

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

**Etude d'un pont à poutres  
précontraintes au PK 25+244.  
Wilaya de Relizane.**

Présenté par :

Nour el houda AIRECHE

Encadré par :

M. Abderrahmane KIBBOUA

Promotion 2017 /2018

## *Dédicace*

*J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à l'intention de :*

*Mes parents, pour tous les efforts et le temps qu'ils ont consacré pour m'aider, me soutenir et m'encourager dès le jour où j'ai ouvert l'œil. Pour leur veille pour prier pour mon bien être et mon succès. Aucune dédicace ne saurait suffisante pour leur rendre ne serait-ce qu'une partie de leur faveur.*

*Mes frères Ismail et Mohammed et mes sœurs Hakima, Sara et Zineb, d'être toujours présents à mes côtés, et pour le bonheur et la joie qu'il m'ont donné, et la tendresse et qu'ils m'ont affecté.*

*Mes deux nièces Meriem et Maria, pour forcer le sourire et la jouissance qu'elles ont ramené dans ma vie.*

*Ma grande famille, mes oncles, mes tantes et mes cousins.*

*Mes meilleurs amis Asma, Khadija et Abdelfettah pour les conseils qu'ils m'ont accordé et les bons moments qu'on a passé ensemble, et pour le fait qu'ils ont toujours été présents dans mes heures de joie et de tristesse.*

*Sans oublier tous mes amis de l'ENSTP, et tout mon cursus scolaire.*

## **Remerciement**

*Je commence tout d'abord par remercier Allah, le tout puissant, clément et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.*

*Je remercie également ma famille, notamment mes parents pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que je puisse surpasser toutes les obstacles durant mon cursus et en arriver jusque-là.*

*Je tiens à remercier mon encadreur Mr KIBBOUA Abderrahmane pour ses conseils, sa guidance sa motivation et sa disponibilité durant toute la période d'étude.*

*Mes sincères remerciements vont aux ingénieurs de l'ENGOA notamment M. SALHI, et aux anciens diplômés de l'école notamment Selma KAABECHE et Khadidja SAHRAOUI, pour leur disponibilité et leur dévouement pour m'aider et répondre à toutes mes réponses.*

*Je remercie également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'il m'ont rapporté.*

*Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.*

*A tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin je dis du fond de mon cœur*

**« Merci »**

## ملخص

هذه المذكرة تمت كتابتها في إطار مشروع نهاية الدراسة، هدفها الرئيسي دراسة تنفيذ جسر سيار بعرضات مسبقة الإجهاد مكون من نطاقين متطابقين بطول 25 م للواحد بولاية غليزان.

العمل يتضمن في بادئ الأمر عرضا للجسر وبالأخص تبرير للمتغيرة المعتمدة، دراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الاجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر مثل BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008 وبالاعتماد على برامج للحساب مثل ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL, AutoCAD 2014

**كلمات مفتاحية :** جسر، خرسانة، مسبقة الاجهاد ، زلزال، نطاقين متطابقين

## RESUME

Ce présent mémoire a été rédigé dans le cadre du projet de fin d'étude, son objectif principal est l'étude d'exécution d'un pont routier à poutres en béton précontraint composé de deux travées isostatiques identiques de 25 m situé à la wilaya de Relizane.

Le travail à effectuer comporte en premier lieu la présentation de l'ouvrage et notamment la justification de la variante retenue, l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des les règlements utilisés en Algérie tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, et en basant sur de des logiciel de calcul tel que calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL et AutoCAD 2014.

**Mots clés :** Pont, Béton, Précontrainte, Séisme, travées isostatiques

## Abstract

This dissertation was written in the framework of the end of study project, its main objective is the study of execution of a highway bridge built in pre-stressed concrete beams composed of two identic isostatic spans of 25 m located in the state of Relizane.

The work to do include in the first place a presentation of structure and particularly the justification of the selected variable, the study of superstructure and infrastructure by going through pre-stress calculation, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria like BAEL91, BPEL91, RCPR2008, RPOA2008, and using calculation programs such as ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL et AutoCAD 2014.

