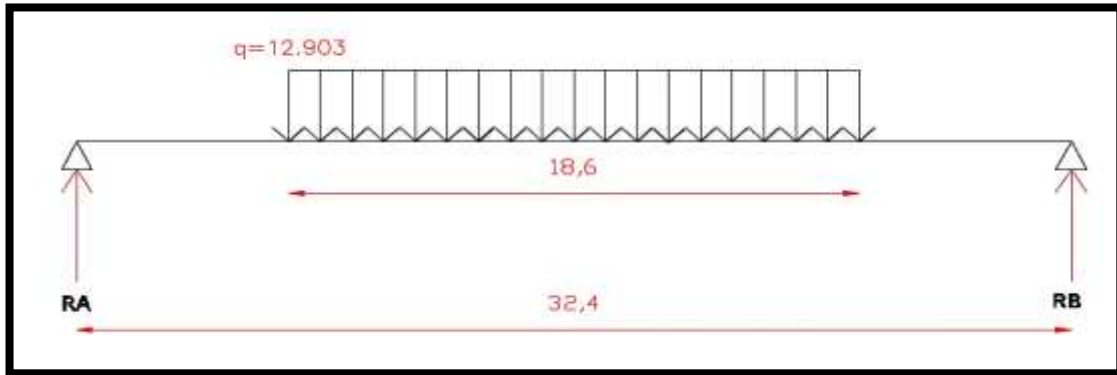


Schéma statique D240 M(X=L/4)

$$R_B = R_A = 120t$$

$$M(X = L/2) = 120 \times \frac{32.4}{2} - 12.903 \times \frac{9.3^2}{2} = 1386.01 \text{ t.m}$$

✓ **Moment fléchissant (X=L/4)**

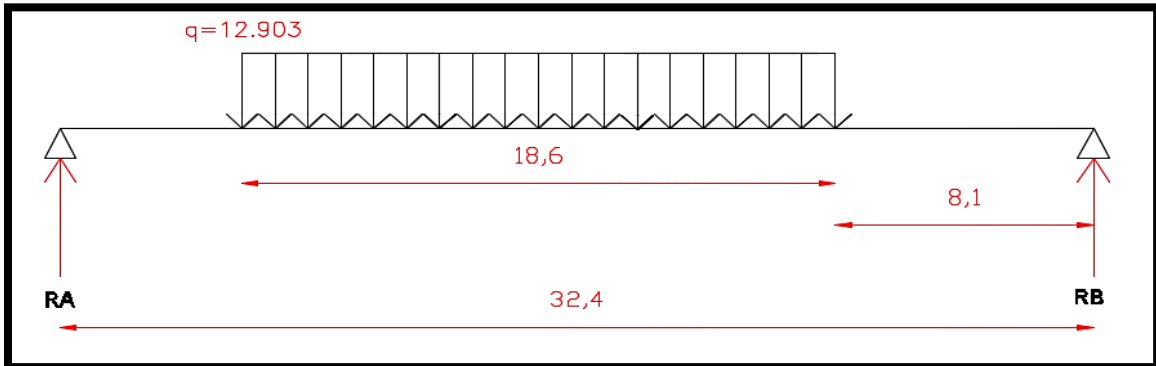


Schéma statique D240 M(X=L/4)

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 32.4 = 12.903 \times 18.6 \times 15 \implies R_B = 111.111t$$

$$M(X = L/4) = R_B \times \frac{L}{4} = 899.999t.m$$

Figure V. 2 Valeurs de T et M pour D240

D240	X=0 L		X=0.25 L		X=0.5 L		X=0.25 L	
	Tmax	T <sub>0</sub> max	T(l/4)	T <sub>0</sub> (l/4)	Mmax	M <sub>0</sub> max	M(l/4)	M <sub>0</sub> (l/4)
	171.111	15.555	111.111	10.101	1386.01	126	899.999	81.727

## ANNEXE 02 : REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

### ➤ Surcharge sur le trottoir

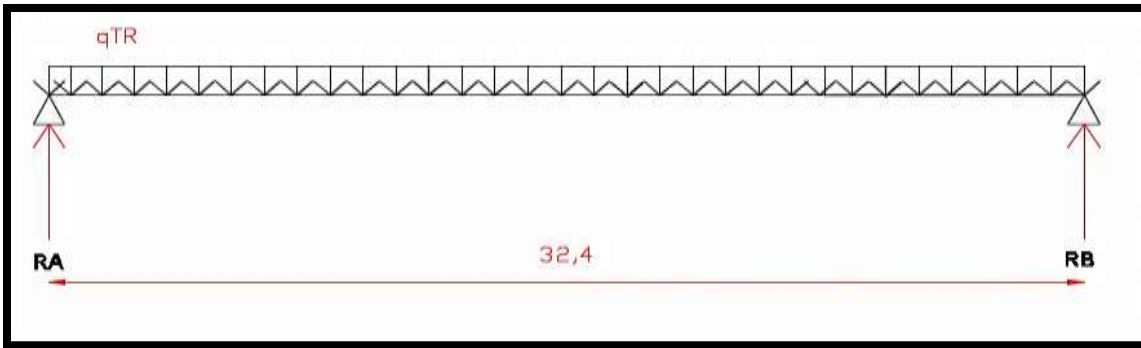


Schéma statique Q (Tr)

#### ✓ L'effort tranchant (X=0)

1 seul Tretoire  $\Rightarrow T(1tr) = RB = RA = q(tr) \times \frac{L}{2} = 0.075 \times \frac{32.4}{2} = 1.215t$

02 Tretoires  $\Rightarrow T(02tr) = 1.215 \times 2 = 2.43t$

#### ✓ L'effort tranchant (X=L/4)

1 seul Tretoire  $\Rightarrow T(1tr) = RB = RA = q(tr) \times \frac{L}{4} = 0.075 \times \frac{32.4}{4} = 0.608t$

02 Tretoires  $\Rightarrow T(02tr) = 0.608 \times 2 = 1.216t$

#### ✓ Moment fléchissant (X=L/2)

1 seul Tretoire  $\Rightarrow M(1tr) = q(tr) \times \frac{L^2}{8} = 0.075 \times \frac{32.4^2}{8} = 9.842t.m$

02 Tretoires  $\Rightarrow T(02tr) = 9.842 \times 2 = 19.684t.m$

#### ✓ Moment fléchissant (X=L/4)

1 seul Tretoire  $\Rightarrow M(1tr) = \frac{3 \times q(tr) \times L^2}{32} = \frac{3 \times 0.075 \times 32.4^2}{32} = 7.381t.m$

02 Tretoires  $\Rightarrow T(02tr) = 7.38 \times 2 = 14.76t.m$

Valeurs de T et M pour D240

Tretoires	X=0 L		X=0.25 L		X=0.5 L		X=0.25 L	
	Tmax	T <sub>0</sub> max	T(l/4)	T <sub>0</sub> (l/4)	Mmax	M <sub>0</sub> max	M(l/4)	M <sub>0</sub> (l/4)
1Tretoire	1.215	0.110	0.608	0.055	9.842	0.895	7.381	0.671
02 Tretoires	2.43	0.221	1.216	0.111	19.684	1.789	14.76	1.342

## ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

#### Partie 01 : calcul des paramètres de la méthode de Guyon-Massonnet

##### La largeur active(B)

Le pont est constitué de 11 poutres (n =11), espacées de  $b_0 = 1.4m$  (entre-axe des poutres) .Donc la largeur active du pont sera :  $B=2b = 11*1.4=15.40m$

$$b = 7.7 m$$

##### Position active des poutres

-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
-7.7	-5.775	- 3.85	-1.925	0	1.925	3.85	5.775	7.7

poutres	P6	P5	P4	P3	P2	P1	P2	P3	P4	P5	P6
<b>Position réelle</b>	-7	-5.6	-4.2	-2.8	-1.4	0	1.4	2.8	4.2	5.6	7
<b>Position active</b>	0.91b	0.72b	- 0.55b	-0.36b	0.18b	0	0.18b	0.36b	0.55b	0.72b	0.91b

Positions actives des poutres

##### Calcul des paramètres $\alpha$ et $\theta$

##### \*Calcul Paramètre d'entretoisement $\theta$

Il caractérise la souplesse de l'entretoise, il est donné par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Rigidité flexionnelle unitaire de la poutre

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_1}$$

Les poutres ont des sections variables à l'about et au milieu, donc le calcul d'inertie se fera à partir de la formule suivante :

$$I_p = I_0 + 8 (IM - I_0) / 3\pi$$

### ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

$$\begin{cases} I_0 = 32424204.8682 \text{ cm}^4. \\ I_M = 26761250.4543 \text{ cm}^4. \end{cases}$$

$$I_p = 31823041.9793 \text{ cm}^4.$$

$$\rho_p = 227307.4428 \text{ E}$$

Rigidité flexionnelle de la dalle :



$$\rho_E = \frac{EI_D}{L_1}$$

$L_1$  : distance entre-axe des entretoises.

$$L_1 = 100 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la dalle :

$$I_G = \frac{Ld^3}{12} = \frac{100 \times (25)^3}{12}$$

$$I_G = 130208.333 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = 1302.083 \text{ E}$$

$$\theta = \frac{7.7}{32.4} \sqrt[4]{\frac{227307.4428 \text{ E}}{1302.0833 \text{ E}}}$$

$$\theta = 0.86$$

**\*Paramètre de torsion**

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{\sqrt[2]{\rho_P * \rho_E}}$$

Notre pont ne comporte pas d'entretoises intermédiaires, c'est la dalle (l'hourdis) qui joue le rôle d'entretoise donc :

La Rigidité torssionelle de la poutre

$$\gamma_P = \frac{C_p}{b_1}$$

### ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

$C_p$  : la rigidité torsionnelle par unité de longueur

$$C_p = \frac{G}{3} \left[ \sum b_i h_i + \frac{b h^3}{2} \right]$$

$G$  : module de déformation transversale du béton.

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

$$G = 0.41667 E$$

$b_1$  : distance entre-axe des poutres

$E$  : module de déformation longitudinal du béton.

$\nu$  : coefficient de poisson égal à 0.2

#### Détermination de la Section équivalente

Pour simplifier le calcul des rigidités, on modifie légèrement la géométrie de la poutre en gardant la section et l'inertie constante.

-Section de la table de compression  $S_1$  à mi- travée :

$$S_1 = 1875 \text{ cm}^2$$

Largeur de la table : 140 cm

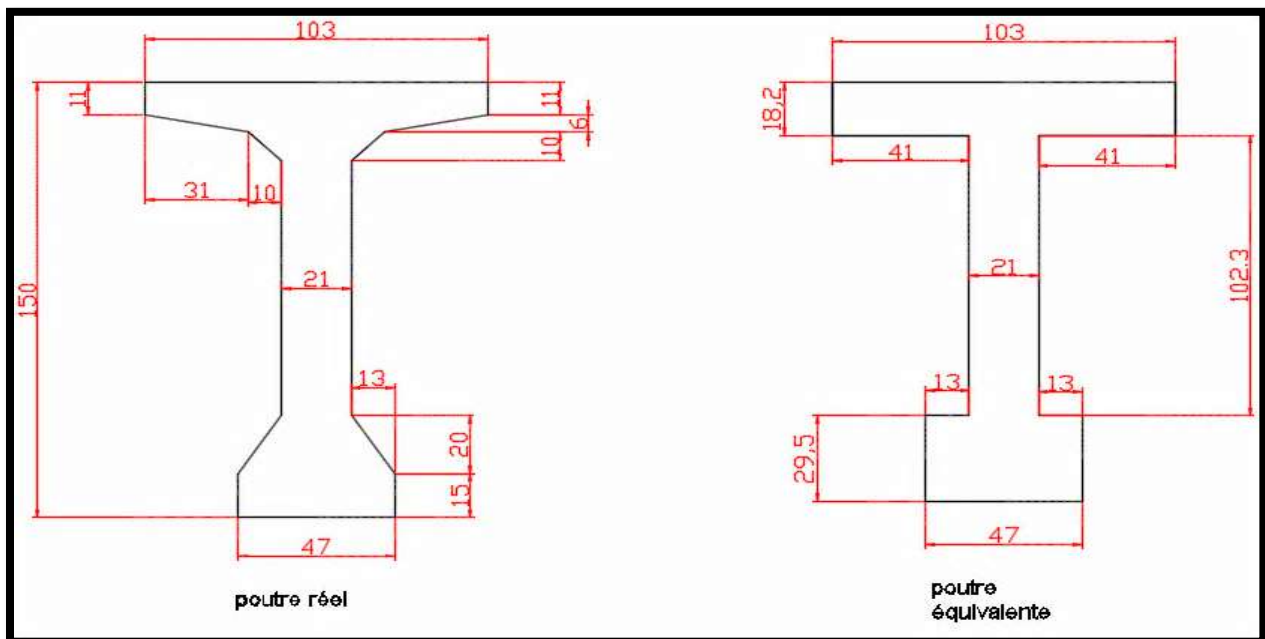
$$h_1 = S_1 / 140 = 18.20 \text{ cm}$$

- Section du Talon  $S_2$

$$S_2 = 1385 \text{ cm}^2$$

Largeur du talon : 47 cm

$$h_2 = S_2 / 47 = 29.50 \text{ cm}$$



La section équivalente

### ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Donc :

$$C_p = \frac{0.41667 E}{3} \left[ 47 \times 29.5^3 + 103 \times 18.2^3 + 102.3 \times 21^3 + \frac{140 \times 25^3}{2} \right]$$

$$C_p = 537322.969 E$$

Donc la rigidité torsionnelle unitaire de la poutre dans le sens transversal est :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{537322.969}{140} E$$

$$\gamma_p = 3838.021 E$$

Rigidité torsionnelle unitaire de la dalle :

$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{CD}{L_1}$$

$C_D$  : la rigidité torsionnelle par unité de longueur.

La rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur :

$$C_E = C_D = 2GI_D$$

$$2GI_E = 2 \times 0.41667 \times 130208.333$$

$$C_E = 108507.81 E$$

$$\gamma_E = 1085.078 E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = \frac{3838.021 E + 1085.078 E}{2 \times \sqrt{1302.083 E \times 227307.4428 E}}$$

Or

$$\alpha = 0.143$$

## ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### Partie 02 : Répartition transversale du moment fléchissant

#### Coefficients de répartition transversale K

$$K=f(y, e, \alpha, \theta)$$

Ils dépendent :

- ✓ Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  ;
- ✓ Du paramètre de torsion  $\alpha$  ;
- ✓ De l'excentricité relative (e/b) de la charge
- ✓ De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment;
- ✓ La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée)

Les valeurs de K pour  $\alpha =0$  et  $\alpha =1$ , dans le cas de  $\theta$  entre 0 et 2, sont consignées dans les tableaux de Massonnet.

Pour le calcul rigoureux de K dans le cas où ( $0 < \alpha <1$ ) on utilisera les formules d'interpolation suivantes d'après Sattler:

$$\begin{aligned} \text{Si } 0 \leq \theta \leq 0.1 & \quad \kappa_{\alpha} = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.05} \\ \text{Si } 0.1 \leq \theta \leq 1 & \quad \kappa_{\alpha} = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{\beta} \quad \text{Où } \beta = 1 - e^{(0.065-\theta)/0.665} \\ \text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 & \quad \kappa_{\alpha} = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \alpha^{0.5} \end{aligned}$$

Notre cas est le deuxième

$$\kappa_{\alpha} = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) 0.143^{(1-e^{(0.065-0.86)/0.665})}$$

$$\kappa_{\alpha} = \kappa_0 + (\kappa_1 - \kappa_0) \times 0.26$$

$$\kappa_{\alpha} = 0.26\kappa_1 + 0.74\kappa_0$$

Pour avoir les valeurs correspondantes à  $\theta=0.86$  on utilise les tableaux de Massonnet ( $\theta=0.85$  et  $\theta=0.90$ ) pour calculer par interpolation linéaire les coefficients de répartition K0 et K1

$\theta=0.86$	$\alpha=0 \Rightarrow K0$								
$y \backslash e$	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.39454	0.32306	1.05184	1.7283	2.07128	1.7283	1.05184	0.32306	-0.39454
b/4	-0.53298	-0.03612	0.49992	1.11148	1.11148	2.0474	1.6933	1.00034	0.23898
b/2	-0.4338	-0.18566	0.10232	0.49992	0.49992	1.6933	2.13672	2.02574	1.69134
3b/4	-0.25142	-0.23328	-0.18566	-0.03612	-0.03612	1.00034	2.02574	3.2087	4.20862
b	-0.05266	-0.25142	-0.4338	-0.53298	-0.53298	0.23898	1.69134	4.20862	7.64772

Les valeurs de coefficient K0 pour  $\theta = 0.86$

## ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Table 1 Les valeurs de coefficient K1 pour  $\theta = 0.86$

$\theta=0.86$	$\alpha=1 \Rightarrow K1$								
e y	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5772	0.73694	0.97046	1.26638	1.45416	1.26638	0.97046	0.73694	0.57720
b/4	0.34502	0.46294	0.64584	0.92264	1.26638	1.50596	1.3940	1.14584	0.96142
b/2	0.21088	0.29398	0.42718	0.64584	0.97046	1.3772	1.70162	1.68212	1.56634
3b/4	0.13604	0.19596	0.29398	0.46294	0.73694	1.14584	1.68212	2.20124	2.45440
b	0.09116	0.13604	0.21088	0.34502	0.5772	0.96142	1.56634	2.45440	3.60404

Les valeurs de coefficient K  $\alpha$  pour  $\theta = 0.86$

$\theta=0.86$	K $\alpha$								
e y	b	3b/4	b/2	b/4	0	-b/4	-b/2	-3b/4	-b
0	-0.1418876	0.4306688	1.0306812	1.6082008	1.9108288	1.6082008	1.0306812	0.4306688	-0.1418876
b/4	-0.3047	0.0936356	0.5378592	1.0623816	1.151754	1.9066256	1.615482	1.03817	0.4268144
b/2	-0.2661832	-0.0609536	0.1867836	0.5378592	0.6222604	1.611114	2.023594	1.9363988	1.65884
3b/4	-0.1506804	-0.1216776	-0.0609536	0.0936356	0.1648756	1.03817	1.9363988	2.9467604	3.7525228
b	-0.0152668	-0.1506804	-0.2661832	-0.3047	-0.2443332	0.4268144	1.65884	3.7525228	6.5963632

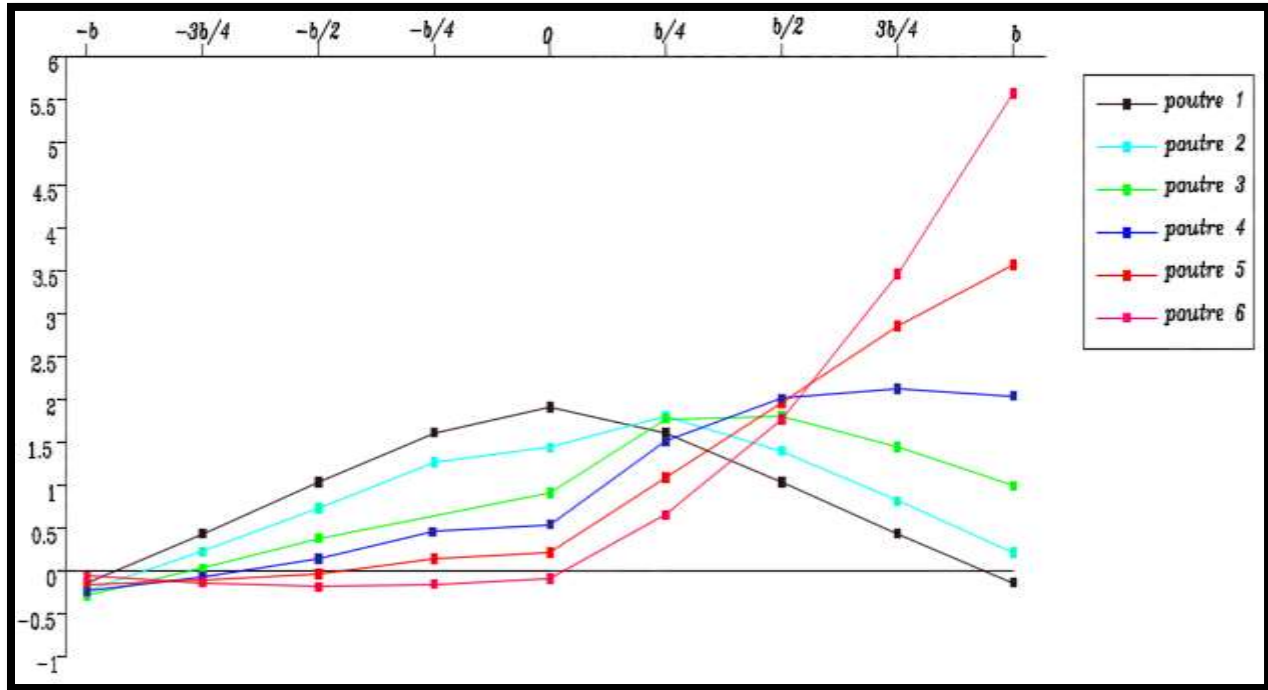
On interpole encore une fois pour justifie la position réelle des poutres ;

Valeurs de K $\alpha$  pour les différentes poutres

$\theta=0.86$	K $\alpha$								
e y	b	3b/4	b/2	b/4	0	-b/4	-b/2	-3b/4	-b
Poutre1	-0.1418876	0.4306688	1.0306812	1.6082008	1.9108288	1.6082008	1.0306812	0.4306688	-0.1418876
Poutre2	-0.24364535	0.22002305	0.72266745	1.2670638	1.43640705	1.7947163	1.3961817	0.81035705	0.21355115
Poutre3	-0.28717486	0.02329751	0.3781198	0.82372391	0.91083441	1.77216782	1.80117296	1.4468641	0.98738605
Poutre4	-0.24516169	-0.07200537	0.14169543	0.4570105	0.53901637	1.50683819	2.00772447	2.12028461	2.03989027
Poutre5	-0.16107565	-0.11621244	-0.03865725	0.13361572	0.20604023	1.08973496	1.94424637	2.85582786	3.56409135
Poutre6	-0.06442194	-0.14015238	-0.19168486	-0.16010418	-0.09579041	0.64873648	1.75959384	3.46003105	5.56404913

## ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition. L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de  $K\alpha$  pour cette poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.