**Keywords:** bridge, concrete, pre-stress, earthquake, isostatic spans.

## NOTATIONS ET SYMBOLES

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

$E_{ij}$  : 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.

$\emptyset$  : Diamètre de la gaine.

$\Phi$  : Coefficient de frottement en ligne.

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

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

$f_e$  : 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.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : Epaisseur de l'âme.

$b_t$  : Largeur totale des talons.

$B$  : 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 BC.

$bt$  : Coefficient de pondération du convoi Bt.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\delta$  : Coefficient de majoration dynamique.

$V$  : Effort tranchant.

$M_f$  : Moment fléchissant.

$\alpha$  : 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.

$\sigma_i$ : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

$\sigma_s$ : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

$P_0$ : Effort à l'origine.

$n$ : Nombre de câbles.

$e_0$ : Excentricité du câble moyen.

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

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

$V_u$ : Effort tranchant limite.

$m$ : Nombre de gaines par lit.

$V_{min}$ : 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.

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

$\bar{\sigma}_{bc}$ : 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.

$M_u, N_u$ : Sollicitations agissant sur la section /  $A_p$  ;

$\sigma_{bt}$ : Contrainte de traction dans le béton.

$N_u$ : Effort normale résistant ultime.

$M_u$ : Moment fléchissant résistant ultime /  $A_p$  ;

$s_t$ : Espacement des armatures transversales.

$M_t$ : Moment entravée.

$Q_u$ : Charge concentrée à l'ELU.

$U_c$ : Largeur d'impact de la roue.

$F_g$ : Flèche due aux charges permanentes.

$F_p$ : Flèche due à la précontrainte.

$F_c$ : 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.

$G$ : 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 à 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.

$F$ : La force sismique.

$d$ : Déplacement.

$E_c$ : l'énergie cinétique du système

$E_p$ : l'énergie potentielle du système.

$P_t$ : Poussée des terres ;

$K_a$ : Coefficient de poussée des terres.

$\phi$ : Angle de frottement interne du sol.

$\gamma$ : Poids volumique des terres.

$R$ : Réaction d'appui des fûts.

$B$ : Entre axe des fûts.

h : Hauteur du chevêtre.

b0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

D : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.

Mt : Moment de torsion.

$\tau_v$  (v): Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

$\tau$  (Mt): Contrainte de cisaillement dû à la torsion.

Ns : Effort normal dû au séisme.

Hs : Effort horizontal dû au séisme.

Kh : Accélération sismique horizontale.

Lf : Longueur de flambement.

$\gamma_f$  : Coefficient de majoration (pour tenir compte du flambement).

ea : Excentricité additionnelle.

Mu\*, Nu\*: Efforts exercés sur le fût.

$(\bar{N}_u)$ ,  $(\bar{M}_u)$  : Efforts admissible.

Qp : Effort de pointe.

Qf : Effort de frottement latéral.

Qn : Charge nominale.

Cu : Coefficient de réaction du sol.

I : Moment d'inertie du pieu ;

Mu\*, Nu\*: Efforts exercés sur le pieu.

Mu, Nu : Efforts admissible.

n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur.

G : module de cisaillement de l'appareil.

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

e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

n : Nombre de fût composant la pile.

E : module de déformation instantanée de béton.

I : moment d'inertie longitudinal d'un fût.

l: hauteur du fût.

M : est la masse totale du tablier.

$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement.

a : accélération du sol ;

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

$\mu$  : masse linéique du tablier.

L : longueur travée.

U : périmètre extérieur du chevêtre.

Qr : les charges de chaussées A(l) ou B avec charges de trottoirs.

Qrp : les charges militaires ou exceptionnelles.

Ad : La charge accidentel.

b : la petite cote du rectangle circonscrit.

$\Phi_l$  : plus gros diamètre des armatures longitudinales.

B : diamètre des pieux,

d : entraxe des pieux.

n : Nombre de barre.

d : Enrobage.

$\Phi$ : Diamètre de pieu.

b : diamètre des pieux.

y : déplacement en tête des pieux.

E : module d'élasticité du béton.

$\alpha$ : longueur élastique du pieu.

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

L : longueur du pieux.

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$  : Effort tranchant en tête de pieu.

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement,  $\lambda = 1/\alpha$

$\chi_{0M}, \chi_{0P}$ : Tirés des abaques de Warner en fonction de  $\lambda L$ .

D : diamètre du pieu.

h' : l'enrobage de l'acier.

$\beta_W$  : résistance caractéristique du béton

R : rayon du pieu.

Fa : la section des armatures

## Liste des figures

Figure I. 1. Vue en plan de l'ouvrage.....	2
Figure I. 2. Vue longitudinale de l'ouvrage.....	3
Figure I. 3. Coupe transversale de l'ouvrage .....	3
Figure I. 4. Carte de zonage sismique.....	5
Figure II. 1. Implantation de l'ouvrage .....	6
Figure II. 2. Section d'about.....	9
Figure II. 3. Section intermédiaire.....	9
Figure II. 4. Section médiane.....	9
Figure III.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.....	13
Figure III. 2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier .....	17
Figure IV. 1. Caractéristiques du tablier .....	18
Figure IV. 2. Section d'about sans hourdis .....	21
Figure IV. 3. Section d'about avec hourdis .....	21
Figure IV. 4. Section intermédiaire sans hourdis .....	21
Figure IV. 5. Section intermédiaire avec hourdis.....	22
Figure IV. 6. Section médiane sans hourdis.....	22
Figure IV. 7. Section médiane avec hourdis.....	23
Figure V. 1. Coupe longitudinale de la poutre.....	24
Figure V. 2. Système BC .....	28
Figure V. 3. Système Br. ....	28
Figure V. 4. Système Br. ....	29
Figure V. 5. Système Bt.....	29
Figure V. 6. Système Mc 120 .....	30
Figure V. 7. Système D240.....	30
Figure VI. 1. Charge G uniformément répartie .....	32
Figure VI. 2. Charge A(L) uniformément répartie .....	33
Figure VI. 3. Charge S <sub>trottoir</sub> uniformément répartie .....	34
Figure VI. 4. Surcharge Bc (R est sym avec l'essieu de 12t) .....	35
Figure VI. 5. Surcharge Bc (R est symétrique avec l'essieu de 6t).....	36
Figure VI. 6. Surcharge Bc à L/2 .....	36
Figure VI. 7. Surcharge Bc à L/4 .....	37
Figure VI. 8. Surcharge Bt à L/2.....	38
Figure VI. 9. Ligne d'influence d surcharge Bt à L/2.....	38
Figure VI. 10. Surcharge Bt à L/4.....	39
Figure VI. 11. Ligne d'influence d surcharge Bt à L/4.....	39
Figure VI. 12. Surcharge Br à L/2 .....	40

Figure VI. 13. Ligne d'influence de surcharge Br à L/2 .....	40
Figure VI. 14. Surcharge Br à L/4 .....	40
Figure VI. 15. Ligne d'influence de surcharge Br à L/4 .....	41
Figure VI. 16. Surcharge Mc120 à L/2 .....	41
Figure VI. 17. Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/2 .....	42
Figure VI. 18. Surcharge Mc120 à L/4 .....	42
Figure VI. 19. Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/4 .....	42
Figure VI. 20. Surcharge D240 à L/2.....	43
Figure VI. 21. Ligne d'influence de surcharge D240 à L/2.....	43
Figure VI. 22. Surcharge D240 à L/4.....	44
Figure VI. 23. Charge G uniformément répartie .....	45
Figure VI. 24. Charge A(L) uniformément répartie .....	46
Figure VI. 25. Charge S trottoir uniformément répartie.....	46
Figure VI. 26. Surcharge Bc à 0L .....	47
Figure VI. 27. Surcharge Bc à L/4 .....	48
Figure VI. 28. Surcharge Bt à 0L.....	49
Figure VI. 29. Surcharge Bt à L/4.....	49
Figure VI. 30. Surcharge Br à 0L .....	50
Figure VI. 31. Surcharge Br à L/4 .....	50
Figure VI. 32. Surcharge Mc120 à 0L .....	51
Figure VI. 33. Surcharge Mc120 à L/4 .....	51
Figure VI. 34. Surcharge D240 à 0L.....	52
Figure VI. 35. Surcharge D240 à L/4.....	52
Figure VII. 1. Disposition des poutres transversalement.....	55
Figure VII. 2. Section Equivalente.....	58
Figure VII. 3. Calcul de $K\alpha_{\text{moy}}$ cas d'une surcharge concentré Bc.....	63
Figure VII. 4. Calcul de $K\alpha_{\text{moy}}$ cas d'une charge répartie A(L) .....	63
Figure VII. 5. Disposition des surcharges. ....	63
Figure VII. 6. Modélisation des poutres. ....	67
Figure VII. 7. Modélisation de l'hourdis.....	67
Figure VII. 8. Modélisation des appuis.....	68
Figure VII. 9. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.....	69
Figure VII. 10. Affectations des charges type A. ....	69
Figure VII. 11. Affectations des surcharges St. ....	69
Figure VII. 12. Affectations des charges type Bc.....	70
Figure VII. 13. Affectations des charges type Mc120.....	70
Figure VII. 14. Affectations des charges type D240. ....	70
Figure VII. 15. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT .....	71
Figure VII. 16. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT .....	72
Figure VII. 17. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT .....	72
Figure VII. 18. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT .....	72
Figure VII. 19. Moment max de la poutre seule. ....	73
Figure VIII. 1. Disposition des câbles à l'about.....	79
Figure VIII. 2. Disposition des câbles dans la section médiane.....	80