**Lignes d'influences por chaque pouter**

- Dans le cas des charges concentrées ; la valeur sera directement lue sur le graphe, on prendra la moyenne des valeurs trouvées pour les charges.

$$k_{\alpha} = \frac{\sum P_i \times K_i}{\sum P_i}$$

- Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit

$$k_{\alpha} = \frac{S}{L}$$

S : aire du graphe sous la largeur chargée. Elle sera calculée par les fonctions « Région ; propriétés mécaniques » sur Autocad ;  
 L : largeur chargée.

**ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS**

**A (I):**

	<b>poutres</b>	<b>S</b>	<b>L</b>	<b>K <math>\alpha</math> moy</b>
<b>une voie chargées</b>	<b>Poutre1</b>	2.375	3.5	0.679
	<b>Poutre2</b>	3.633	3.5	1.038
	<b>Poutre3</b>	5.49	3.5	1.569
	<b>Poutre4</b>	7.178	3.5	2.051
	<b>Poutre5</b>	8.684	3.5	2.481
	<b>Poutre6</b>	9.869	3.5	2.820
<b>deux voies chargées</b>	<b>Poutre1</b>	8.085	7	1.155
	<b>Poutre2</b>	9.3	7	1.329
	<b>Poutre3</b>	10.669	7	1.524
	<b>Poutre4</b>	11.507	7	1.644
	<b>Poutre5</b>	11.821	7	1.689
	<b>Poutre6</b>	11.78	7	1.683
<b>Trois voies chargées</b>	<b>Poutre1</b>	13.434	10.5	1.279
	<b>Poutre2</b>	13.391	10.5	1.275
	<b>Poutre3</b>	12.886	10.5	1.227
	<b>Poutre4</b>	12.893	10.5	1.228
	<b>Poutre5</b>	12.202	10.5	1.162
	<b>Poutre6</b>	0.54	10.5	0.051
<b>Quatre Voies chargées</b>	<b>Poutre1</b>	15.223	13.5	1.128
	<b>Poutre2</b>	14.465	13.5	1.071
	<b>Poutre3</b>	13.374	13.5	0.991
	<b>Poutre4</b>	13.134	13.5	0.973
	<b>Poutre5</b>	12.479	13.5	0.924
	<b>Poutre6</b>	0.45	13.5	0.033

**BC:**

<b>1 file chargée</b>	<b>poutres</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K <math>\alpha</math> moy</b>
	<b>Poutre1</b>	0.75	1.36	1.055
	<b>Poutre2</b>	1.12	1.62	1.370
	<b>Poutre3</b>	1.64	1.78	1.710
	<b>Poutre4</b>	2.06	1.72	1.890
	<b>Poutre5</b>	2.4	1.46	1.930

**ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS**

	<b>Poutre6</b>	2.55	1.12	1.835						
<b>2 files chargées</b>	<b>poutres</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>	<b>K4</b>	<b>K α moy</b>				
	<b>Poutre1</b>	0.75	1.36	1.51	1.87	1.373				
	<b>Poutre2</b>	1.12	1.62	1.73	1.48	1.488				
	<b>Poutre3</b>	1.64	1.78	1.78	1.02	1.555				
	<b>Poutre4</b>	2.06	1.72	1.59	0.66	1.508				
	<b>Poutre5</b>	2.4	1.46	1.24	0.32	1.355				
	<b>Poutre6</b>	2.55	1.12	0.84	0.009	1.130				
<b>3 files chargées</b>	<b>poutres</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>	<b>K4</b>	<b>K5</b>	<b>K6</b>	<b>K α moy</b>		
	<b>Poutre1</b>	0.75	1.36	1.51	1.87	1.87	1.51	1.478		
	<b>Poutre2</b>	1.12	1.62	1.73	1.48	1.41	1.18	1.423		
	<b>Poutre3</b>	1.64	1.78	1.78	1.02	0.88	0.6	1.283		
	<b>Poutre4</b>	2.06	1.72	1.59	0.66	0.53	0.4	1.160		
	<b>Poutre5</b>	2.4	1.46	1.24	0.32	0.2	0.1	0.953		
	<b>Poutre6</b>	2.55	1.12	0.84	0.009	0.1	0.16	0.797		
<b>4 files chargée</b>	<b>poutres</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>	<b>K4</b>	<b>K5</b>	<b>K6</b>	<b>K7</b>	<b>K8</b>	<b>K α moy</b>
	<b>Poutre1</b>	0.75	1.36	1.51	1.87	1.87	1.51	1.36	0.75	1.373
	<b>Poutre2</b>	1.12	1.62	1.73	1.48	1.41	1.18	1.03	0.49	1.258
	<b>Poutre3</b>	1.64	1.78	1.78	1.02	0.88	0.6	0.55	0.21	1.058
	<b>Poutre4</b>	2.06	1.72	1.59	0.66	0.53	0.4	0.32	0.04	0.915
	<b>Poutre5</b>	2.4	1.46	1.24	0.32	0.2	0.1	0.06	0.07	0.731
	<b>Poutre6</b>	2.55	1.12	0.84	0.009	0.1	0.16	0.17	0.17	0.640

**Bt:**

<b>1 tandem</b>	<b>poutres</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K α moy</b>
	<b>Poutre1</b>	0.67	1.29	0.98
	<b>Poutre2</b>	0.45	1.07	0.76
	<b>Poutre3</b>	2.04	2.16	2.1

**ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS**

	<b>Poutre4</b>	1.17	1.61	1.39		
	<b>Poutre5</b>	3.56	2.82	3.19		
	<b>Poutre6</b>	4.47	2.55	3.51		
<b>2 tandams</b>	<b>poutres</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>	<b>K4</b>	<b>K <math>\alpha</math> moy</b>
	<b>Poutre1</b>	0.67	1.29	1.59	1.91	1.365
	<b>Poutre2</b>	0.45	1.07	1.37	1.79	1.170
	<b>Poutre3</b>	2.04	2.16	2.08	1.7	1.995
	<b>Poutre4</b>	1.17	1.61	1.79	1.77	1.585
	<b>Poutre5</b>	3.56	2.82	2.35	1.44	2.543
	<b>Poutre6</b>	4.47	2.55	1.7	0.56	2.320

**Br:**

<b>poutres</b>	<b>K <math>\alpha</math> moy</b>
<b>Poutre1</b>	1.9
<b>Poutre2</b>	1.8
<b>Poutre3</b>	1.8
<b>Poutre4</b>	2.12
<b>Poutre5</b>	3.2
<b>Poutre6</b>	4.5

**D240:**

<b>poutres</b>	<b>S</b>	<b>L</b>	<b>K <math>\alpha</math> moy</b>
<b>Poutre1</b>	3.023	3.2	0.945
<b>Poutre2</b>	4.05	3.2	1.266
<b>Poutre3</b>	5.4	3.2	1.688
<b>Poutre4</b>	6.33	3.2	1.978
<b>Poutre5</b>	6.7997	3.2	2.125
<b>Poutre6</b>	6.895	3.2	2.155

### ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

**MC120:**

poutres	S	L	K $\alpha$ moy
<b>Poutre1</b>	2.21	2	1.105
<b>Poutre2</b>	2.64	2	1.320
<b>Poutre3</b>	3.27	2	1.635
<b>Poutre4</b>	3.66	2	1.830
<b>Poutre5</b>	3.89	2	1.945
<b>Poutre6</b>	3.96	2	1.980

**Trottoirs:**

<b>St1</b>	<b>poutres</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K <math>\alpha</math> moy</b>
	<b>Poutre1</b>	0.034	0.5	0.068
	<b>Poutre2</b>	0.146	0.5	0.292
	<b>Poutre3</b>	0.514	0.5	1.028
	<b>Poutre4</b>	1.025	0.5	2.050
	<b>Poutre5</b>	1.74	0.5	3.480
	<b>Poutre6</b>	2.65	0.5	5.300
<b>St2</b>	<b>poutres</b>	<b>S</b>	<b>L</b>	<b>K <math>\alpha</math> moy</b>
	<b>Poutre1</b>	0.034	0.5	0.068
	<b>Poutre2</b>	0.092	0.5	0.184
	<b>Poutre3</b>	0.13	0.5	0.26
	<b>Poutre4</b>	0.11	0.5	0.22
	<b>Poutre5</b>	0.077	0.5	0.154
	<b>Poutre6</b>	0.041	0.5	0.082

On calcule le moment fléchissant réel pour chaque poutre pour les deux positions ( $x=L/2$  et  $x=L/4$ ) qu'on avait déjà estimé le moment moyenne  $M_{moyen}$

### ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Pour  $x = L/4$

Moment fléchissant à mi- travée pour chaque poutre sous combinaison de charges à l'ELU et l'ELS

Combinaison		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5	Poutre6
<b>ELU</b>	1.35G+1.6(A(l)+St)	806.096	792.987	775.498	773.704	765.253	549.427
	1.35G+1.6(Bc+St)	769.757	750.394	717.284	694.597	665.673	654.731
	1.35G+1.35D240	683.178	741.182	812.965	862.294	887.298	892.401
	1.35G+1.35MC120	642.956	665.744	699.131	719.800	732.519	735.698
<b>ELS</b>	G+1.2A(l)+St	599.703	589.871	576.755	575.409	569.071	407.202
	G+1.2A(l)+Bc	572.392	557.927	533.094	516.079	494.386	486.180
	G+D240	506.058	549.024	602.196	638.736	657.258	661.038
	G+MC120	476.264	493.144	517.875	533.185	542.606	544.962

Pour  $x = L/4$

Moment fléchissant au quart de la travée pour chaque poutre sous combinaison de charges à l'ELU et l'ELS

Combinaison		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4	Poutre5	Poutre6
<b>ELU</b>	1.35G+1.6(A(l)+St)	604.572	594.741	581.624	580.279	573.941	412.073
	1.35G+1.6(Bc+St)	582.989	567.992	542.334	524.728	502.275	493.694
	1.35G+1.35D240	496.433	534.056	580.616	612.612	628.831	632.141
	1.35G+1.35MC120	479.401	495.944	520.181	535.185	544.419	546.727
<b>ELS</b>	G+1.2A(l)+St	449.778	442.404	432.567	431.558	426.804	305.403
	G+1.2A(l)+Bc	433.548	422.342	403.099	389.894	373.055	366.619
	G+D240	367.728	395.597	430.086	453.787	465.801	468.253
	G+MC120	355.112	367.366	385.319	396.434	403.273	404.983

## ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Le moment fléchissant à mi travée pour chaque poutre

Désignation	M <sub>0</sub>	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		Poutre 6		
		K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	
<b>Poids Propre</b>	389.508	1	389.508	1	389.508	1	389.508	1	389.508	1	389.508	1	389.508	
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>1 voie chargée</b>	46.143	0.679	31.331	1.038	47.896	1.569	72.398	2.051	94.639	2.481	114.481	2.82	130.123
	<b>2 voies chargées</b>	92.414	1.155	106.738	1.329	122.818	1.524	140.839	1.644	151.929	1.689	156.087	1.683	155.533
	<b>3 voies chargées</b>	124.739	1.279	159.541	1.275	159.042	1.227	153.055	1.228	153.179	1.162	144.947	0.051	6.362
	<b>4 voies chargées</b>	155.037	1.128	174.882	1.071	166.045	0.991	153.642	0.973	150.851	0.924	143.254	0.033	5.116
<b>St</b>	<b>1 trottoir</b>	0.895	0.068	0.061	0.292	0.261	1.028	0.920	2.05	1.835	3.48	3.115	5.3	4.744
	<b>2 trottoirs</b>	1.79	0.157	0.281	0.517	0.925	1.34	2.399	2.273	4.069	3.567	6.385	5.382	9.634
<b>Système Bc</b>	<b>1 file chargée</b>	40.87	1.055	43.118	1.37	55.992	1.71	69.888	1.89	77.244	1.93	78.879	1.835	74.996
	<b>2 files chargées</b>	75.491	1.3725	103.611	1.488	112.331	1.555	117.389	1.508	113.840	1.355	102.290	1.13	85.305
	<b>3 files chargées</b>	98.434	1.478	145.485	1.423	140.072	1.283	126.291	1.16	114.183	0.953	93.808	0.797	78.452
	<b>4 files chargées</b>	110.83	1.373	152.170	1.258	139.424	1.058	117.258	0.915	101.409	0.731	81.017	0.64	70.931
<b>Système Bt</b>	<b>1 tandem</b>	28.697	0.98	28.123	0.76	21.810	2.1	60.264	1.39	39.889	3.19	91.543	3.51	100.726
	<b>1 tandem</b>	57.719	1.365	78.786	1.17	67.531	1.995	115.149	1.585	91.485	2.543	146.779	2.32	133.908
<b>Système Br</b>	7.769	1.9	14.761	1.8	13.984	1.8	13.984	2.12	16.470	3.2	24.861	4.5	34.961	
<b>Convoi D240</b>	126	0.925	116.550	1.266	159.516	1.688	212.688	1.978	249.228	2.125	267.750	2.155	271.530	
<b>Convoi MC120</b>	78.512	1.105	86.756	1.32	103.636	1.635	128.367	1.83	143.677	1.95	153.098	1.98	155.454	

## ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Le moment fléchissant à quatre travées pour chaque poutre

Désignation	M <sub>0</sub>	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		Poutre 5		Poutre 6		
		K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	K α moy	M <sub>real</sub>	
<b>Poids Propre</b>	292.131	1	292.131	1	292.131	1	292.131	1	292.131	1	292.131	1	292.131	
<b>Surcharge A(L)</b>	<b>34.607</b>	0.679	23.498	1.038	35.922	1.569	54.298	2.051	70.979	2.481	85.860	2.82	97.592	130.123
	<b>69.31</b>	1.155	80.053	1.329	92.113	1.524	105.628	1.644	113.946	1.689	117.065	1.683	116.649	155.533
	<b>93.554</b>	1.279	119.656	1.275	119.281	1.227	114.791	1.228	114.884	1.162	108.710	0.051	4.771	6.362
	<b>116.278</b>	1.128	131.162	1.071	124.534	0.991	115.231	0.973	113.138	0.924	107.441	0.033	3.837	5.116
<b>St</b>	<b>1trottoir</b>	0.671	0.068	0.046	0.184	0.123	0.26	0.174	0.22	0.148	0.154	0.103	0.082	0.055
	<b>2 trottoirs</b>	1.342	0.157	0.211	0.517	0.694	1.34	1.798	2.273	3.050	3.567	4.787	5.382	7.223
<b>Système Bc</b>	<b>1file chargée</b>	31.604	1.055	33.342	1.37	43.297	1.71	54.043	1.89	59.732	1.93	60.996	1.835	57.993
	<b>2files chargées</b>	58.377	1.3725	80.122	1.488	86.865	1.555	90.776	1.508	88.033	1.355	79.101	1.13	65.966
	<b>3files chargées</b>	76.118	1.478	112.502	1.423	108.316	1.283	97.659	1.16	88.297	0.953	72.540	0.797	60.666
	<b>4files chargées</b>	85.704	1.373	117.672	1.258	107.816	1.058	90.675	0.915	78.419	0.731	62.650	0.64	54.851
<b>Système Bt</b>	<b>1 tandem</b>	23.708	0.98	23.234	0.76	18.018	2.1	49.787	1.39	32.954	3.19	75.629	3.51	83.215
	<b>1 tandem</b>	47.811	1.365	65.262	1.17	55.939	1.995	95.383	1.585	75.780	2.543	121.583	2.32	110.922
<b>Système Br</b>	5.628	1.9	10.693	1.8	10.130	1.8	10.130	2.12	11.931	3.2	18.010	4.5	25.326	
<b>Convoi D240</b>	81.727	0.925	75.597	1.266	103.466	1.688	137.955	1.978	161.656	2.125	173.670	2.155	176.122	
<b>Convoi MC120</b>	56.996	1.105	62.981	1.32	75.235	1.635	93.188	1.83	104.303	1.95	111.142	1.98	112.852	

## **ANNEXE 03 : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS**

---

**ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE**

**PARTIE 01 : NOMBRE DES CABLES**

• **NOMBRE DE CABLES A MI TRAVEE**

La force exercée sur un seul câble P0 est comme suit :

$$P_0 = \min [(0,8 \times f_{prg} \times A_p); (0,9 \times f_{peg} \times A_p)]$$

$$A_p = 150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$P_0 = \min [(0,8 \times 1860 \times 1800 \times 10^{-6}); (0,9 \times 1600 \times 1800 \times 10^{-6})]$$

$$P_0 = \min [2,68 ; 2,59].$$



$P_0 = 2,59 \text{ MN.}$
--------------------------

On estime les pertes de précontrainte à 30% de P0 on aura :

$$P \leq 0.7 \times n \times P_0 \implies n \geq \frac{4.53}{0.7 \times 2.59} \implies n \geq 2.50 \implies$$

<b>n = 3 câbles de 12T15S.</b>
--------------------------------

• **VERIFICATION DE LA BORNE SUPERIEURE DE LA PRECONTRAINTE**

Cette vérification revient à s'assurer que P0 n'est pas excessive sachant qu'on avait estimé les pertes à 30 % de P0

$$\begin{cases} p_{min} = p_0 - \Delta p = 0.7 p_0 = 1.813 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa (En construction.)} \end{cases}$$

$$p_{min} \times n \leq \sigma_{bc} \times B_n - \frac{\Delta M}{\rho h} \implies 5.439 \leq 14.40 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

• **DETERMINATION LE NOMBRE DE CABLES AU NIVEAU D'ABOUT**

Nb : les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi travée.

Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

- Fibre supérieure :  $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$

- Fibre inférieure :  $\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_g \cdot v}{I_n} + p \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 \cdot v}{I_n} \right) \geq \sigma_{bt} = -1.5 f_{tj} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_g \cdot v'}{I_n} + p \left( \frac{1}{B_n} - \frac{e_0 \cdot v'}{I_n} \right) \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 9.55 + p(-1.16) \geq \sigma_{bt} = -4.03 \\ \sigma_{inf} = -18.78 + p(5.91) \leq \sigma_{bc} = 21 \end{cases}$$

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

$$\begin{cases} p_{\text{sup}} = 11.70 \text{ MN} \\ p_{\text{inf}} = 6.73 \text{ MN} \end{cases}$$

Donc on prend :  $P = 6.73 \text{ MN}$

Pertes instantanées 10%

$$n \leq \frac{6.73}{0.9 \times 2.59} \leq 2.88 \text{ donc } \implies n = 2 \text{ câbles de } 12\text{T}15\text{S. à l'about.}$$

### PARTIE 02 : ALLURE DU CABLAGE

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- ✓ La précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré  $P(x) = P_0 = \text{constante}$ .
- ✓ L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

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

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

$$Y'' = 2 A$$

$$\text{Et } Y' = \text{tg } \alpha$$

#### • Tracé du câble n° 1

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

$$1) X = 0 \implies Y_1 = C_1 = 0.6 \text{ m.}$$

$$2) X = 16.7 \implies Y_1 = d_i = 0.14 = A_1 (16.7)^2 + B_1 (16.7) + 0.6$$

$$3) X = 16.7 \implies Y_1' = 2 A_1 (16.7) + B_1 = 0 \implies A_1 = - B_1 / (2 \times 16.7).$$

En remplaçant  $A_1$  dans l'équation (2) on a :

$$- 16.7 B_1 / 2 + B_1 (16.7) = -0.46 \implies B_1 = - 0.0551. \text{ D'où : } A_1 = 1.65 \times 10^{-3}.$$

$$\boxed{Y_1 = 1.65 \times 10^{-3} X^2 - 0.0551 X + 0.6}$$

•

#### Tracé du câble n° 2

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

$$1) X = 0 \implies Y_2 = C_2 = 1.1 \text{ m.}$$

$$2) X = 16.7 \implies Y_2 = 0.14 = A_2 (16.7)^2 + B_2 (16.7) + 1.1.$$

$$3) X = 16.7 \implies Y_2' = 2 A_2 (16.7) + B_2 = 0 \implies A_2 = - B_2 / (16.7 \times 2).$$

En remplaçant  $A_2$  dans l'équation (2) on a :

$$- 16.7 B_2 / 2 + B_2 (16.7) = -0.96 \implies B_2 = -0.115. \text{ D'où : } A_2 = 3.44 \times 10^{-3}.$$

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

$$Y2 = 3,44 \times 10^{-3} X^2 - 0.115X + 1,1.$$

- Tracé du câble n° 3 sortant de l'extrados**

Pour la mise en place du vérin, le câble à l'extrados a une inclinaison de  $\alpha = 25^\circ$  (standard), a une distance de 4.5m de la section d'about ; le câble présente une partie courbe parabolique de 22.4 m et une autre intermédiaire rectiligne d'une longueur de 2m.

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

1)  $X = 0 \implies Y3 = C3 = 1,36m.$

2)  $X = 11.2 \implies Y3 = 0.3 = A3 (11.2)^2 + B3 (11.2) + 1,36.$

3)  $X = 11.2 \implies Y3' = 2 A3 (11.2) + B3 = 0 \implies A3 = - B3 / (11.2 \times 2).$

4)  $11.2 < X < 12.2 \implies Y3 = \text{constant}.$

En remplaçant A3 dans l'équation (2) on a :

$- 11.2 B3 / 2 + B3 (11.2) = -1,06 \implies B3 = -0,189.$  D'où :  $A3 = 8.44 \times 10^{-3}.$

$$Y3 = 8.44 \times 10^{-3} X^2 - 0,189 X + 1,36.$$

- POSITION DE CHAQUE CABLE EN DIFFERENTES SECTIONS**

Les abscisses et les angles en tous points des câbles sont regroupés dans les tableaux suivants :

Coordonnées des câbles 1et 2 en différentes sections.

Cable 1					Cable2				
$x_i$	$y_i$	$tg\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha$	$x_i$	$y_i$	$tg\alpha(\text{rad})$	$\alpha(\text{rad})$	$\alpha$
0	0.6000	0.0503	0.0503	2.8810	0	1.1000	0.1150	0.1145	6.5635
0.5	0.5752	0.0488	0.0488	2.7952	0.5	1.0434	0.1116	0.1111	6.3688
2	0.5054	0.0443	0.0443	2.5378	2	0.8838	0.1012	0.1009	5.7839
4	0.4228	0.0383	0.0383	2.1945	4	0.6950	0.0875	0.0873	5.0020
4.5	0.4040	0.0368	0.0368	2.1086	4.5	0.6522	0.0840	0.0838	4.8063
6	0.3522	0.0323	0.0323	1.8509	6	0.5338	0.0737	0.0736	4.2184
8	0.2936	0.0263	0.0263	1.5073	8	0.4002	0.0600	0.0599	3.4331
8.35	0.2846	0.02525	0.0252	1.4471	8.35	0.3796	0.0576	0.0575	3.2955
10	0.2470	0.0203	0.0203	1.1635	10	0.2940	0.0462	0.0462	2.6465
12	0.2124	0.0143	0.0143	0.8197	12	0.2154	0.0324	0.0324	1.8590
14	0.1898	0.0083	0.0083	0.4758	14	0.1642	0.0187	0.0187	1.0707
16	0.1792	0.0023	0.0023	0.1318	16	0.1406	0.0049	0.0049	0.2820
16.7	0.1783	0.0000	0.0000	0.0000	16.7	0.1389	0.0000	0.0000	0.0000

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

Coordonnées du câble 3 en différentes sections

<b>Cable 3</b>				
$x_i$	$y_i$	$tg\alpha_{(rad)}$	$\alpha_{(rad)}$	$\alpha^\circ$
0	1.3600	0.1890	0.1868	10.7081
0.5	1.2676	0.1806	0.1786	10.2402
2	1.0158	0.1552	0.1540	8.8286
3.85	0.7575	0.1240	0.1234	7.0729
6	0.5298	0.0877	0.0875	5.0157
8	0.3882	0.0540	0.0539	3.0903
10	0.3140	0.0202	0.0202	1.1578
12.2	0.3074	0.000	0.000	0.000

### **PARTIE 03 : CARACTERISTIQUES NETTES ET HOMOGENES**

Les caractéristiques nettes de la poutre sont obtenues par les formules suivantes :

$$Y = \frac{\sum Y_j}{j}$$

$$B_{gaine} = \frac{3.14 \times \phi^2}{4}; \quad I_{gaine} = \frac{3.14 \times \phi^4}{64}$$

$$I_{\Delta gaine} = I_0 + BY^2; \quad S_{nette} = S_{brute} - S_{gaines}; \quad S/\Delta_{nette} = S/\Delta_{brute} - S/\Delta_{gaines}$$

$$V' = \frac{S/\Delta}{B}; \quad V = h - V; \quad I_{Gnette} = \frac{I}{\Delta} - BV'^2$$

$$\rho = \frac{I_{Gnette}}{(V \times V' \times B)}$$

- Pour l'abscisse  $X = 0,00 L$

Désignation	Section sans Hourdis		Section avec Hourdis	
	Gaines	Section nette	Gaines	Section nette
B (cm <sup>2</sup> )	100.5	7733.50	100.5	11233.50
S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	8220.9	632557.21	8215.875	1201307.31
I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	672871.62	68224120.20	672049.7813	160828313.46
y (cm)	81.8	/	81.80	/
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	402	/	402	/
V'	/	81.8	/	106.94
V	/	68.25	/	68.09
I <sub>GN</sub>	/	16484464.45	/	32360849.54
ρ	/	0.38	/	0.40

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

- Pour l'abscisse  $X = 4.5 \text{ m}$

Désignation	Section sans Hourdis		Section avec Hourdis	
	Gaines	Section nette	Gaines	Section nette
B (cm <sup>2</sup> )	150.75	6312.25	150.75	9812.25
S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	12210.75	523513.14	12210.75	1092263.52
I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	989673.75	58356706.30	989673.75	150960951.35
y (cm)	81.00	/	81.00	/
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	603	/	603	/
V'	/	82.94	/	111.32
V	/	67.06	/	63.68
I <sub>GN</sub>	/	14938590.05	/	29374200.65
ρ	/	0.43	/	0.42

- Pour l'abscisse  $X = 0,25L$

Désignation	Section sans Hourdis		Section avec Hourdis	
	Gaines	Section nette	Gaines	Section nette
B (cm <sup>2</sup> )	150.75	4957.25	150.75	8457.25
S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	7085.25	422830.59	7085.25	991580.48
I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	333609.75	49684713.59	333609.75	142288843.80
y (cm)	47	/	47	/
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	603	/	603	/
V'	/	85.30	/	117.25
V	/	64.70	/	57.75
I <sub>GN</sub>	/	13619211.71	/	26029794.54
ρ	/	0.50	/	0.45

- Pour l'abscisse  $X = 0,50L$

Désignation	Section sans Hourdis		Section avec Hourdis	
	Gaines	Section nette	Gaines	Section nette
B (cm <sup>2</sup> )	150.75	4957.25	150.75	8457.25
S <sub>Δ</sub> (cm <sup>3</sup> )	3165.75	426750.09	3165.75	995499.98
I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )	67083.75	49951239.59	67083.75	142555369.80
y (cm)	21	/	21	/
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	603	/	603	/
V'	/	86.09	/	117.71
V	/	63.91	/	57.29
I <sub>GN</sub>	/	13214008.12	/	25375411.05

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

$\rho$	/	0.48	/	0.44
--------	---	------	---	------

Les caractéristiques homogènes de la poutre sont obtenues par les formules suivantes :

$$B_h = B_n + nKA_p$$

$$I_h = I_n + (V'_h - V'_n)^2 B_n + KA_p \sum (V'_h - Y_i)^2$$

$$V'_h = \frac{B_n \cdot V'_n + KA_p \sum Y_i}{B_h}$$

$$\rho_h = \frac{I_h}{V_h \cdot V'_h \cdot B_h}$$

K : coefficient d'équivalence

Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre sans et avec hourdis

Section		About	intermédiaires		Médiane	
Position		2	L=4.5 +e	L=4.5 -e	L/4	L/2
Nombre de câbles		0	2	3	3	3
$B_h$ (m <sup>2</sup> )	P	0.791	0.6492	0.6582	0.5227	0.5227
	P+D	1.141	0.9992	1.0082	0.8727	0.8727
$V'_h$ (m)	P	0.819	0.8209	0.8280	0.8330	0.8270
	P+D	1.066	1.1020	1.1040	1.1500	1.1471
$V_h$ (m)	P	0.819	0.6790	0.6720	0.6660	0.6730
	P+D	1.066	0.6470	0.6450	0.5990	2.0000
$I_h$ (m <sup>4</sup> )	P	0.684	0.1513	0.1539	0.1410	0.1432
	P+D	0.684	0.3001	0.3007	0.2743	0.2784
$\rho_h$ (%)	P	0.166	0.4200	0.4200	0.4900	0.4900
	P+D	0.326	0.4200	0.4200	0.4600	0.4600

**PARTIE 04 : CALCUL DES PERTES INSTANTANÉES**

- **Pertes par frottement**

L'expression des pertes par frottement est donnée la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} e^{(f \cdot \alpha + \phi l)}$$

$\alpha$ : L'angle de relevage du câble en rad.

$l$ : Longueur en courbe des câbles.

$f$ : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,2/\text{rad}$ .

$\phi$ : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\phi = 0,002/\text{m}$ .

$\sigma_{p0}$ : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa}$ .

$l$ : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD

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

**Résultats des pertes par frottement**

section	N° câbles	L(m)	$\alpha(\text{rad})$	$f\alpha + \phi l$	$\Delta\sigma_f(\text{Mpa})$	$\Delta\sigma_{f\text{moy}}$
<b>0L</b>	1	0	0.0503	0.0101	14.3995	23.4990
	2	0	0.1145	0.0229	32.5985	
	3	/	/	/	/	/
<b>L=4.5m</b>	1	4.51	0.0368	0.0164	23.3894	30.0387
	2	4.52	0.0838	0.0258	36.6881	
	3	0	0.1868	0.0374	52.8047	52.8050
<b>0.25L</b>	1	8.36	0.0252	0.0218	31.0072	35.5643
	2	8.38	0.0575	0.0283	40.1214	
	3	3.86	0.1234	0.0324	45.9027	45.9030
<b>0.5L</b>	1	16.71	0.0000	0.0334	47.3295	47.3713
	2	16.74	0.0000	0.0335	47.4131	
	3	12.3	0.0000	0.0246	34.9918	34.9920

- **Perte par recul d'ancrage**

Cette perte est donnée par :  $\Delta\sigma_{recul} = \sigma_{recul} (1 - \frac{x_i}{X})$

$$\sigma_{recul} = 2\sigma_{p0} (f \frac{\alpha}{L} + \phi) x$$

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_{p0} (f \times \frac{\alpha}{L} + \phi)}}$$

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

Avec :  
 g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm  
 EA : module d'élasticité de l'acier = 2 .10<sup>5</sup> Mpa.  
 L: longueur du câble.

La valeur de X pour chaque câble

N° Câble	L (m)	$\alpha$ (rad)	$f^* (\alpha/l) + \varphi$	X (m)
<b>1</b>	33.414	0.05025	0.00230	19.031
<b>2</b>	33.46	0.11449	0.00268	17.619
<b>3</b>	24.6	0.18680	0.00352	15.389

L'application numérique pour les trois câbles donne les résultats suivants :

Perte par recul d'ancrage

section	N° câbles	X(m)	$(f\alpha/Lc+\phi)$	$\sigma_{rec}$ (Mpa)	xi(m)	$\Delta\sigma_{rec}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{rec}$ moy
<b>0l</b>	1	19.0315	0.002528	138.5653	0	138.565	153.000
	2	17.6194	0.003300	167.4339	0	167.434	
	3	/	/	/	/	/	
<b>4.5m</b>	1	19.0315	0.002528	138.5653	4.5	105.802	115.236
	2	17.6194	0.003300	167.4339	4.5	124.671	
	3	15.3894	0.004428	196.2372	0	196.237	
<b>0.25l</b>	1	19.0315	0.002528	138.5653	8.35	77.770	82.928
	2	17.6194	0.003300	167.4339	8.35	88.085	
	3	15.3894	0.004428	196.2372	3.85	147.144	
<b>0.5l</b>	1	19.0315	0.002528	138.5653	16.7	16.975	12.856
	2	17.6194	0.003300	167.4339	16.7	8.737	
	3	15.3894	0.004428	196.2372	12.2	40.669	

- **Pertes raccourcissement instantané du béton**

Le fait de tirer les câbles un par un entraîne une perte de tension dite par raccourcissement élastique du Béton le câble n+1 fera perdre de la tension au câble n, ceci étant dû à la non simultanété des mises en tension. Une autre cause de ce type des pertes est la variation des contraintes dues aux actions permanentes appliquées postérieurement à la phase de précontrainte. Les pertes par raccourcissement instantané du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_a = E_a \sum_j K_j \frac{\delta_{bj}}{E_{ij}}$$

$\delta_{bj}$  : Contrainte parabole du béton.

$E_a$  : Module d'élasticité de l'acier = 2 .10<sup>5</sup> MPA.

$E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.  $E_i = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

K: Coefficient multiplicateur qui prend les valeurs :

$\frac{1}{2}$ : Pour la variation due à la mise en tension des armatures de la famille 1 et aux charges permanentes mobilisées simultanément.

1 : pour les variations engendrées par les actions permanentes appliquées postérieurement à la mise en tension des armatures de la famille 1.

**\*Effet de la première famille sur elle-même au 28ème jour :**

La section considérée est la section de la poutre seule.

$$\text{A 7 jours} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_7 = 23.178 \text{ MPA} \\ E_i = 3.14 \times 10^4 \text{ MPA} \\ E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPA} \end{array} \right. \Longrightarrow \Delta\sigma_a = 3.184 \dot{\sigma}_{bj}$$

$$\text{A 28 jours} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{28} = 35 \text{ MPA} \\ E_i = 3.6 \times 10^4 \text{ MPA} \\ E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPA} \end{array} \right. \Delta\sigma_a = 2.777 \dot{\sigma}_{bj}$$

$$\dot{\sigma}_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} + \frac{M_{\text{poutre}} \cdot e}{I}$$

$$\text{Avec : } P = 2A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_g)$$

$$e = V - Y$$

**Perte par raccourcissement instantané (Effet de la première famille sur elle-même)**

	0.0L	L=4.5m	0.25L	0.5L
P (MN)	4.5486	4.6610	4.7574	4.9672
I (m <sup>4</sup> )	0.1648	0.1494	0.1362	0.1321
B (m <sup>2</sup> )	0.7734	0.6312	0.4957	0.4957
e (m)	0.0000	-0.3000	-0.5200	-0.7000
M <sub>poutre</sub> (MN.m)	0.0000	0.7900	1.3100	1.7600
$\dot{\sigma}_{bj}$ (Mpa)	5.8817	8.6057	14.0409	19.1191
$\Delta\sigma_a$ à 7j (Mpa)	18.7273	27.4005	44.7063	60.8752
$\Delta\sigma_a$ à 28j(Mpa)	16.3335	23.8980	38.9916	53.0937

**\*Effet de la 2eme famille sur la 1ère famille**

La section considérée est la section de la poutre plus hourdis.

k=1

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_a}{E_i} (\sigma_p \cdot n \cdot A_p \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_{p1} \times e_{p2}}{I_n} \right))$$

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

$$\sigma_p = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott(extrados)} - \Delta\sigma_{g(extrados)} - \Delta\sigma_{rac(about)})$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} n: \text{Nombre de câbles de la 2 eme famille (n = 1).} \\ e_{p1}: \text{Excentrement de la première famille.} \\ e_{p2}: \text{Excentrement de la deuxième famille.} \end{cases}$$

Les valeurs des  $\sigma_p$  sont résumée dans le tableau suivant

Les valeurs de  $\sigma_p$  dans les différentes sections

Abscisse	$\Delta\sigma_{frott(extrados)}(MPA)$	$\Delta\sigma_{g(extrados)}(MPA)$	$\Delta\sigma_{rac(about)}(MPA)$	$\sigma_p(MPA)$
0L	/	/	/	/
L=4.5m	52.8050	196.2371	27.4005	1163.5578
0.25L	45.9030	147.1439	44.7063	1202.2530
0.5L	34.9920	40.6689	60.8752	1303.4690

Perte due au raccourcissement instantané (Effet de la 2eme famille / 1ère famille)

	0,00L	L=4,5 m	0,00L2	0,50L
<b>B (m2)</b>	1.12335	0.981225	0.8457	0.8457
<b>e p1(m)</b>	-0.25	-0.59	-0.84	-1.02
<b>e p2(m)</b>	/	0.25	-0.41	-0.87
<b>in</b>	0.3236	0.2937	0.2603	0.25375
<b><math>\sigma_p(Mpa)</math></b>	/	1163.5578	1202.2530	1303.4690
<b><math>\Delta\sigma_a</math></b>	/	6.0129	30.1151	60.9792

### \*Effet de la 2eme famille sur elle-même

La section considérée est la section de la poutre avec hourdis.

$$28 \text{ jours } \begin{cases} \sigma_{28} = 35 \text{ MPA} \\ E_i = 3.6 \times 10^4 \text{ MPA} \\ E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPA} \end{cases} \implies \Delta\sigma_a = 2.777 \delta_{bj}$$

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_a}{E_i} (\sigma_p \cdot n \cdot A_p \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_{p2} \times e_{p2}}{I_n} \right))$$

Perte due au raccourcissement instantané (Effet de la 2eme famille sur elle-même)

	0.00L	L=4.5m	0.25L	0.5L
<b><math>B_n(m^2)</math></b>	1.1234	0.9812	0.8457	0.8457
<b><math>e_{p2} (m)</math></b>	/	0.2500	-0.4100	-0.8600
<b><math>I_n(m^4)</math></b>	0.3236	0.2937	0.2603	0.2538
<b><math>\sigma_p(Mpa)</math></b>	/	1163.5578	1202.2531	1303.4690

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

$\Delta\sigma_a$ (Mpa)	/	7.1651	10.9871	26.6946
------------------------	---	--------	---------	---------

### PARTIE 05 : CALCUL DES PERTES DEFEREES

- Pertes par retrait de béton**

La perte finale due au retrait du béton est donnée par :

$$\Delta\sigma = \varepsilon_r(1 - r(j))E_p$$

$\varepsilon_r = 0,0003$  étant le retrait total du béton. (Climat nord d'Algérie)

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

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

$r(t) = t / (t + 9 r(m))$ . (Article 2.1.51 BPEL)

Avec : 
$$r(m) = \frac{B_n}{p}$$

$B_n$  : La section nette.

$p$  : le périmètre de la section.