Figure VIII. 3. Schématisation des câbles de precontraintes .....	80
Figure VIII. 4. Disposition réelle des câbles.....	82
Figure VIII. 5. Les angles de relevage .....	83
Figure VIII. 6. Schéma descriptif sur les pertes par recul d'ancrage.....	86
Figure VIII. 7. Largeur de la table de compression participante dans la contrainte normale.....	95
Figure VIII. 8. Sections participantes lors de calcul des contraintes tangentielles.....	96
Figure VIII. 9. Courbe d'interaction .....	99
Figure VIII. 10; Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU. ....	99
Figure VIII. 11. Ferrailage d'une poutre précontrainte .....	105
Figure VIII. 12. Diagramme des moments dus à la précontrainte $M_p$ , $M$ .....	107
Figure VIII. 13. Diagramme des moments dus à la surcharge exceptionnelle.....	108
Figure VIII. 14. Diagramme des moments dus à la précontrainte.....	109
Figure IX. 1. Section d'étude du ferrailage de la dalle.....	113
Figure IX. 2. Schéma de ferrailage transversal de la dalle.....	114
Figure IX. 3. Schéma de ferrailage longitudinale de la dalle.....	115
Figure X. 1. Schématisation des raideurs du système. ....	120
Figure X. 2. Séisme longitudinal .....	120
Figure X. 3. Vue en plane des fûts.....	122
Figure XI. 1. Surcharge $B_c$ sur deux travées chargées. ....	127
Figure XI. 2. Surcharge $M_{c120}$ sur deux travées chargées. ....	128
Figure XI. 3. Surcharge $D_{240}$ sur deux travées chargées. ....	128
Figure XI. 4. Efforts agissants sur le chevêtre .....	129
Figure XI. 5. Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison $G+D_{240}$ .....	129
Figure XI. 6. Effort tranchant à l'ELS sous combinaison $G+D_{240}$ .....	130
Figure XI. 7. Section de torsion.....	131
Figure XI. 8. Ferrailage du chevêtre. ....	133
Figure XI. 9. Ferrailage d'un fût .....	136
Figure XI. 10. Semelle en plan.....	138
Figure XI. 11. Diffusion des efforts dans la semelle .....	139
Figure XI. 12. Efforts agissant sur les pieux .....	141
Figure XII. 1. Schéma statique de dalle de transition. ....	147
Figure XII. 2. poussée des terres sur le MGG.....	148
Figure XII. 3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur transition .....	149
Figure XII. 4. Section de ferrailage de MGG.....	150
Figure XII. 5. Ferrailage de corbeau d'appui.....	152

## Liste des tableaux

Tableau III. 1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.....	15
Tableau IV. 1. Formules de détermination des caractéristiques géométriques des de la poutre.	20
Tableau IV. 2. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about sans hourdis.....	20
Tableau IV. 3. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis. ....	21
Tableau IV. 4. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis.....	21
Tableau IV. 5. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis. ....	22
Tableau IV. 6. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis. ....	23
Tableau IV. 7. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis. ....	23
Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre. ....	24
Tableau V. 2. Coefficients $a_1$ .....	27
Tableau V. 3. Valeurs de $V_0$ .....	27
Tableau V. 4. Valeurs du chargement $A(l)$ .....	27
Tableau V. 5. Valeurs de $b_c$ .....	28
Tableau V. 6. Charge par essieu d'un convoi $B_c$ .....	28
Tableau V. 7. Charge par essieu d'un camion $B_r$ .....	29
Tableau V. 8. Valeurs de $b_t$ .....	29
Tableau V. 9. Charge $B_r$ par nombre de tandem.....	30
Tableau V. 10. Charge $M_c 120$ .....	30
Tableau V. 11. Récapitulatif des coefficients de majoration des charges d'exploitation. ....	31
Tableau V. 12. Combinaisons de charges réglementaires.....	31
Tableau VI. 1. Moment fléchissant sous $G$ .....	33
Tableau VI. 2. Moment fléchissant sous $A (L)$ .....	34
Tableau VI. 3. Moment fléchissant sous surcharge trottoir .....	34
Tableau VI. 4. Moment fléchissant sous charge $B_c$ .....	37
Tableau VI. 5. Moment fléchissant sous charge $B_t$ .....	39
Tableau VI. 6. Moment fléchissant sous charge $B_r$ .....	41
Tableau VI. 7. Moment fléchissant sous charge $M_c120$ .....	43
Tableau VI. 8. Moment fléchissant sous charge $D240$ .....	44
Tableau VI. 9. Récapitulatif des moments fléchissant .....	45
Tableau VI. 10. Effort tranchant sous $G$ .....	45
Tableau VI. 11. Effort tranchant sous $A(l)$ .....	46
Tableau VI. 12. Effort tranchant sous surcharge trottoir .....	47
Tableau VI. 13. Effort tranchant sous $B_c$ .....	48
Tableau VI. 14. Effort tranchant sous $B_t$ .....	49
Tableau VI. 15. Effort tranchant sous $B_r$ .....	50
Tableau VI. 16. Effort tranchant sous convoi $M_c120$ .....	51
Tableau VI. 17. Effort tranchant sous convoi $D240$ .....	52
Tableau VI. 18. Récapitulatif des efforts tranchants .....	53