**\*Pour les deux câbles à l'about**

Pertes dues au retrait du béton (câbles à l'about)

	0.00L	L=4.5m	0.25L	0.5L
$B_n$ (m <sup>2</sup> )	7733.5000	6312.2500	4957.0000	4957.0000
p (cm)	495.0000	507.0000	517.0000	517.0000
$r(m)$	15.6232	12.4502	9.5880	9.5880
$r_7$	0.0474	0.0588	0.0750	0.0750
$r_{28}$	0.1661	0.1999	0.2450	0.2450
$\Delta\sigma_r$ à 7j (MPA)	57.1546	56.4721	55.4980	55.4980
$\Delta\sigma_r$ à 28j (MPA)	50.0361	48.0044	45.3008	45.3008

**\*Pour le câble à extradados**

Pertes dues au retrait du béton (câbles à l'extrados)

	0.00L	L=4.5m	0.25L	0.5L
$B_n$ (m <sup>2</sup> )	/	9812.2500	8457.0000	8457.0000
p (cm)	/	631.2692	619.2713	619.2713
$r(m)$	/	15.5437	13.6564	13.6564
$r_{28}$	/	0.1668	0.1855	0.1855
$\Delta\sigma_r$ à 28j (MPA)		49.9936	48.8673	48.8673

- Pertes dues au fluage**

Lorsqu'une pièce est soumise à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est égale à :

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) \frac{E_p}{E_{ij}} \text{ (Article 3.3.22 BPEL)}$$

$\sigma_m$  : Contrainte maximal dans le béton au niveau de câble moyen a la mise en tension.

$\sigma_b$  : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

### \*1<sup>ère</sup> famille

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours :  $\sigma_b + \sigma_m = \dot{\sigma}_{bj} \times k_{fl}$

$k_{fl}$ : Coefficient de fluage.

$k_{fl} = 2$ . (BAEL 91).

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :

$$k_{fl} = (1 - 0.15) \times 2 \implies k_{fl} = 1,7.$$

$$\implies \Delta\sigma_{fl} = 1,7 \times \frac{2 \times 10^5}{21000 \sqrt{35}} \implies \Delta\sigma_{fl} = 8,654 \dot{\sigma}_{bj}$$

Pertes dues au fluage (câbles d'about)

Désignation	0.00L	L=4.5m	0.25L	0.5L
<b>Pertes dues au fluage (Mpa)</b>	50.9001	74.4736	121.5102	165.4567

### \*2<sup>ème</sup> famille : 56<sup>ème</sup> jours.

Après 60 jours, on a une dissipation de 50 % du fluage donc :

$$\implies k_{fl} = 1$$

$$\implies \Delta\sigma_{fl} = 1 \times \frac{2 \times 10^5}{21000 \sqrt{35}} \implies \Delta\sigma_{fl} = 5,09 \dot{\sigma}_{bj}$$

Pertes dues au fluage (câble d'extrados)

Désignation	0.00L	L=4.5m	0.25L	0.5L
<b>Pertes dues au fluage (Mpa)</b>	/	43.8029	71.4683	97.3162

- Pertes dues à la relaxation des aciers**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, donnée par la relation

suivante :  $\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left[ \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x)$  (Article 3.3.22 BPEL) telle que :

$$\mu = \begin{cases} 0.30 & \text{pour les armatures à relaxation normale.} \\ 0.43 & \text{pour les armatures à très basse relaxation} \\ 0.35 & \text{pour les autres armatures} \end{cases}$$

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPA} \quad ; \quad f_{prg} = 1860 \text{ MPA} \quad ; \quad \sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i \quad ; \quad \rho_{1000} = 2.5\%$$

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

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

### \*Câbles sortant à l'about

Pertes dues à la relaxation (câbles d'about)

	0.00L	L=4.5m	0.25L	0.5L
$\sigma_{p0}$ (Mpa)	1440	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i$ (Mpa)	195.23	178.68	193.31	181.56
$\sigma_{pi}$ (Mpa)	1244.77	1261.32	1246.69	1258.44
$\Delta\sigma_{relax}$ (Mpa)	44.6682	46.9455	44.9301	46.5460

### \*Câble à l'extrados

Pertes dues à la relaxation (câbles de l'extrados)

	0.00L	L=4.5m	0.25L	0.5L
$\sigma_{p0}$ (Mpa)	/	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i$ (Mpa)	/	256.2	204.034	102.355
$\sigma_{pi}$ (Mpa)	/	1183.8	1235.966	1337.645
$\Delta\sigma_{relax}$ (Mpa)	/	36.6596	43.4747	58.0198

## PARTIE 06 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLE

On considère la section d'about

On vérifie les inégalités suivantes :

$$\tau_{red} < \tau^2 \text{ lim}$$

$$\tau^2 \text{ lim} = 0.4f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n b_n} ; b_n = 0.39m$$

$$D'où \begin{cases} \sigma_x : \text{Contrainte normale longitudinale; } \sigma_x = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B} \\ V_{red} : \text{Contrainte tangentielle de cisaillement; } V_{red} = V_{ser} - \sum p \sin \alpha_i \end{cases}$$

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées  $j$  <sup>ème</sup> jours après la mise en tension sont données par :  $\Delta\sigma_{dg} = r(j) \cdot \Delta\sigma_d$

$$\text{Avec } r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$$

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

---

### ➤ 1<sup>ère</sup> phase (7<sup>ème</sup> jour)

- La poutre est sur le banc de préfabrication.
- Les 4 câbles sont tirés au 7<sup>ème</sup> jour à 50% de P0 .
- Ces câbles ont consommés 50% des pertes instantanées.
- La section résistante est la section nette de la poutre seule.
- Le moment dû au poids propre de la poutre seule.

### ➤ 2<sup>ème</sup> phase (28<sup>ème</sup> jour)

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.
- Les 4 câbles sont tirés à 100% de P0 ; et ils consomment 100% des pertes instantanées

### ➤ 3<sup>ème</sup> phase (30<sup>ème</sup> jour)

- La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée.
- Les 4 câbles consomment en plus des pertes instantanées, des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(2). \Delta\sigma_d$$

$$r(2) = 0,019421$$

### ➤ 4<sup>ème</sup> phase (58<sup>ème</sup> jour) :

Les 4 câbles consomment en plus des pertes instantanées, les pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(28). \Delta\sigma_d$$

$$r(28) = 0,217088$$

### ➤ 5<sup>ème</sup> phase (62<sup>ème</sup> jour)

Les 4 câbles consomment en plus des pertes instantanées  
- Les 4 câbles consomment des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(32). \Delta\sigma_d$$

$$r(32) = 0,240638$$

Section résistante poutre +dalle (caractéristiques nettes).

### ➤ 6<sup>ème</sup> phase (en service)

- Mise en service de l'ouvrage ; les câbles consomment la totalité des pertes.
- Section résistante : poutre +dalle (caractéristiques homogènes).

Moment du au G+ D240

## ANNEXE 04 : LA PRECONTRAINTE

---

### Vérification de contraintes tangentielles

Désignation	$V_{ser}$	$psin\alpha i$	$V_{red}$	$\tau_{red}$	$\tau_{red}^2$	$\sigma_x$	$\tau^2 \text{ lim}$	vérification
<b>Etape1</b>	0.2368	0.4808	-0.2440	-0.6306	0.3977	3.4019	3.1677	vérifiée
<b>Etape2</b>	0.2368	0.8918	-0.6550	-1.6924	2.8642	6.3091	5.9504	vérifiée
<b>Etape3</b>	0.452	0.8896	-0.4376	-0.9727	0.9462	5.3872	6.7948	vérifiée
<b>Etape4</b>	0.452	0.8680	-0.4160	-0.9246	0.8549	5.2562	6.7005	vérifiée
<b>Etape5</b>	0.56	0.8654	-0.3054	-0.6789	0.4609	5.2406	6.6893	vérifiée
<b>Etape6</b>	0.82	0.6425	0.1775	0.3797	0.1442	3.8062	5.6565	vérifiée

**ANNEXE 05: LES EQUIPEMENT**

**PARTIE 01 CALCUL DES DEFORAMTIONS**

➤ CALCUL DES FLECHES

✓ flèche due aux poids propre :

Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5GL^4}{384I_{eq}E_v}$$

$E_v$  : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_I}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 12539.82 \text{ MPA}$$

$I_{eq}$  : Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis ».

$$I_{eq} = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i}$$

Table 1 valeur de  $I_{eq}$

Section (Poutre + dalle)	About	Intermédiaire	Médiane	$I_{eq}$
IGh (m4)	0.325782	0.300419	0.2784	0.2918
Li (m)	4.65	10.25	18.5	

$G$  : poids propre du tablier porté par une poutre ( $G=2,793 \text{ t/ml}$ )

$$f_G = \frac{5 \cdot 2.793 \cdot 33.4^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 0.2918 \cdot 12539.82} = 0.1237m \quad \Longrightarrow \quad f_G = 12.37cm$$

✓ Flèche due à la précontrainte

Pour le calcul de cette flèche, on utilisera la méthode graphique de MOHR pour le calcul des flèches :

$$F_p = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^L MP(x) M dx$$

$$F_p = \frac{2}{E_v I_{eq}} \int_0^{L/2} MP(x) M dx ; \text{ Par raison de symétrie cette expression peut devenir pour la moitié}$$

$MP(x)$ : Moment dû à la précontrainte.

$$MP(x) = \sum N_i e p_i \quad , \quad N_i = \sum p_i \cos \alpha_i \quad , \quad p_i = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_T) A_p$$

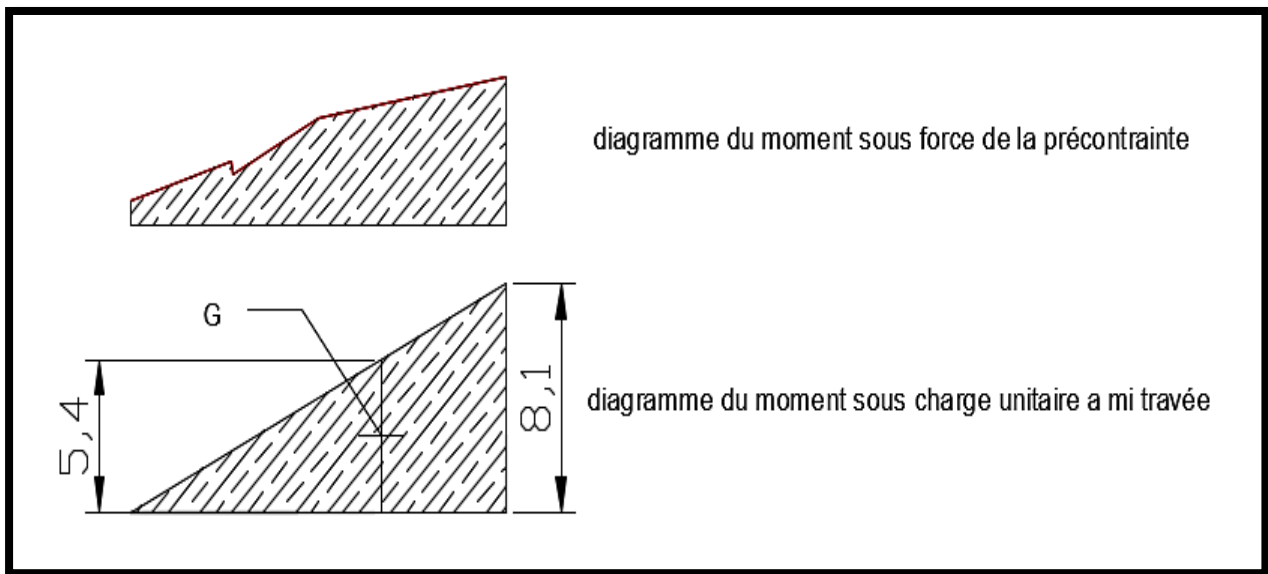
$e p_i$ : L'excentricité des câbles.

$M$ : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.

Les résultats de moment de la précontrainte sont donnés dans le tableau suivant :

Le moment de la précontrainte

Position	0	L=4.5		L/4	L/2
		-e	+e		
N1	3.92	3.89	3.856	3.74	3.73
N2	/	/	1.9	1.86	1.87
ep1	-0.22	-0.577	-0.579	-0.82	-0.99
ep2	0	0	0.256	-0.39	-0.84
Mp (MN.m)	-0.8624	-2.24453	-1.746224	-3.7922	-5.2635



Le calcul d'intégrale se fait en multipliant la surface sous diagramme de moment (calculer à l'aide de Autocad) par la valeur du moment unitaire au centre de gravité de ce dernier.

Le schéma suivant présente le mode de calcul utilisé :

Aire donnée par Autocad :  $B=55,57 \text{ m}^2$

Valeur de moment unitaire au niveau de son centre de gravité :  $M = 5,4 \text{ MN.m}$

$$D'où : F_p = \frac{2}{E_v I_{eq}} B \cdot M$$

$$F_p = -16.36 \text{ cm} \quad (\text{Le signe moins indique la présence d'un anti-flèche}).$$

✓ Calcul de la flèche de construction

La contre flèche de précontrainte est nettement supérieure à la flèche du poids propre de la poutre. Celle ce prendra donc une forme courbe, ceci n'est pas trop gênant, mais les problèmes du gradient thermique qui se produisent dans la hauteur de la poutre augmente la dilatation de sa membrure supérieure qui accentue alors la courbure.

Pour remédier à ce problème, on adopte pour le fond du coffrage une flèche dite flèche de construction vers le bas dont la valeur est :

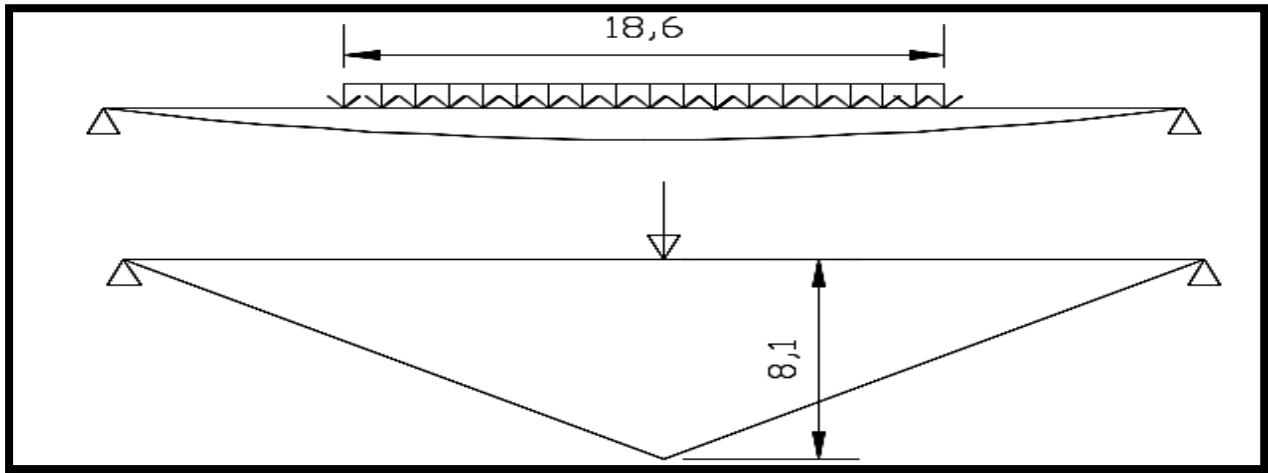
$$F_C = \frac{3}{4} (|F_p| - |F_G|) \implies F_C = 2.99 \text{ cm}$$

- ✓ Calcul de la flèche due à la surcharge D240

Cette flèche est donnée par l'expression suivante :

$$F_{D240} = \frac{1}{E_i I_{eq}} \int_0^L M_{D240} M dx$$

Avec  $E_i$  : Module de déformation longitudinale instantanée. ( $E_i=37619,47$  Mpa)



De la même manière comme le calcul pour le moment de la précontrainte on trouve :  
 Surface sous digramme du moment de D240 :  $B=28,087$  m<sup>2</sup>  
 Valeur de moment unitaire au niveau de son centre de gravité :  $M =8,1$  MN.m

$$F_{D240} = \frac{1}{37619,47 * 0.2918} 28.087 * 8.1$$

$$F_{D240}=2.07\text{cm}$$

- ✓ Résumé sur les flèches

Flèche à vide :  $f= fg+fp+fc= -1\text{cm}$

Flèche en charge :  $f= fg+fp+fc+fD =1.07$  cm

### ➤ CALCUL DES ROTATIONS

Pour le calcul des rotations on utilise la méthode de la poutre conjuguée. La rotation à l'appui est tout simplement les réactions sous un chargement sur la poutre conjuguée équivalent au diagramme de moment sur poutre réelle. Or, le calcul des rotations revient à calcul la surface sous digramme du moment obtenu et la divisé par deux (symétrie de chargement).

- ✓ Rotation sous le poids propre

$$\theta_G = \frac{Gl^3}{24E_v I_{eq}} \implies \theta_G = 0.012rd$$

- ✓ Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = \frac{1}{2E_v I_{eq}} \int_0^L MP(x)dx = \frac{1}{E_v I_{eq}} \int_0^{L/2} MP(x)dx$$

L'aire sous le diagramme de moment due à la précontrainte (demi portée) est déjà calculé (B=55,57 m<sup>2</sup>)

$$\theta_p = -0.015$$

- ✓ Rotation sous convoi D240

$$\theta_{D240} = \frac{1}{2E_i I_{eq}} \int_0^L M_{D240}dx$$

L'aire sous le diagramme de moment sous chargement D240 (toute la portée) est déjà calculé (B=28,087 m<sup>2</sup>)

$$\theta_{D240} = 0.0013rd$$

➤ **Résumé sur les rotations**

Rotation A vide :  $\theta_p + \theta_G = -0.003rd$

Rotation en charge :  $\theta_p + \theta_G + \theta_D = -0,0017rd$

**CALCUL DES DEPLACEMENTS**

- ✓ Déplacement dû à la rotation d'appuis : Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{rot} = \theta_{rot} \frac{h_t}{2}, \text{ avec } h_t = 1.75m \text{ (poutre + dalle)}$$

$$\Delta h_{rot} = 2.625 \times 10^{-3}m \text{ (à vide)}$$

$$\Delta h_{rot} = 1.489 \times 10^{-3}m \text{ (en charge)}$$

- ✓ Déplacement dû au retrait : Il est donné par la relation

$$\Delta h_{ret} = \epsilon_r \frac{L}{2} \text{ Avec } \epsilon_r = 3.10^{-4} \text{ et } L = 33.4m \implies \Delta h_{ret} = 5.01 \times 10^{-3}m$$

- ✓ Déplacement dû au fluage : Il est donné par la relation

$$\Delta h_{flu} = \frac{L \Delta \sigma_{flu}}{2 E_p}$$

Avec :  $E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPA}$ ,  $\Delta \sigma_{flu} = 165.45 \text{ MPA} \implies \Delta h_{flu} = 0.0145m$

- Calcul de déplacement dû à la variation de la température

$$\Delta_{hT} = \epsilon_T \frac{L}{2}$$

Courte durée : ( $\epsilon_T = 3.10^{-4}$ )



$$\Delta_{hT} (CD) = 5,01 \times 10^{-3}$$

Longue durée : ( $\epsilon_T = 2.10^{-4}$ )



$$\Delta_{hT} (LD) = 3,34 \times 10^{-3}$$

- **Résumé des déplacements**

Le déplacement maximal à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta_{h_{MAX}} = \frac{2}{3} (\Delta_{h_{ret}} + \Delta_{h_{rot}} + \Delta_{h_{flu}}) + \Delta_{hT}$$

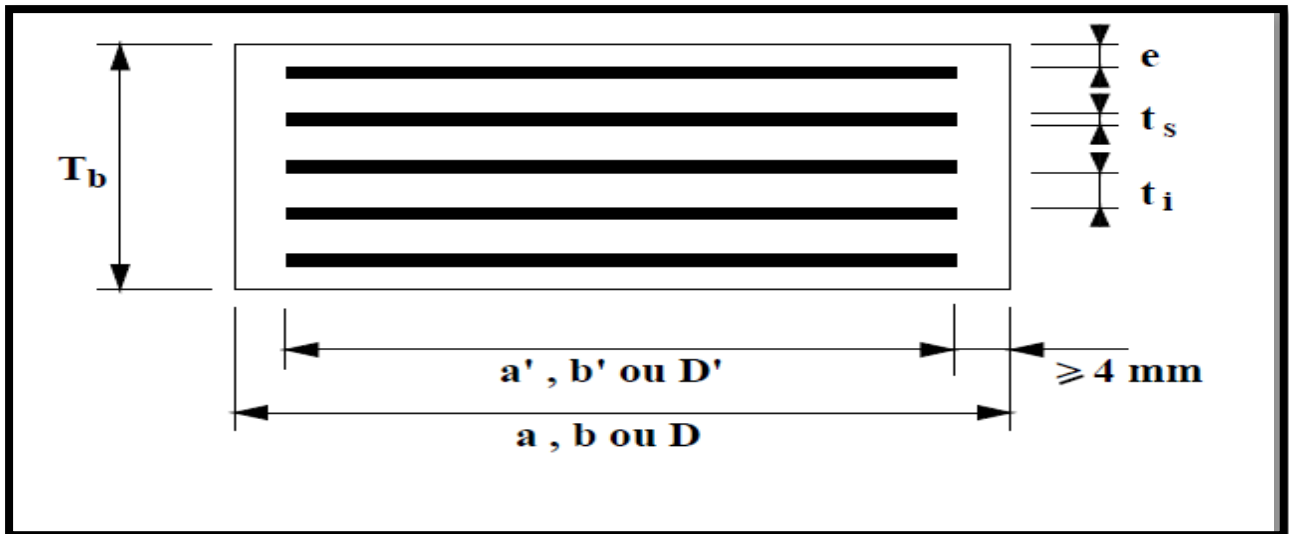
Courte durée :  $\Delta_{h_{MAX}} = 15,35 \times 10^{-3} \text{ m}$

Longue durée :  $\Delta_{h_{MAX}} = 13,68 \times 10^{-3} \text{ m}$

## PARTIE 02: DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

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

La section est dimensionnée pour que la contrainte verticale ( $P/ab$ ) soit comprise entre 2MPa et 15MPa sous sollicitation maximale en service :



Description de l'appareil d'appui

$$3\text{MPa} < \sigma_{ap} = \frac{N_{MAX}}{a \cdot b} < 15\text{MPa}$$

$T_q$  :

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

$\sigma_{ap}$  : La contrainte de compression de l'appareil.