Tableau VII. 1. Positions actives des poutres.....	56
Tableau VII. 2. Les valeurs de coefficient K0 pour $\theta=0,85$ .....	60
Tableau VII. 3. Les valeurs de coefficient K0 pour $\theta=0,90$ .....	60
Tableau VII. 4. Les valeurs de coefficient K0 pour $\theta=0,875$ .....	60
Tableau VII. 5. Les valeurs de coefficient K1 pour $\theta=0,85$ .....	60
Tableau VII. 6. Les valeurs de coefficient K1 pour $\theta=0,90$ .....	61
Tableau VII. 7. Les valeurs de coefficient K1 pour $\theta=0,875$ .....	61
Tableau VII. 8. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour $\theta=0,875$ .....	62
Tableau VII. 9. Les valeurs de coefficient $K\alpha$ pour chaque poutre pour $\theta=0,875$ .....	62
Tableau VII. 10. Disposition des surcharges.....	64
Tableau VII. 11. Valeur de $K_{\alpha \text{ moy}}$ pour chaque poutre. ....	64
Tableau VII. 12. Moment de chaque poutre à L/4 .....	65
Tableau VII. 13; Les combinaisons de charges.....	65
Tableau VII. 14. Moment de chaque poutre à L/2 .....	65
Tableau VII. 15. Les combinaisons de charges .....	66
Tableau VII. 16. Définition des charges et surcharges.....	68
Tableau VII. 17. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT.....	71
Tableau VII. 18. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique .....	71
Tableau VIII. 1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte.....	74
Tableau VIII. 2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre .....	75
Tableau VIII. 3. Contraintes admissibles.....	75
Tableau VIII. 4. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes.....	78
Tableau VIII. 5. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes.....	79
Tableau VIII. 6. Caractéristiques géométriques du câble <sup>o1</sup> sur différents points .....	81
Tableau VIII. 7. Caractéristiques géométriques du câble <sup>o2</sup> sur différentes points .....	81
Tableau VIII. 8. Les trajectoires des câbles. ....	81
Tableau VIII. 9. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sans et avec hourdis .....	84
Tableau VIII. 10. Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre sans et avec hourdis .....	84
Tableau VIII. 11. Pertes par frottement en différentes sections. ....	85
Tableau VIII. 12. Calcul de la valeur de $\lambda$ (m). ....	86
Tableau VIII. 13. Pertes par recul d'ancrage. ....	86
Tableau VIII. 14. Effet des câbles sur eux-mêmes .....	87
Tableau VIII. 15. Effet de la dalle sur les câbles .....	88
Tableau VIII. 16. Effet des compléments sur les deux câbles.....	88
Tableau VIII. 17. Pertes par non simultanété de la mise en tension.....	88
Tableau VIII. 18. Les pertes instantanées globales .....	89
Tableau VIII. 19. Perte dues au retrait du béton .....	89
Tableau VIII. 20. Pertes par relaxation des armatures .....	90
Tableau VIII. 21. Perte par fluage du béton .....	91
Tableau VIII. 22. Récapitulatif des pertes différées.....	91
Tableau VIII. 23. Récapitulatif des pertes totales .....	91
Tableau VIII. 24. Vérification des contrainte normale à l'ELS.....	94
Tableau VIII. 25. Caractéristiques géométriques pour le calcul des contraintes tangentielles....	96
Tableau VIII. 26. Vérification des contraintes tangentielles. ....	97
Tableau VIII. 27. Valeurs des moments dus à la précontrainte.....	106
Tableau VIII. 28. Récapitulatif des flèches totales à vide et en charge. ....	108

<b>Tableau VIII. 29. Récapitulatif des rotations totales à vide et en charge.....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau IX. 1. Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELS .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau IX. 2. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS .....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau IX. 3. Choix des armatures transversales.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau IX. 4. Combinaisons des moments longitudinaux obtenus par ROBOT à L'ELS .....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau IX. 5. Dimensionnement des armatures longitudinaux à L'ELS .....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau IX. 6. Choix des armatures longitudinaux .....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau IX. 7. Vérification de non poinçonnement.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau X. 1. Effort sismique combiné selon le RPOA pour la pile .....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau X. 2. Effort sismique combiné selon le RPOA pour un fut .....</b>	<b>125</b>
<b>Tableau XI. 1. Réactions sur le chevêtre .....</b>	<b>129</b>
<b>Tableau XI. 2. Résultats de modélisation du chevêtre .....</b>	<b>130</b>
<b>Tableau XI. 3. Sollicitation sur pile. ....</b>	<b>134</b>
<b>Tableau XI. 4. Sollicitation de calcul à L'ELA pour un fût avec combinaison sismique.....</b>	<b>134</b>
<b>Tableau XI. 5. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le fût.....</b>	<b>135</b>
<b>Tableau XI. 6. Evaluation des efforts à la base de la semelle .....</b>	<b>137</b>
<b>Tableau XI. 7. Sollicitation de calcul à L'ELA pour la pile avec combinaison sismique.....</b>	<b>137</b>
<b>Tableau XI. 8. Résultats de combinaisons maximales agissant sur la pile .....</b>	<b>137</b>
<b>Tableau XI. 9. Vérification de la stabilité de la pile .....</b>	<b>139</b>
<b>Tableau XII. 1. Dimensions des éléments de la culée .....</b>	<b>144</b>
<b>Tableau XII. 2. Valeurs des paramètres Kad, KH ,Kv et <math>\theta</math>.....</b>	<b>145</b>
<b>Tableau XII. 3. Effort appliquée sur la dalle de transition .....</b>	<b>147</b>
<b>Tableau XII. 4. Les valeurs de <math>M_p/K=f(h)</math>.....</b>	<b>150</b>