2MPa : condition de non-cheminement.

15MPa : condition de non-écrasement.

D'après les chapitres précédents la poutre la plus touchée par les efforts tranchants engendre une réaction maximale  $N_{max} = 82,384 \text{ t}$

$$\text{D'où : } 0,0549\text{m}^2 < a \cdot b < 0,275\text{m}^2$$

➤ **Hauteur nette d'élastomère**

D'après le document SETRA BT N04/1974, on doit vérifier que  $\tau H \leq 0.5G$

$$G \frac{U}{T} \leq 0.5G \iff T \geq \frac{U}{0.5}$$

$T_q$  : Epaisseur totale des feuilles d'élastomères.

: Contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

$G$  : module d'élasticité transversale due à l'effort horizontal.

$U = \Delta h_{\max}$  Déformation lente (retrait, fluage, température) soit  $U = 15,35$  mm.

$$T \geq 30,70 \text{ mm} ; \text{ Soit : } T = n \cdot t_i \left\{ \begin{array}{l} n = 4 \\ t_i = 10 \text{ mm} \end{array} \right. \text{ soit } T = 40 \text{ mm}$$

On peut choisir 4 feuillets intermédiaires de 10 mm et 2 enrobages de 6 mm.

$$\text{Condition de non flambement } \frac{a}{5} < T < \frac{a}{10} \Rightarrow 5T < a < 10T \Rightarrow 20 < a < 40$$

$$\text{On prend : } a = 35 \text{ cm} \quad b = 35 \text{ cm}$$

➤ **Dimensionnement des frettes**

On doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \\ \beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = 6.72 \text{ MPA} \\ \beta = \frac{a \times b}{2G_x(a+b)} = 7.29 \end{array} \right.$$

$\sigma_e$  : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e = 220 \text{ Kg/mm}^2$  (Acier E24-1:  $e < 3 \text{ mm}$  {SETRA Bulletin technique})

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{35 \times 6.72}{7.29 \times 220} = 1.47 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prendra :  $t_s = 3 \text{ mm}$ .

➤ **Epaisseur nominale totale de l'appareil d'appui**

$$T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2x_e$$

avec  $e = 6 \text{ mm}$

$$T_b = 4(10+3) + 3 + (2 \times 6) \rightarrow T_b = 67 \text{ mm}$$

➤ **Epaisseur nominale total de d'élastomères**

$$T_e = n \cdot t_i + 2e \rightarrow T_e = 52 \text{ mm}$$

➤ **Epaisseur initiale total moyenne d'élastomères en cisaillement**

$$T_q = n \cdot t_i + 2e \rightarrow T_q = 52 \text{ mm}$$

L'appareil d'appui choisit est de dimensions ( 350 x 350 x 67) mm<sup>3</sup>

**PARTIE 03 : CALCUL DES RIGIDITES D'APPUIS**

La rigidité d'un appui est donnée d'après « SETRA » par la formule suivante :

$$R_i = \frac{P}{\sum U_i}$$

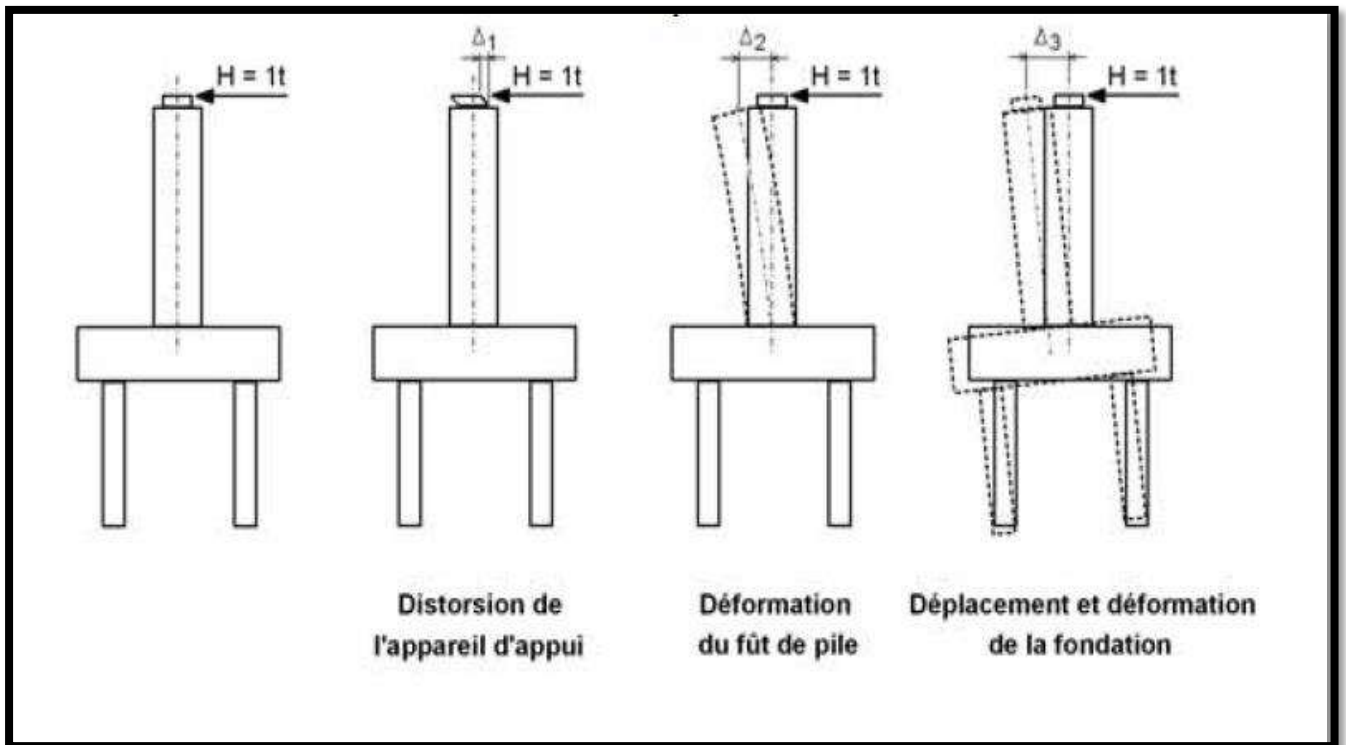
Avec:  $U = \sum U_i = U_1 + U_2 + U_3$

P : force unitaire (p=1)

U1 : déplacement de l'appareil d'appui dû à la distorsion

U2 : déplacement dû à la flexion de fut.

U3 : déplacement dû à la rotation de la fondation.



Déplacement des appuis

Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

$$U_1 = \frac{P \ T}{n \ Gab}$$

- n: nombre d'appuis
- ab: dimension en plan de appareil d'appui = 0.1225m<sup>2</sup>
- P: charge unitaire = 1
- T: hauteur de l'élastomère = 52mm
- G<sub>statique</sub> = 0.9MPA
- G<sub>dynamique</sub> = 1.2MPA(RPOA)

Déplacement dû à la flexion de fut

$$U_2 = \frac{h^3}{3mEI}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m: \text{nombre de fut} = 3 \\ h: \text{houteur fut} = 20\text{m} \\ I: \text{moment d'inrtie} = 2.24\text{m}^4 \\ E_{\text{statique}} = 11000 \text{ MPA} \\ E_{\text{dynamique}} = 33000 \text{ MPA} \\ \text{(RPOA)} \end{array} \right.$$

Déplacement dû à la rotation de la fondation :

$$U_3 = \frac{2h^2L}{d^2 \cdot E \cdot S \cdot K}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{longeur pieux + semelle} = 17.2\text{m} \\ h_{\text{culée}}: \text{la hauteur de mur frontale} = 7.45\text{m} \\ d: \text{entre axe entre deux files de pieux} = 3.6\text{m} \\ s: \text{surface dun pieux} = 1.130\text{m}^2 \\ k: \text{nbre de pieux par file} = 5 \end{array} \right.$$

	statique			dynamique		
	culée g	pile	culée d	culée g	pile	culée d
<b>u1(m)</b>	0.0428	0.0214	0.0428	0.0321	0.0160	0.0321
<b>u2(m)</b>	/	0.03607504	/	/	0.0120	/
<b>u3(m)</b>	/	0.0024	/	/	0.00079	/
<b>∑ ui(m)</b>	0.04287776	0.05988433	0.04287776	0.03215832	0.028	0.032
<b>Ri m<sup>-1</sup></b>	23.322	16.698	23.322	31.096	34.608	31.096

**PARTIE 04 : EVALUATION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'APPAREIL D'APPUI**

➤ **Actions dynamiques**

L'effort dynamique de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{\text{dyn}} = H_i \frac{R_{i,\text{dyn}}}{\sum R_{i,\text{dyn}}}$$

Avec : ( $H_i$  : effort horizontal développé sur le tablier).

**Effort dû au freinage**

- Système A(L)

L'effort de freinage du chargement A(L) est :

$$F=18 \text{ t}$$

$$H_{AL}) = \frac{F(A(L))}{N \text{ appuis}}$$

n : nombre d'appareils d'appuis  $n = \begin{cases} 22 & \text{au niveau des « piles »} \\ 11 & \text{au niveau des « culées »} \end{cases}$

- Système Bc

L'effort de freinage total du système sur le tablier est :  $F_{Bc} = 36\text{t}$

**Effort dû au séisme**

Le calcul sismique du pont ont permis d'évaluer les efforts sismiques agissants sur l'ouvrage dans les trois directions (voir VIII.8).

**Effort dû au vent**

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression de 2 t/m<sup>2</sup> selon le RPOA. Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_v = P_v \cdot S = P_v \cdot L_T \cdot H_t$$

Avec :  $P_v = 0.2 \text{ t/m}^2$

$L_T = 64.8 \text{ m}$  portée totale des travées.

$H_t$  : hauteur du tablier

$$F_v = 1,5 + 0,25 + 0,08 = 1,83 \text{ m.}$$

$$F_v = 0,237 \text{ MN}$$


---

Le récapitulatif des efforts dynamiques est donné dans le tableau suivant :

**les efforts dynamique**

	<b>Culée gauche</b>	<b>pile</b>	<b>Culée droite</b>
<b>Ri (MN)</b>	31.1	34.61	31.1
<b>Ri / Σ Ri</b>	0.321	0.358	0.321
<b>Hv (MN)</b>	0.076	0.085	0.076
<b>Hs (MN)</b>	3.59	4	3.59
<b>HBc (MN)</b>	0.116	0.129	0.116
<b>HA (MN)</b>	0.1092	0.1216	0.1092

➤ **Actions statiques**

L'effort qui est repris par chaque appui est donné par la formule suivante :

**Effort dû à la température**

$$H_t = \frac{n.G.a.b.\Delta_T}{T}$$

$$H_{t (cd)} = \frac{2 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.35 \times 0.00501}{0.052} = 0.0212 \text{ MN}$$

$$H_{t (ld)} = \frac{2 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.35 \times 0.00334}{0.052} = 0.0142$$

**Effort dû au fluage et retrait**

$$H_{\text{flu+ret}} = \frac{n.G.a.b.\Delta_{r+f}}{T} = \frac{2 \times 0.9 \times 0.35 \times 0.35 \times 0.0195}{0.052} = 0.0826 \text{ MN}$$

n:nombre de travée=2

**G=0.9MPA**

**Effort du a la variation linéaire**

$$F_{vl} = X(\text{ret+flu}).X_i.R_i \quad \text{avec} \quad X(\text{ret+flu})=0.0826, \quad X_i=33.4\text{m}$$

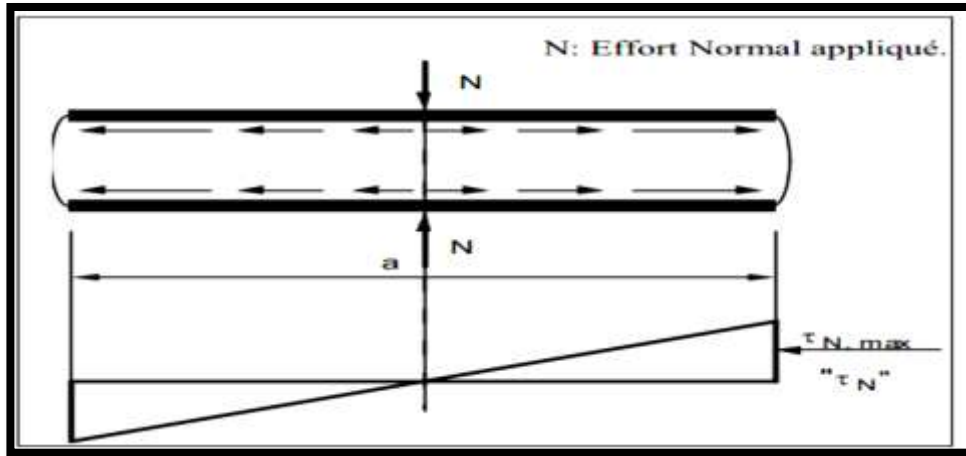
$$F_{vl}=0.67\text{M N}$$


---

**PARTIE 05: VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement due à l'effort normal**

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement  $\tau_N$  apparaissent au niveau du plan de frettage suivant la répartition donnée sur la figure suivante :



Contrainte de cisaillement due à l'effort normal

La valeur maximale de cette contrainte  $\tau_N$ , est au milieu, elle est donnée par la formule :

$$\tau_N = 1,5 \cdot \sigma_m / \beta \leq \tau = 3G_{sta} = 2.7 \text{ MPA.}$$

$$\tau_N = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} \leq 3G_{sta} \implies \begin{aligned} \sigma_m &= \frac{N_{max}}{a \times b} = 6.72 \text{ MPA} \\ \beta &= \frac{a \times b}{2G_X (a+b)} = 7.29 \end{aligned}$$

D'où  $\tau_N = 1,38 < 2,7 \text{ Mpa.}$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement due à l'effort horizontal**

Distorsion due à un déplacement lent

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U}{T_e}$$

Distorsion sous l'effet de freinage

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{n.a.b} \quad \text{Avec } H_2 = \max (HA(L), H Bc)$$

Déformation lente plus déformation rapide

On doit vérifier l'inégalité suivante :  $\tau_H \leq 0.7G$

Tel que  $\tau_H = \tau_{H1} + 0.5 \tau_{H2}$

	gauche	pile	droite
<b>u</b>	0.043	0.059	0.042
<b><math>\tau H1</math></b>	0.085	0.094	0.085
<b>H2</b>	0.116	0.129	0.116
<b><math>\tau H2</math></b>	0.094	0.105	0.094
<b><math>\tau H = \tau H1 + 0,5 \tau H2</math></b>	0.132	0.147	0.132
<b>0,7. G sta</b>	0.45	0.45	0.45
<b>verification</b>	Verifiee	verifiee	verifiee

- Vérification des contraintes de cisaillement due a la rotation

Lorsqu'une frette, solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit par :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \cdot a^2 (\alpha T + \alpha 0)}{2t^2 n}$$

n : nombre de feuilles de l'élastomère

$\alpha 0$  : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose pour le béton préfabriquée

$\alpha 0 = 1 \times 10^{-2}$  rad.

$\alpha T$  : rotation maximale de l'appareil d'appui. (a vide)

$$\alpha T = 0.3 \times 10^{-2}$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{0.9 \times 350^2 \times (0.3 \times 10^{-2} + 1 \times 10^{-2})}{2 \times 10^2 \times 4}$$

$$\tau_{\alpha} = 1.79 \text{ MPA}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement totale

La contrainte de cisaillement totale doit être vérifiée par la condition suivante

$$\tau = \tau N + \tau H + \tau_{\alpha} \leq 5 \text{ G}$$

Culée gauche /Droite :  $\tau = 3,30 < 4,5 \text{ Mpa}$  (Vérifiée)

Pile:  $\tau = 3,32 < 4,5 \text{ Mpa}$  (Vérifiée)

- **Résistance à la compression**

La contrainte moyenne de compression pour les appareils d'appuis est limitée à 15 MPa. Dans les cas courants, on peut retenir cette même limite sous charges sismiques. On doit vérifier que :

$$\frac{P_U}{a \cdot b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$P_U$  : la valeur maximale des charges permanentes avec l'effort sismique vertical ;

$$P_U = 0.93 + 0,44 = 1,37$$

$$11.80 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$


---

➤ **Flambement**

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du flambement est :

$$\delta_s = \frac{P_c}{P_u} \geq 3$$

$P_c$  : La charge critique de l'appareil s'obtient par la formule :

$$P_c = \frac{4 \cdot G \cdot A \cdot \beta^2 \cdot d}{h}$$

G : module de cisaillement (1.2 Mpa)

A : aire nominale de l'appareil d'appui

$\beta$  : facteur de forme  $\implies \beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a+b)} = \frac{0.35 \times 0.35}{2 \times 0.01 \times (0.35 + 0.35)} = 8.75$

d : épaisseur d'une frette + épaisseur d'un feuillet (t + ts = 13mm)

h : la hauteur total de l'appareil d'appui (67 mm)

$$\implies P_c = \frac{4 \times 1.2 \times 0.1225 \times 8.75^2 \times 0.013}{0.067} = 8.73$$

$$\implies \delta_s = \frac{8.73}{1.37} = 6.37 \geq 3 \text{ (Vérifiée)}$$

➤ **Limitation de la distorsion**

La distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$ , rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes : Pour  $p = P_u/P_c \leq 0,25$  :

pour:  $P = \frac{P_u}{P_c} \leq 0.25 \implies \delta \leq \delta_{\text{critique}} = 0,7 + 4(\delta_o - 0,7) (0,25 - p)$

Avec:

$\delta$ : déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$\delta_o = \delta_o = \frac{c}{h_c}$$

c : petit cote pour un appui rectangulaire,

$h_c$  : épaisseur totale d'élastomère.

pour:  $P = \frac{P_u}{P_c} \geq 0.25 \implies \delta \leq \delta_{\text{critique}} = 1,4(1-2p)$

On a:  $P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.37}{8.73} = 0.156 \leq 0.25$

$$\implies \delta_o = \frac{0.35}{0.067} = 5.22$$

$$\implies \delta_o = 2$$

$$\implies \delta_{\text{critique}} = 0,7 + 4(5.22 - 0,7) (0,25 - 0.156)$$

$$\delta = \frac{0.108}{0.052} = 2.07 < \delta_{\text{critique}} = 2.40 \text{ (condition vérifiée)}$$

➤ **Glissement**

Si on vérifie l'inégalité  $H < f \times N$ , on n'a pas besoin de dispositifs d'anti glissement si non il faut les prévoir.

H l'effort horizontal du séisme longitudinal par appareil ( $H=304.54\text{KN}$ /appareil au niveau de la culée).

N : l'effort vertical des charges permanente – 30% du séisme vertical par appareil :

$$N=N_G-0.3N_E=466-0.3\times 148.82= 421.35 \text{ KN}$$

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m}; \sigma_m = \frac{N}{a \cdot b}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{421.35}{0.35 \times 0.35} = 3.44 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f = 0.27$$

$$\Rightarrow H = 304.54 \text{ kn} > 0.27 \times 421.35 = 113.76 \text{ kn}$$

L'effort sismique horizontal peut causer un glissement sur les appareils d'appuis au niveau de la culée, on prévoit des goujons que l'on dimensionne comme suit

$$: \frac{\Delta H}{S} \leq 0.6\tau_e$$

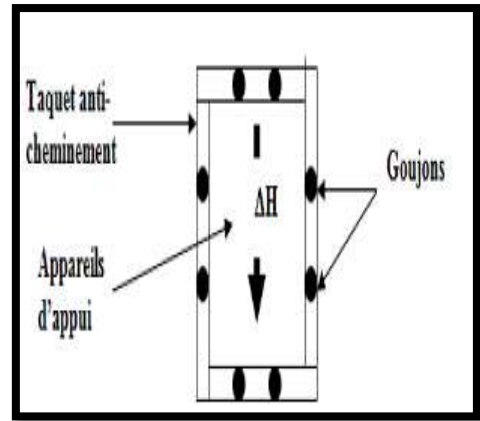
Avec  $S = \frac{\pi d^2}{4}$ : aire des goujons ;  $\tau_e = 240 \text{ Mpa}$

En installant 8 goujons l'effort  $\Delta H$

sera répartie équitablement sur ces derniers

$$\Delta H = 304.54 - 113.76 = 190.78 \text{ KN}$$

$$d_{goujon} = \sqrt{\frac{\Delta H}{0.15 \cdot \pi \cdot \tau_e}} = 4 \text{ cm}$$



Dispositif anti-glissement

➤ **Vérification Des Conditions De Non Soulèvement**

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normale, Il faut que :

$$\alpha t \leq \frac{3}{\beta} \left( \frac{T^2}{a^2} \right) \left( \frac{\sigma_{\min}}{G} \right)$$

$$\alpha t = (\alpha_0 + \alpha_T) / n$$

$$\alpha t = \frac{1.3 \times 10^{-2}}{10} = 1.3 \times 10^{-3}$$

$$\alpha t \leq \frac{3}{7.29} \left( \frac{52^2}{350^2} \right) \left( \frac{4.2}{0.9} \right)$$

$$0.0013 \leq 0.042 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**PARTIE 5 : FERRAILLAGE DU DE D'APPUI**

➤ **Armatures de chaînage**

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 0,25 R_{max}$ . [23]

ELU :  $R_{Umax} = 1,35(RG + RD240) = 1,29 MN$ .

ELS:  $R_{Smax} = RG + RD240 = 0.94 MN$ .

$Ac = \max \{ 0,25 R_{Umax} / \sigma_{S10} ; 0,25 R_{Smax} / \sigma_s \}$  [benradouane]

$\sigma_{S10} = f_e / 1.15$

$\sigma_{S10} = 434.78 MPa$

$\sigma_s = \max \{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{nf_t} \}$

$\sigma_s = \max \{ 250, 241 \} = 250 MPa$

$AC = \max \{ 7,42 ; 9,4 \} = 9,4 cm^2$

**Soit 5 HA 16 (  $Ac = 10,05 cm^2$  )**

➤ **Armatures de profondeur**

Elles sont disposées pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$AS = \max \{ 0.125 R_{Umax} / \sigma_{S10} ; 0.125 R_{Smax} / \sigma_s \}$

$AS = \max \{ 3,71 ; 4,7 \} = 4,7 cm^2$

**soit 5 HA 12 (  $As = 5.65 cm^2$  ).**

➤ **Armatures de diffusion**

✓ Nappe supérieure des armatures de diffusion (ferraillage de surface)

Calculée pour prendre un effort  $4\% R_{max}$

$AS = \max \{ 0,04 R_{Umax} / \sigma_{S10} ; 0,04 R_{Smax} / \sigma_s \}$

$AS = \max \{ 1,19 ; 1,5 \} = 1,5 cm^2$

**soit 3 HA8 (  $A = 1,51 cm^2$  )**

✓ Ferraillage inférieur ou d'éclatement

Les frettes sont disposées sur une profondeur  $Z$  tel que :  $h/3 < Z < h$

$AS = \max \{ 0.1 R_{Umax} / \sigma_{S10} ; 0.1 R_{Smax} / \sigma_s \}$

}

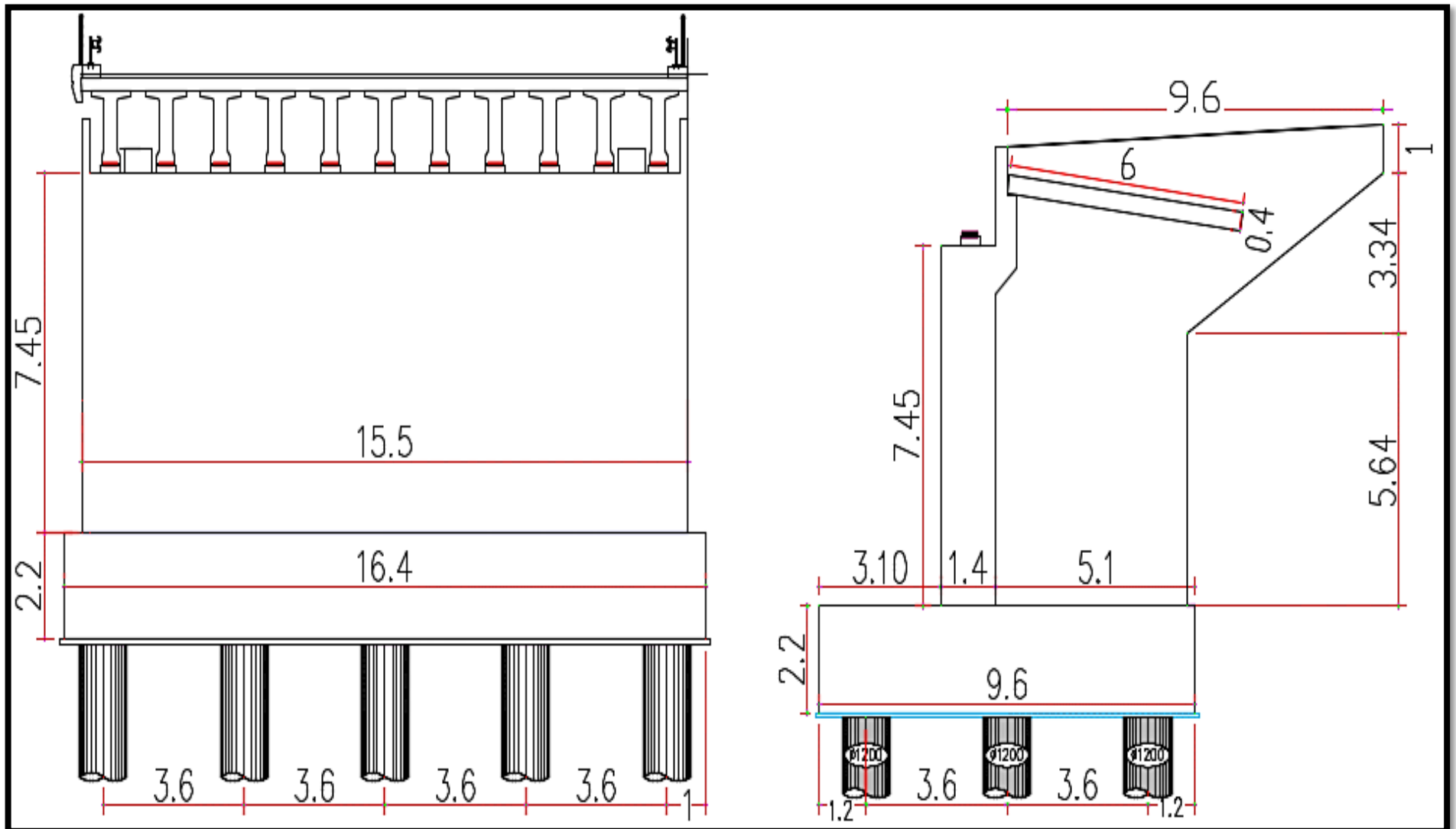
$AS = \max \{ 2,97 ; 3,76 \} = 3,76 cm^2$

**soit 4HA12 (  $A = 4,52 cm^2$  ).**

## ANNAXE 06 : ETUDE DE LA CULÉE

### ANNAXE 06 : ETUDE DE LA CULÉE

#### PARTIE 01 : SCHEMA DE LA CULEE



# ETUDE DE LA CULEE

## PARTIE 02 : SOLLICITATIONS AGISSANTS SUR CULEE

Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A :

\*Bas de la semelle.

\*Centre de la semelle.

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizon taux Fh= εH*P	Efforts vertica ux Fv=(1±ε v)*P (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant Fh*V (t.m)	Moment stabilisant Fv*H(t.m)
<b>Mur garde grève</b>	cas n°1	24.06	0.00	24.06	-0.15	10.68	0.00	-3.61
	cas n°2		7.22	26.23			77.10	-3.93
	cas n°3		7.22	24.06			77.10	-3.61
	cas n°4		7.22	21.90			77.10	-3.28
<b>Corbeau</b>	cas n°1	14.51	0.00	14.51	0.13	9.95	0.00	1.89
	cas n°2		4.35	15.82			43.33	2.06
	cas n°3		4.35	14.51			43.33	1.89
	cas n°4		4.35	13.21			43.33	1.72
<b>Mur frontal</b>	cas n°1	404.16	0.00	404.16	-1.00	5.93	0.00	-404.16
	cas n°2		121.25	440.54			719.01	-440.54
	cas n°3		121.25	404.16			719.01	-404.16
	cas n°4		121.25	367.79			719.01	-367.79
<b>Mur en retour</b>	cas n°1	175.65	0.00	175.65	3.20	7.83	0.00	562.08
	cas n°2		52.70	191.46			412.60	612.67
	cas n°3		52.70	175.65			412.60	562.08
	cas n°4		52.70	159.84			412.60	511.49
<b>Semelle</b>	cas n°1	865.92	0.00	865.92	0.00	1.10	0.00	0.00
	cas n°2		259.78	943.85			285.75	0.00
	cas n°3		259.78	865.92			285.75	0.00
	cas n°4		259.78	787.99			285.75	0.00
<b>Dalle de transition</b>	cas n°1	85.80	0.00	85.80	3.00	10.75	0.00	257.40
	cas n°2		25.74	93.52			276.71	280.57
	cas n°3		25.74	85.80			276.71	257.40
	cas n°4		25.74	78.08			276.71	234.23
<b>Poids des terres sur la semelle</b>	cas n°1	768.35	0.00	768.35	-3.35	5.70	0.00	-2573.96
	cas n°2		230.50	837.50			1313.87	-2805.62
	cas n°3		230.50	768.35			1313.87	-2573.96

## ETUDE DE LA CULEE

<b>1</b>	cas n°4		230.50	699.20			1313.87	-2342.30
<b>Poids des terres sur la semelle 2</b>	cas n°1	172.98	0.00	172.98	2.30	3.20	0.00	397.85
	cas n°2		51.89	188.55			166.06	433.66
	cas n°3		51.89	172.98			166.06	397.85
	cas n°4		51.89	157.41			166.06	362.05
<b>Poids des surcharges</b>	cas n°1	84.08	0.00	84.08	2.30	5.70	0.00	193.39
	cas n°2		25.23	91.65			143.78	210.80
	cas n°3		25.23	84.08			143.78	193.39
	cas n°4		25.23	76.52			143.78	175.99
<b>Poussée des terres mur garde grave + mur frontale</b>	cas n°1	271.91	271.91	0.00	/	5.53	1504.56	0.00
	cas n°2	443.14	443.14	0.00			2452.05	0.00
	cas n°3	464.42	464.42	0.00			2569.78	0.00
	cas n°4	491.91	491.91	0.00			2721.89	0.00
<b>Poussée des terres sur la semelle</b>	cas n°1	13.21	13.21	0.00	/	0.73	9.65	0.00
	cas n°2	21.53	21.53	0.00			15.72	0.00
	cas n°3	22.57	22.57	0.00			16.47	0.00
	cas n°4	23.90	23.90	0.00			17.45	0.00
<b>Poussée des surcharges sur mur frontal</b>	cas n°1	36.33	36.33	0.00	/	5.53	200.89	0.00
	cas n°2	59.20	59.20	0.00			327.40	0.00
	cas n°3	62.05	62.05	0.00			343.12	0.00
	cas n°4	65.72	65.72	0.00			363.43	0.00
<b>Poussée des surcharges sur la semelle</b>	cas n°1	13.64	13.64	0.00	/	0.73	9.96	0.00
	cas n°2	22.23	22.23	0.00			16.23	0.00
	cas n°3	23.30	23.30	0.00			17.01	0.00
	cas n°4	24.68	24.68	0.00			18.01	0.00
<b>Réaction du tablier (G)</b>	cas n°1	513.25	0.00	513.25	-0.95	10.03	0.00	-487.59
	cas n°2		106.13	559.44			1064.46	-531.47
	cas n°3		106.13	513.25			1064.46	-487.59
	cas n°4		106.13	467.06			1064.46	-443.70
<b>A(l)</b>	204.241		204.24					
<b>Bc 2voies</b>	120.990		120.99					
<b>Mc120</b>	106.620	/	106.62	/				
<b>D240</b>	171.111		171.11					
<b>S-Trottoirs</b>	2.430		2.43					
<b>HA(l)</b>	5.78	5.78		10.03	57.97	0.00		
<b>HBc</b>	11.52	11.52		10.03	115.55	0.00		
<b>F<sub>vl</sub></b>	67.61	67.61		10.03	678.10	0.00		

## ETUDE DE LA CULEE

### Combinaison de charges agissantes sur la culée

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	<i>1,35G + 1,6 (A(l)+Str)</i>	<i>4527.51</i>	<i>552.89</i>	<i>-2776.55</i>	<i>3337.022</i>	<i>560.47</i>
	<i>1,35G + 1,6 (Bc+Str)</i>	<i>4394.31</i>	<i>562.07</i>	<i>-2776.55</i>	<i>3429.1375</i>	<i>652.58</i>
	<i>1,35G + 1,35 Mc120</i>	<i>4340.78</i>	<i>543.64</i>	<i>-2776.55</i>	<i>3244.2645</i>	<i>467.71</i>
	<i>1,35G + 1,35 D240</i>	<i>4427.84</i>	<i>543.64</i>	<i>-2776.55</i>	<i>3244.2645</i>	<i>467.71</i>
ELS	<i>G + 1,2 (A(l)+Str)</i>	<i>3356.78</i>	<i>409.63</i>	<i>-2056.71</i>	<i>2472.727</i>	<i>416.02</i>
	<i>G + (Bc+Str)</i>	<i>3256.88</i>	<i>416.52</i>	<i>-2056.71</i>	<i>2541.8136</i>	<i>485.11</i>
	<i>G + Mc120</i>	<i>3215.39</i>	<i>402.70</i>	<i>-2056.71</i>	<i>2403.16</i>	<i>346.45</i>
	<i>G + D240</i>	<i>3279.88</i>	<i>402.70</i>	<i>-2056.71</i>	<i>2403.16</i>	<i>346.45</i>
ELA 1° CAS	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	<i>3429.89</i>	<i>1499.66</i>	<i>-2241.81</i>	<i>8003.77</i>	<i>5761.96</i>
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	<i>3413.24</i>	<i>1500.80</i>	<i>-2241.81</i>	<i>8015.28</i>	<i>5773.47</i>
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	<i>3409.88</i>	<i>1498.50</i>	<i>-2241.81</i>	<i>7992.17</i>	<i>5750.36</i>
	<i>G + 0,2 D240</i>	<i>3422.78</i>	<i>1498.50</i>	<i>-2241.81</i>	<i>7992.17</i>	<i>5750.36</i>
ELA 2° CAS	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	<i>3150.11</i>	<i>1525.88</i>	<i>-2056.71</i>	<i>8138.75</i>	<i>6082.05</i>
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	<i>3133.46</i>	<i>1527.03</i>	<i>-2056.71</i>	<i>8150.27</i>	<i>6093.56</i>
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	<i>3130.10</i>	<i>1524.72</i>	<i>-2056.71</i>	<i>8127.16</i>	<i>6070.45</i>
	<i>G + 0,2 D240</i>	<i>3142.99</i>	<i>1524.72</i>	<i>-2056.71</i>	<i>8127.16</i>	<i>6070.45</i>
ELA 3° CAS	<i>G + 0,2 (A(l)+Str)</i>	<i>2870.32</i>	<i>1559.75</i>	<i>-1871.60</i>	<i>8313.1495</i>	<i>6441.55</i>
	<i>G + 0,2 (Bc+Str)</i>	<i>2853.67</i>	<i>1560.90</i>	<i>-1871.60</i>	<i>8324.6639</i>	<i>6453.06</i>
	<i>G + 0,2 Mc120</i>	<i>2850.31</i>	<i>1558.60</i>	<i>-1871.60</i>	<i>8301.55</i>	<i>6429.95</i>
	<i>G + 0,2 D240</i>	<i>2863.20</i>	<i>1558.60</i>	<i>-1871.60</i>	<i>8301.55</i>	<i>6429.95</i>

# ETUDE DE LA CULEE

## PARTIE 03 : SOLLICITATION SUR MUR FRONTAL

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= $\epsilon H * P$	Efforts verticaux Fv=(1± $\epsilon v) * P$ (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant Fh*V (t.m)	Moment stabilisant Fv*H(t.m)
Mur de garde grève	cas n°1	24.06	0.00	24.06	0.85	8.48	0.00	20.45
	cas n°2		7.22	26.23			61.22	22.30
	cas n°3		7.22	24.06			61.22	20.45
	cas n°4		7.22	21.90			61.22	18.61
Corbeau	cas n°1	14.51	0.00	14.51	1.12	7.75	0.00	16.26
	cas n°2		4.35	15.82			33.75	17.72
	cas n°3		4.35	14.51			33.75	16.26
	cas n°4		4.35	13.21			33.75	14.79
Mur frontal	cas n°1	404.16	0.00	404.16	0.00	3.73	0.00	0.00
	cas n°2		121.25	440.54			452.26	0.00
	cas n°3		121.25	404.16			452.26	0.00
	cas n°4		121.25	367.79			452.26	0.00
Poussée des terres mur garde grave + mur frontale	cas n°1	88.56	88.56	0.00	/	3.30	292.25	0.00
	cas n°2	144.33	144.33	0.00			476.29	0.00
	cas n°3	151.26	151.26	0.00			499.16	0.00
	cas n°4	160.21	160.21	0.00			528.70	0.00
Poussée des surcharges sur mur frontal	cas n°1	19.68	19.68	0.00	/	3.30	64.94	0.00
	cas n°2	32.07	32.07	0.00			105.84	0.00
	cas n°3	33.61	33.61	0.00			110.92	0.00
	cas n°4	35.60	35.60	0.00			117.49	0.00
Réaction du tablier (G)	cas n°1	513.25	0.00	513.25	0.00	7.75	0.00	0.00
	cas n°2		26.82	559.44			207.89	0.00

## ETUDE DE LA CULEE

	cas n°3		26.82	513.25			207.89	0.00
	cas n°4		26.82	467.06			207.89	0.00
<b>A(l)</b>	204.241		/	204.24	/			
<b>Bc 2voies</b>	120.990			120.99				
<b>Mc120</b>	106.620			106.62				
<b>D240</b>	171.111			171.11				
<b>S-Trottoirs</b>	2.430			2.43				
<b>HA(l)</b>	3.775		3.78			7.75	29.26	0.00
<b>HBc</b>	8.536		8.54			7.75	66.16	0.00
<b>F<sub>vl</sub></b>	67.607		0.00			7.75	0.00	0.00