# Table des matières

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>I. PRESENTION DE L'OUVRAGE .....</b>	<b>2</b>
I.1. INTRODUCTION .....	2
I.2. PRESENTION DU PROJET .....	2
I.3. LES DONNEES FONCTIONNELLES .....	2
I.3.1. TRACÉ EN PLAN.....	2
I.3.2. PROFIL EN LONG .....	3
I.3.3. PROFIL EN TRAVERS SUR OUVRAGE .....	3
I.4. LES DONNEES NATURELLES .....	3
I.4.1. DONNEES GEOLOGIQUES .....	3
I.4.2. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	4
I.4.3. DONNEES CLIMATIQUES .....	4
I.4.3.1. LA CHARGE THERMIQUE .....	4
I.4.3.2. LE VENT .....	4
I.4.4. DONNEES SISMIQUES .....	4
I.5. CONCLUSION.....	5
<b>II. JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION .....</b>	<b>6</b>
II.1. INTRODUCTION .....	6
II.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.....	6
II.3. PRESENTATION GENERALE DE LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE .....	6
II.3.1. POUTRES PREFABRIQUEES.....	6
II.3.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION.....	7
II.3.3. AVANTAGES EI INCONVÉNIENTS DES PONTS A POUTRES PREFABRIQUEES POST-CONSTRAINTES .....	7
II.3.3.1. AVANTAGES.....	7
II.3.3.1. INCONVÉNIENTS .....	7
II.4. JUSTIFICATION ET VERIFICATION DES DIMENSIONS .....	7
II.5. CONCLUSION.....	9
<b>III.1. HYPOTHESES DE CALCUL.....</b>	<b>10</b>
III.1.1. LES REGLEMENTS UTILISEES POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTIERS (Les normes utilisées) .....	10
III.1.1.1. LE REGLEMENT RCPR 2008.....	10
III.1.1.2. LE REGLEMENT PARASISMIQUE APPLICABLE AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008) .....	10
III.1.1.3. BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL91) MODIFIE 99.....	10
III.1.1.4. BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES (BPEL91) MODIFIE 99.....	11

III.1.1.5. LE GUIDE SETRA (VIPP) ET CONCEPTION DES PONTS (CALGARO).....	11
III.1.2. MODELES DE CALCUL.....	12
<b>III.2. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX.....</b>	<b>12</b>
III.2.1. BETON.....	12
III.2.1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION.....	12
III.2.1.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION.....	12
III. 2.1.3. CONTRAINTE ADMISSIBLE.....	13
III.2.1.3.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION.....	13
III.2.1.3.2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION.....	14
III.2.1.3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES AU CISAILLEMENT.....	14
III.2.1.1. DEFOMATION.....	15
III.2.1.1.1. DEFOMATION LONGITUDINALE DU BETON.....	15
III.2.1.1.2. DEFOMATION TRANSVERSALE DU BETON.....	15
III.2.2. LES ACIERS.....	16
III.2.2.1. ACIERS PASSIFS.....	16
III.2.2.2. ACIERS ACTIFS.....	17
<b>III.3. CONCLUSION.....</b>	<b>17</b>
<b>IV. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES.....</b>	<b>18</b>
IV.1. INTRODUCTION.....	18
IV.2. CARACTERISITQUE DU TABLIER.....	18
IV.3. SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE.....	18
IV.4. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE POUTRE.....	19
IV.5. CONCLUSION.....	23
<b>V. CHARGES ET SURCHARGES.....</b>	<b>24</b>
V.1. INTRODUCTION.....	24
V.2. EVALUATION DES CHARGES.....	24
V.2.1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES.....	24
V.2.2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES.....	25
V.3. DESCRIPTION DES SURCHARGES.....	26
V.3.1. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE.....	26
V.3.2. EVALUATION DES SURCHARGES.....	26
V.3.2.1. Système de charge A.....	26
V.3.2.2. Surcharge sur trottoirs.....	27
V.3.2.3. Système de charge B.....	27
V.3.2.3.1. CONVOI BC.....	27
V.3.2.3.2. SYSTEME Br.....	28