### Combinaison de charges agissantes sur le mur frontal

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	1,35G + 1,6 (A(l)+Str)	1621.26	152.16	49.56	529.02	479.47
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1488.06	159.78		588.06	538.50
	1,35G + 1,35 Mc120	1434.52	146.12		482.21	432.65
	1,35G + 1,35 D240	1521.59	717.17		482.21	432.65
ELS	G + 1,2 (A(l)+Str)	1204.00	112.77	36.71	392.30	355.59
	1,35G + 1,6 (Bc+Str)	1104.09	118.48		436.58	399.87
	1,35G + 1,35 Mc120	1062.61	108.24		357.19	320.48
	1,35G + 1,35 D240	1127.10	108.24		357.19	320.48
ELA 1° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	1083.36	336.80	40.01	1343.09	1303.08
	G + 0,2 (Bc+Str)	1066.71	337.76		1350.47	1310.46
	G + 0,2 Mc120	1063.35	336.05		1337.24	1297.22
	G + 0,2 D240	1076.25	336.05		1337.24	1297.22
ELA 2° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	997.32	345.27	36.71	1371.04	1334.33
	G + 0,2 (Bc+Str)	980.67	346.23		1378.42	1378.42
	G + 0,2 Mc120	977.31	344.52		1365.19	1365.19
	G + 0,2 D240	990.21	344.52		1365.19	1365.19
ELA 3° CAS	G + 0,2 (A(l)+Str)	911.29	356.22	33.41	1407.15	1373.75
	G + 0,2 (Bc+Str)	894.64	357.17		1414.53	1414.53
	G + 0,2 Mc120	891.28	355.46		1401.30	1401.30
	G + 0,2 D240	904.17	355.46		1401.30	1401.30

# ETUDE DE LA CULEE

## PARTIE 04 : MUR GARDE GREVE

### Le moment total a l'encastrement du mur garde grève

- Le moment dû à l'effort de poussée

$$M_{pt} = 1/3 P t h$$

$$P = 0,5 \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L \text{ avec : } K_{ah} = 0,33 ; h = 2.07 \text{ m}$$

$$P = 1.4283t$$

$$M_P = 0.98553 \text{ t.m}$$

$$M_{P\_ultime} = 1.33t.m$$

$$M_{P\_service} = 0.99t.m$$

- Moment dû à la force de freinage du camion Bc

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact avec la force arrière du

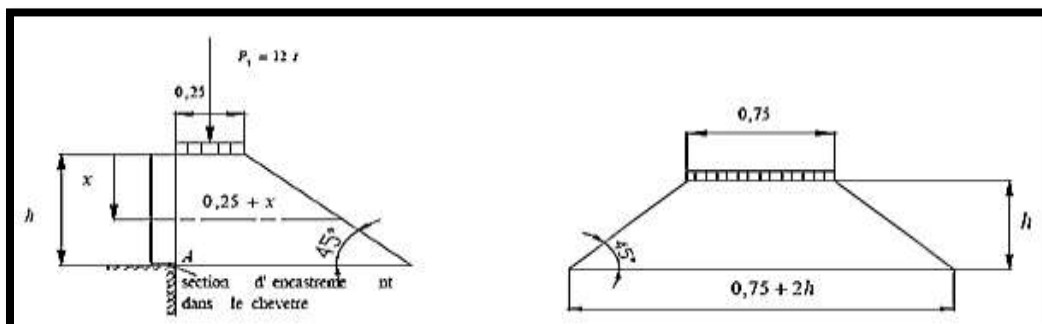
$$MGG = \frac{2 \cdot \mu \cdot h}{0.25 + h}$$

$$\text{Avec : } \mu = \begin{cases} 1.6 \text{ a ELU} \\ 1.2 \text{ a ELS} \end{cases}, \quad p = 6t$$

$$M_{F\_ultime} = 9.05$$

$$M_{F\_service} = 6.7$$

### Poussée d'une surcharge locale située en arrière du MGG



## ETUDE DE LA CULEE

### Répartition de la surcharge en arrière du mur garde grève

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions Bc accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impacts soient en contact avec la face arrière du MGG.

On remplace les 6t par une charge uniforme équivalente répartie sur un rectangle (0.25×0.75) m<sup>2</sup> à cause des incertitudes concernant la transmission des efforts.

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

Dans la quelle K est un coefficient ayant pour valeur :  $K=K_q \cdot bc$  .

- $K_q$  : coefficient de poussée des terres :  $K_q=1/3$
- : coefficient de majoration dynamique:  $=1.082$ .

D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :  $M_p = \frac{12.k}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$

Dans la quelle K est un coefficient ayant pour valeur :  $K=K_q \cdot bc \cdot \delta \cdot \gamma$

- ✓  $K_q$  : coefficient de poussée des terres :  $K_q=1/3$
- ✓  $\delta$ : coefficient de majoration dynamique:  $\delta=1.1$ .
- ✓  $bc$  : coefficient de pondération du système Bc :  $bc=1.08$
- ✓  $\gamma$  : coefficient de pondération  $\begin{cases} 1.6 \text{ a ELU} \\ 1.2 \text{ a ELS} \end{cases}$

$K_u = 0.6336$

$K_s = 0.4752$

La valeur (  $M_p / K$  ) est explicité ci-dessous pour différentes valeurs de h (d'après document SETRA)

<b>h(m)</b>	<b>0.5</b>	<b>0.75</b>	<b>1</b>	<b>1.5</b>	<b>2</b>	<b>2.5</b>	<b>3</b>
Mp/K (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Par interpolation linéaire sur la hauteur de mur garde grève on trouve

$M_p/K=7.605 \text{ t.m/ml}$

Soit  **$M_{pELU}= 4.82 \text{ t.m}$**  ;  **$M_{pELS}=3.61 \text{ t.m}$**

**$M_{totale ELU} = 15.20 \text{ t.m}$**

**$M_{totale ELU} = 11.30 \text{ t.m}$**

# ETUDE DE LA CULEE

---

## Partie 05 : Sollicitation sur pieux sous culée

Le pieu est soumis à :

- Un effort horizontal

$$T_0 = H/n = 416,52/15 =$$

$$p = 27,77 \text{ t/pieu. (Condition normale) P}$$

$$T_0 = H \text{ séisme}/n = 1560,90/15 =$$

$$p = 82,08 \text{ t/pieu. (Condition sismique)}$$

- Un effort vertical

$$N = N/n + M/w : N \text{ max} = 240,6t ; \quad N \text{ min} = 206,941t \text{ (Condition normale)}$$

$$N = N/n + M/w : N \text{ max} = 452,7t ; \quad N \text{ min} = 4,52 \text{ . (Condition sismique)}$$

- Un moment d'encastrement  $M_0$  :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{\theta M}}{\chi_{\theta p}} \times \frac{\bar{p}}{\lambda}, \quad \lambda = \sqrt{\frac{bc_u}{4.EI}}$$

$\lambda$  : Le déplacement en tête de pieu.

CU : Module de réaction du sol = 30 Mpa (en fonction de la nature de terrain)

E : module d'élasticité du béton = 33000 Mpa

I : moment d'inertie du pieu = 0,1018 m<sup>4</sup>

Donc :

$$\lambda = 0,229 ; \text{ D'où : } L = 5,953m \text{ ( } L = 26 \text{ m )}$$

Donnés

Donnés par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$  :

$$\chi_{\theta M} = 1,635$$

$$\chi_{\theta p} = 1,424$$

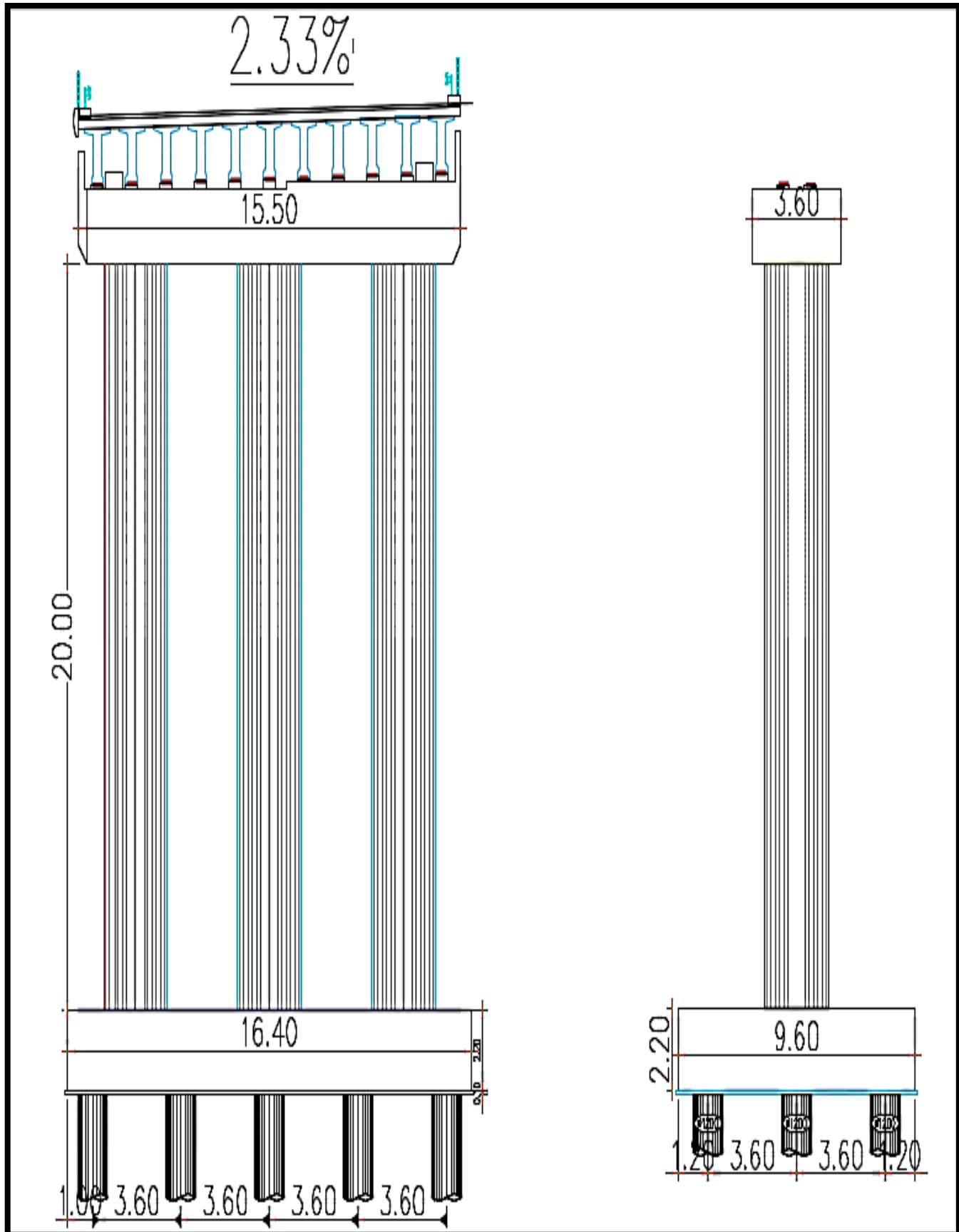
$$\bar{M} = -106,29 \text{ (Condition normale)}$$

$$\bar{M} = -398,24 \text{ . (Condition sismique)}$$

# ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

### PARTIE 01 : SCHEMA DE LA PILE



## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

### PARTIE 02 : EVALUATION DES EFFORTS SUR PILE

- Poids propre de cheville  
 $Pch = \gamma_b V$ .  $Rch = 279$  t

- Poids propre de tablier / poutre  
Une voie chargée :  $R_{max} = 93,3$  t  
Deux voies chargées :  $R_{max} = 186,6$  t.

- Surcharge A(l)

Pour une travée chargée la réaction maximale sous système de chargement A(l) est déjà calculé en:  $R1_{max/poutre} = 18,012$  t

Pour deux travées chargées :

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{65,8 + 12} = 0,69 \text{ t/m}^2$$

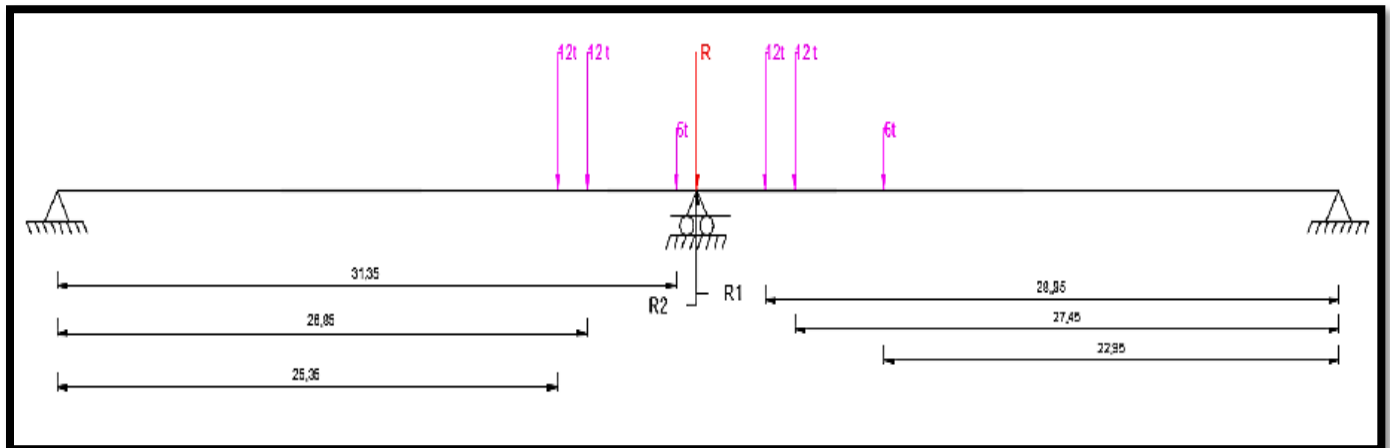
$$A(l) \times a_1 \times a_2 \times 13,5 = 8,10 \text{ t/ml}$$

$$R1_{max/poutre} = \frac{8,10 \times 32,4}{11} = 23,86 \text{ t}$$

- Le chargement Bc

Pour une travée chargée la réaction maximale est déjà calculé en V.2.2 :  $R_{max} = 10,99$  t

Pour deux travées chargées :



$$R1 = (28,95 \cdot 12 + 27,45 \cdot 12 + 22,95 \cdot 6) / 32,4 = 25,14 \text{ t}$$

$$R2 = (31,35 \cdot 6 + 26,85 \cdot 12 + 25,35 \cdot 12) / 32,4 = 25,14 \text{ t}$$

$$R_{max} = R1 + R2 = 50,28 \text{ t}$$

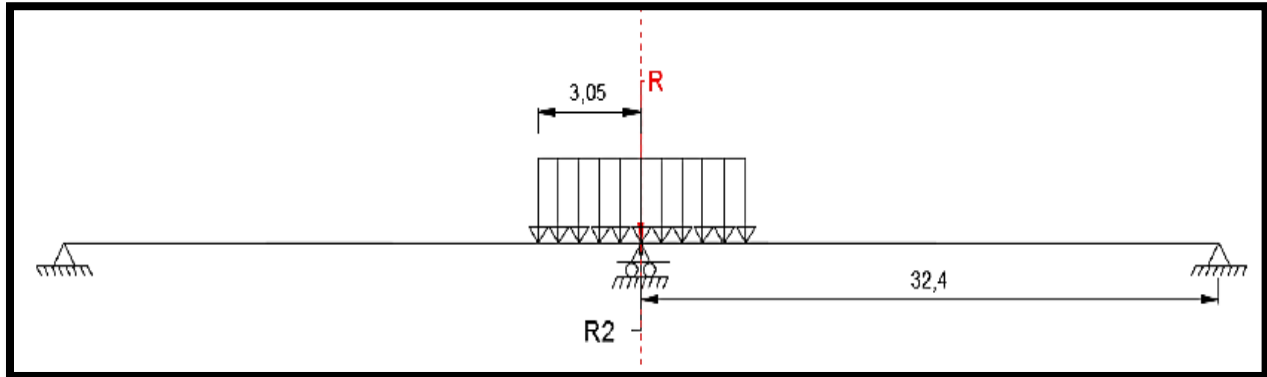
En multipliant par le coefficient de majoration dynamique et bc (4 voies chargées) :

$$R_{max} = 174,57 \text{ t} \quad R_{max/poutre} = 14,05 \text{ t}$$

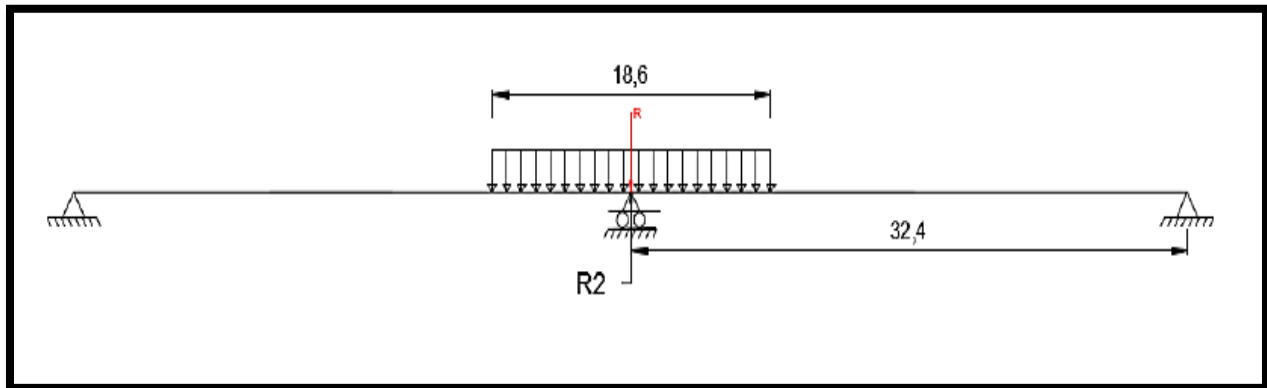
## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

- La charge militaire Mc120  
Une travée chargée :  $R_{\max}/\text{poutre} = 9,663 \text{ t}$ .  
Deux travées chargées :

$$R_{\max} = R2 \cdot \delta_{MC120} = 2 \cdot (55) \cdot 1,07 = 112,17 \text{ t} \quad R_{\max}/\text{poutre} = 10,197 \text{ t}$$



- La charge exceptionnelle D240  
Une travée chargée :  $R_{\max}/\text{poutre} = 15,56 \text{ t}$ . (voir V.2.2)  
Deux travées chargées



$$R_{\max} = 2 \cdot (102,78) = 205,55 \text{ t} \quad R_{\max}/\text{poutre} = 18,69 \text{ t}$$

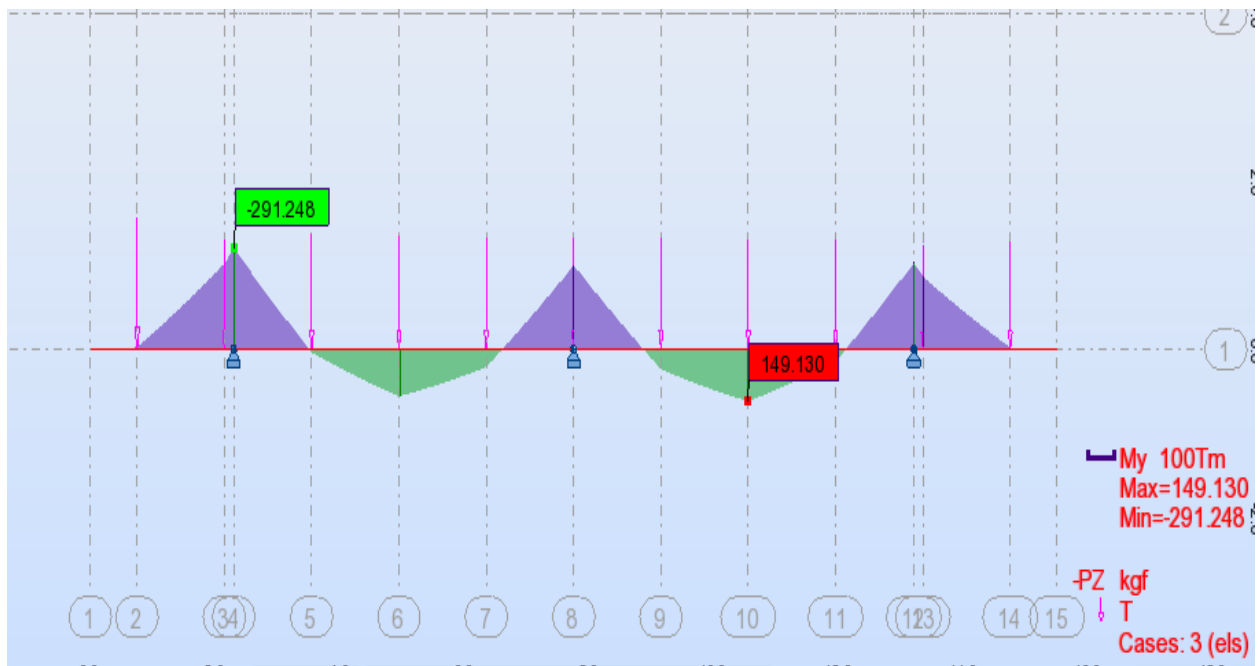
Les réactions agissant sur le chevêtre pour chaque poutre sont résumées dans le tableau suivant :

## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

	RG	RG pondéré	R(AL )	R(AL)pondéré	Rst	Rst pondéré	Elu(max)	Els(max)
P1	53.935	107.870	5.299	6.995	1.275	2.550	160.896	119.324
p2	40.556	81.112	21.009	27.732	0.133	0.266	154.298	114.709
p3	43.507	87.014	21.050	27.786	0.095	0.190	162.231	120.585
p4	42.847	85.694	22.915	30.248	0.006	0.012	164.103	122.006
p5	42.740	85.480	23.683	31.262	0.017	0.034	165.471	123.035
p6	42.743	85.486	24.082	31.788	0.023	0.046	166.341	123.687
p7	42.704	85.408	23.946	31.609	0.017	0.034	165.929	123.379
p8	43.372	86.744	23.738	31.334	0.006	0.012	167.258	124.359
p9	44.353	88.706	23.560	31.099	0.095	0.190	169.816	126.253
p10	41.470	82.940	23.275	30.723	0.133	0.266	161.551	120.127
p11	60.526	121.052	13.530	17.860	1.275	2.550	196.076	145.544

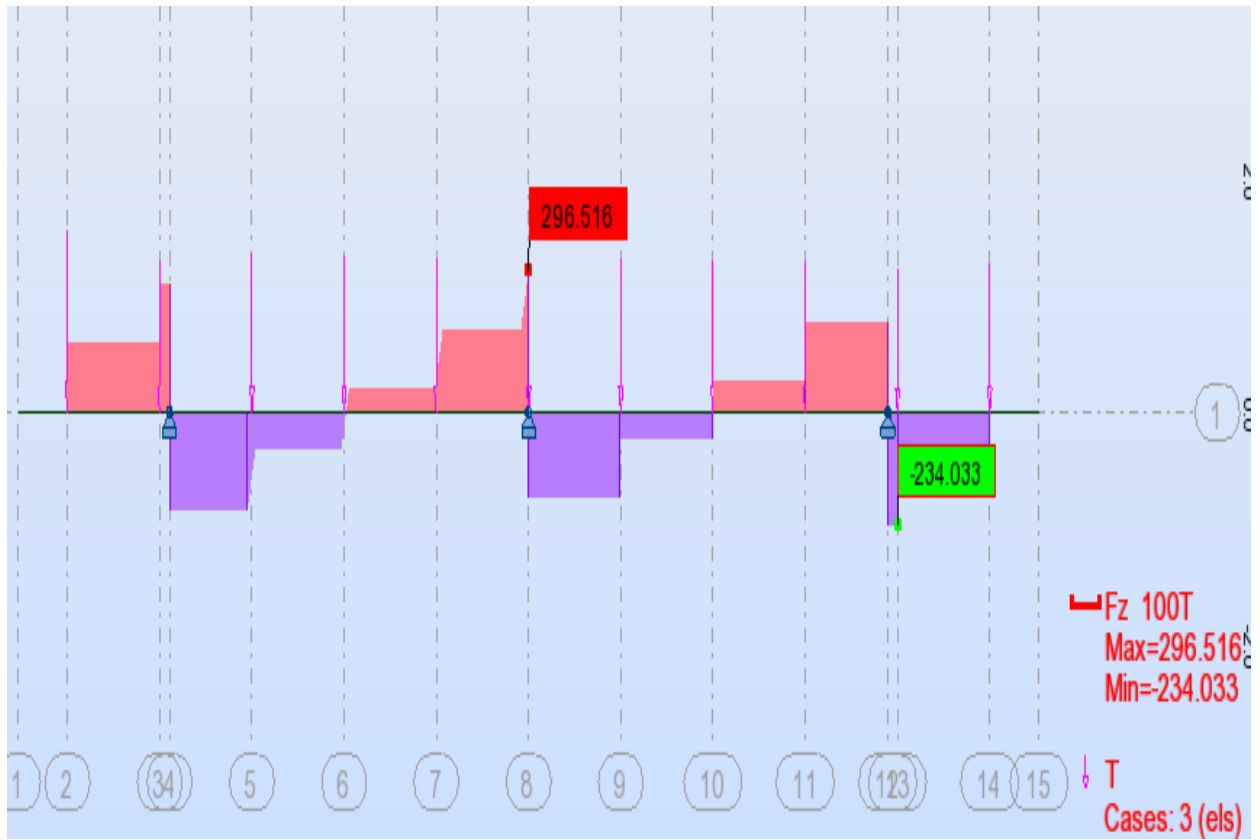
Les résultats en moment et effort tranchant du chevêtre modélisé par robot20146 sont donnés en fichier joint, on présente ici que quelques images donnant les moments extremum.

Momont max a ELS

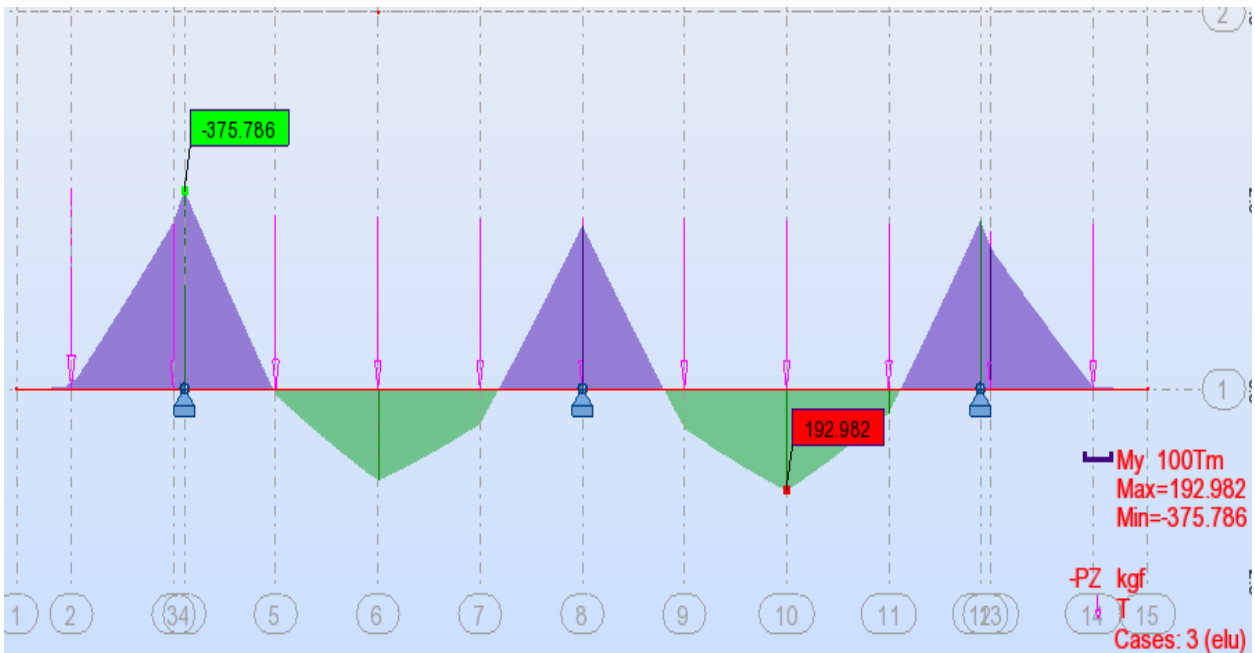


# ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

## Effort tranchant max a ELS

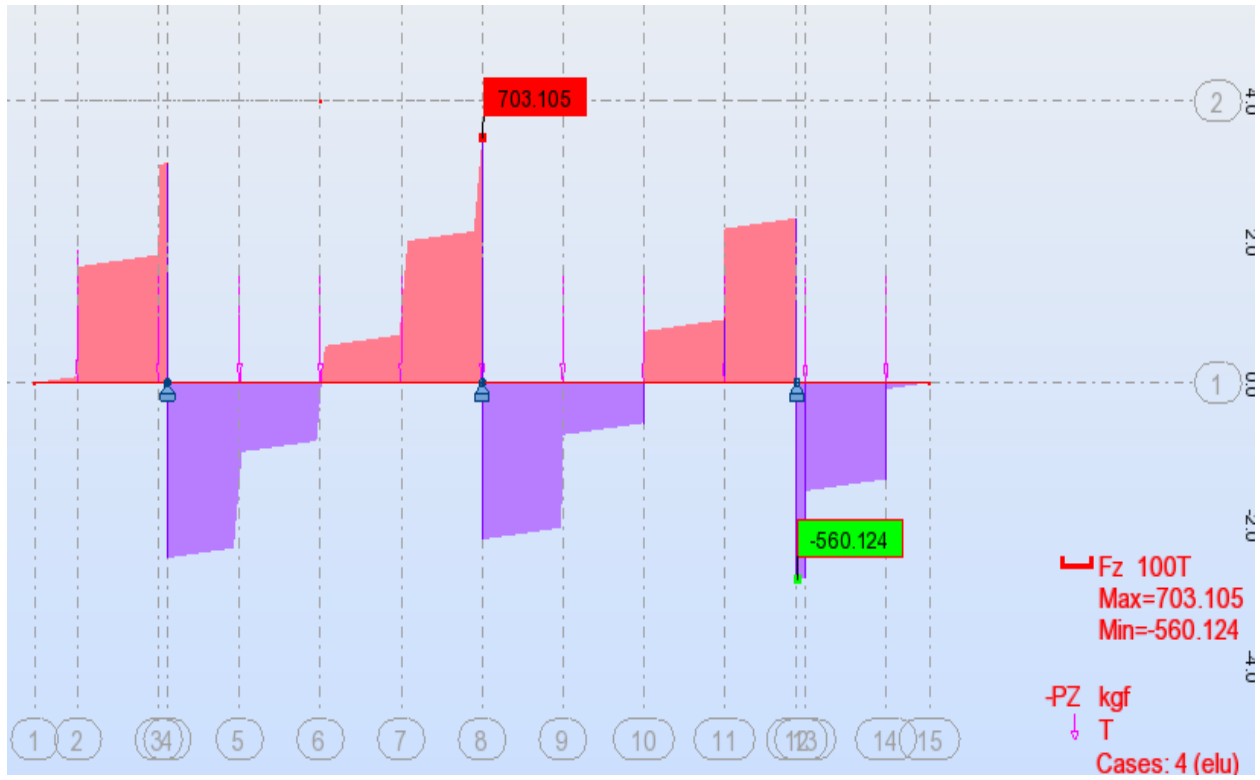


## Momont max a ELU



# ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

Effort tranchant max max a ELS



## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

### PARTIE 02 : Évaluation des efforts sur fut

Le tableau suivant englobe tous les efforts internes pour le fut

Désignation	N (t)	H (t)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
chevêtre	279	/	0,000	21,000	0,000	/
Fûts	569,91	/	0,000	10,000	0,000	/
Tablier	1026,25	/	0,000	22,000	0,000	/
Surcharge (Al)	262.46	/	0,000	22,000	0,000	/
Surcharge excpt (Bc)	154.55	/	0,000	22,000	0,000	/
Surcharge Mc120	111,21	/	0,000	22,000	0,000	/
Surcharges excpt D240	205.59	/	0,000	22,000	0,000	/
surcharges territoires	4.86	/	0,000	22,000	0,000	/
Hf+r	/	12.7	/	22,000	/	279,4
HT°		2,800	/	22,000	/	61,6
FreinageAl	/	18	/	22,000	/	396
FreinageBc	/	36,000	/	22,000	/	792

### Les Combinaisons des efforts

Cas normale à L'ELS

Combinaisons	N	H	M
<b>P.perm</b>	1875,16	15,5	341
<b>P.perm+Al</b>	2247,712	37,1	816,2
<b>P.perm+Bc</b>	2066,452	58,7	1291,4
<b>P.perm+Mc120</b>	1986,37	15.5	341
<b>P.perm+D240</b>	2080,75	15.5	341

**ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE**

**Cas normale à L'ELU**

<b>Combinaisons</b>	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>M</b>
<b>P.perm</b>	2531,466	20.952	460.35
<b>P.perm+Al</b>	2959,178	49,752	1093,95
<b>P.perm+Bc</b>	2786,522	78,552	1727,55
<b>P.perm+Mc120</b>	2681,560	20.952	460.35
<b>P.perm+D240</b>	2809,013	20.952	460.35

**1.1.1 Cas sismique**

	<b>Efforts selon chaque direction</b>			<b>Efforts sous combinaison</b>			<b>P perman</b>
	<b>Ex</b>	<b>Ey</b>	<b>Ez</b>	<b>E<sub>1</sub></b>	<b>E<sub>2</sub></b>	<b>E<sub>3</sub></b>	
<b>H long (t)</b>	290,24	0,00	0,00	290,24	87,072	87,072	15.5
<b>H trans (t)</b>	0,00	565,97	0,00	169,791	565,97	169,791	/
<b>M long (t.m)</b>	6385,28	0,00	0,00	6385,28	1915,584	1915,584	341
<b>M trans (t.m)</b>	0,00	12451,34	0,00	3735,402	12451,34	3735,402	/
<b>N (t)</b>	0,00	0,00	482,73	144,819	144,819	482,73	1875.16

	<b>E1 + Pperm</b>	<b>E2 + Pperm</b>	<b>E3 + Pperm</b>	<b>-E1 + Pperm</b>	<b>-E2 + Pperm</b>	<b>-E3 + Pperm</b>
<b>HL</b>	305.74	102.572	102.572	-274.74	-71.572	-71.572
<b>HT</b>	169,791	565,97	169,791	-169,791	-565,97	-169,791
<b>ML</b>	6726.28	2256.584	2256.584	-6044.28	-1574.584	-1574.584
<b>MT</b>	3735,402	12451,34	3735,402	-3735,402	-12451,34	-3735,402
<b>N</b>	2019.979	2019.979	2357.89	1730.183	1730.183	1392.43

$$H = \sqrt{(HL)^2 + (HT)^2}$$

**ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE**

$$M = \sqrt{(ML)^2 + (ML)^2}$$

<b>N</b>	2019.979	2019.979	2357.89	1730.183	1730.183	1392.43
<b>H</b>	349.723	575.189	198.3683	322.972	570.477	184.259
<b>M</b>	7693.898	12654.171	43654.104	7105.388	12550.505	4053.7073

**PARTIE 04 :EFFORTs SUR LA SEMELLE**

<b>Désignation</b>	<b>N (t)</b>	<b>H (t)</b>	<b>I<sub>FV/o</sub> (x/o)</b>	<b>I<sub>FH/O/a</sub> (y/a,o)</b>	<b>M<sub>FV/o</sub></b>	<b>M<sub>FH/o</sub></b>
<b>chevêtre</b>	279	/	0,000	23,200	0,000	/
<b>Fûts</b>	569,91	/	0,000	12,200	0,000	/
<b>Tablier</b>	1026,25	/	0,000	24,200	0,000	/
<b>Semelle</b>	865.920	/	0,000	1,100	0,000	/
<b>Poids des terres</b>	519.552	/	0,000	2,700	0,000	/
<b>Surcharge (A1)</b>	262.46	0,000	0,000	24,200	0,000	/
<b>Surcharge excpt (Bc)</b>	154.55	0,000	0,000	24,200	0,000	/
<b>Surcharge Mc120</b>	111,21	0,000	0,000	24,200	0,000	/
<b>Surcharges excpt D240</b>	205.59	0,000	0,000	24,200	0,000	/
<b>surcharges territoriales</b>	4.86	0,000	0,000	24,200	0,000	/
<b>Hf+r</b>	/	12.7	/	24,200	/	307,43
<b>HT°</b>		2,800	/	24,200	/	67.76
<b>FreinageA1</b>	/	18	/	24,200	/	435.6
<b>FreinageBc</b>	/	36,000	/	24,200	/	871.2

**A ELS**

<b>Combinaisons</b>	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>M</b>
<b>P.perm</b>	3259.722	15,5	375 ,19
<b>P.perm+A1</b>	3580.506	37,1	897,91
<b>P.perm+Bc</b>	3451.014	58,7	1420,63
<b>P.perm+Mc120</b>	3370.932	15.5	375 ,19
<b>P.perm+D240</b>	3465.312	15.5	375 ,19

## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

	<b>Nmax(t)</b>	<b>Mcor(t.m)</b>	<b>Mmax(t.m)</b>	<b>Ncor(t)</b>
<b>3 futs</b>	3580.506	897,91	1420,63	3451.014
<b>1 fut</b>	1193.502	299.303	473.543	1150.338

### A ELU

<b>Combinaisons</b>	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>M</b>
<b>P.perm</b>	4400.625	20.952	506.506
<b>P.perm+Al</b>	4828.337	49,752	1203.466
<b>P.perm+Bc</b>	4655.681	78,552	1900.426
<b>P.perm+Mc120</b>	4550.758	20.952	506.506
<b>P.perm+D240</b>	4678.171	20.952	506.506

	<b>Nmax(t)</b>	<b>Mcor(t.m)</b>	<b>Mmax(t.m)</b>	<b>Ncor(t)</b>
<b>3 futs</b>	4828.337	1203.466	1900.426	4655.681
<b>1 fut</b>	1609.446	401.155	633.475	1551.894

### A ELA

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
<b>HL</b>	305.74	102.572	102.572	-274.740	-71.572	-71.572
<b>HT</b>	169.791	565.970	169.791	-169.791	-565.970	-169.791
<b>ML</b>	6760.47	2290.774	2290.774	-6010.090	-1540.394	-1540.394
<b>MT</b>	3735.402	12451.340	3735.402	-3735.402	-12451.340	-3735.402
<b>N</b>	3404.541	3404.541	3742.452	3114.903	3114.903	2776.992

## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

<b>N</b>	3404.541	3404.541	3742.452	3114.903	3114.903	2776.992
<b>H</b>	349.723	575.189	198.3683	322.972	570.477	184.259
<b>M</b>	7723.806	12660.313	4381.880	7076.327	12546.262	4040.550

3 futs	Nmin(t)	Mcor(t.m)	Mmax(t.m)	Ncor(t)
1 fut	2776.992	4040.550	12660.313	3404.541

### PARTIE 05 EFFORT SUR PIEUX

Le pieu est soumis à :

- Un effort horizontal

$T0 = \overline{P} = H/n = 58.7/15 = 3.91$  t/pieu. (Condition normale)

$T0 = \overline{P} = H \text{ séisme}/n = 1560/15 = 38.35$  t/pieu. (Condition sismique)

Un moment d'encastrement  $M_0$  :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bc_u}{4EI}}$$

$$\overline{M} = \frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\overline{P}}{\lambda}$$

$\lambda$ : Le déplacement en tête de pieu.

$C_u$  : Module de réaction du sol = 30 Mpa (en fonction de la nature de terrain)

$E$  : module d'élasticité du béton = 33000 Mpa

$I$  : moment d'inertie du pieu = 0,1018 m<sup>4</sup>

Donc :

$\lambda = 0,228$  ; D'où :  $\lambda L = 5.915$  ( $L = 26$  m)

**Détermination des coefficients  $\chi_{\theta M}$  ;  $\chi_{\theta p}$**

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.54; \chi_{\theta p} = 1.26 \\ \lambda L = 6 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.65; \chi_{\theta p} = 1.45 \end{cases} \text{ Donnés par les abaques de WARNER en fonction de } \lambda L$$

Par interpolation  $\Rightarrow$   $\begin{cases} \chi_{\theta M} = 1.635 \\ \chi_{\theta p} = 1.424 \end{cases}$

**Calcul de moment**

## ANNEXE 07 : ETUDE DE LA PILE

---

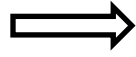
$\bar{M} = 14.94\text{tm}$  (Condition normale)

$\bar{M} = 146.49\text{tm}$  (Condition sismique)

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

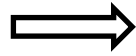
- Un effort vertical

(Condition normale)



$N_{\max} = 264.309\text{t}$   
 $N_{\min} = 214.425\text{t}$

(Condition sismique)



$N_{\max} = 536.8.7\text{t}$   
 $N_{\min} = 72.895\text{t}$