V.3.2.3.3. TANDEM BT .....	29
V.3.2.3. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC120.....	30
V.3.2.4. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240.....	30
V.3.2.5. EFFORT DE FREINAGE .....	31
V.3.3. RECAPITULATIF DES COEFFICIENTS DE MAJORATION DES CHARGES D'EXPLOITATION .....	31
V.3. COMBINAISON D' ACTIONS .....	31
V.3. CONCLUSION .....	31
<b>VI. REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX .....</b>	<b>32</b>
VI.1. INTRODUCTION.....	32
VI.2. CALCUL LONGITUDINAL DES EFFORTS DUS AUX CHARGES ET SURCHARGES. 32	
VI.2.1. MOMENTS FLECHISSANT .....	32
VI.2.1.1. CHARGES PERMANENTES .....	32
VI.2.1.2. SURCHARGE A(L).....	33
VI.2.1.3. SURCHARGE DE TROTTOIR St .....	34
VI.2.1.4. SURCHARGE Bc .....	35
VI.2.1.5. SURCHARGE Bt.....	37
VI.2.1.6. SURCHARGE Br.....	40
VI.2.1.7. CONVOI Mc120.....	41
VI.2.1.8. CONVOI D240 .....	43
VI.2.2. EFFORTS TRANCHANTS.....	45
VI.2.2.1. CHARGES PERMANENTES .....	45
VI.2.2.2. SURCHARGE A(L).....	46
VI.2.2.3. SURCHARGE DE TROTTOIR St .....	46
VI.2.2.4. SURCHARGE Bc .....	47
VI.2.2.5. SURCHARGE Bt.....	48
VI.2.2.6. SURCHARGE Br.....	50
VI.2.2.7. CONVOI Mc120.....	51
VI.2.2.8. CONVOI D240 .....	52
<b>VII. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS .....</b>	<b>54</b>
VII. 1. INTRODUCTION .....	54
VII.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL A UTILISER.....	54
VII.3. PRINCIPE DE LA METHODE : .....	54
VII.4. METHODOLOGIE .....	55
VII.5. DETERMINATION DES PARAMETRE DE CALCUL .....	55
VII.5.1. DETERMINATION DES PARAMETRE $\alpha$ ET $\theta$ .....	56
VII.5.2. CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT LONGITUDINAL .....	59
VII.5.2.1. CALCUL DE K0, K1 ET $k_\alpha$ POUR $\theta=0,875$ : .....	59

VII.5.2.2. REPARTITION DE MOMENTS FLECHISSANT .....	62
VII.5.2.2.1. VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANT REELS DUS AUX SURCHARGES EN $X= 0.25L$ .....	64
VII.5.2.2.2. VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANT REELS DUS AUX SURCHARGES EN $X= 0.5L$ .....	65
VII.6. MODELISATION NUMERIQUE .....	66
VII.6.1. INTRODUCTION .....	66
VII.6.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE.....	66
VII.6.2.1. MODELE STRUCTUREL .....	66
VII.6.2.2. LES ETAPES DE MODELISATION .....	66
VII.6.2.3. MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE .....	67
VII.6.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	68
VII.6.3.1. DEFINITION DES CHARGES.....	68
VII.6.3.2. AFFECTATION DES CHARGES .....	69
VII.6.4. RESULTATS.....	71
VII.7. CONCLUSION.....	73
<b>VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE ET DES DFORMATIONS .....</b>	<b>74</b>
VIII.1. ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE.....	74
VIII.1.1. INTRODEUCTION.....	74
VIII.1.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTTE.....	74
VIII.1.2.1. CARACTERISTIQUES ET DONNEES.....	74
VIII.1.2.2. FORCE ET EXCENTRICITEDE LA PRECONTRAINTTE .....	75
VIII.1.2.3. CALCUL DU NOMBRE DE CABLE.....	76
VIII.1.2.4. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES .....	77
VIII.1.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES .....	79
VIII.1.3.1. SECTION D'ABOUT .....	79
VIII.1.3.2. SECTION MEDIANE.....	80
VIII.1.3.3. TRACE DES CABLES .....	80
VIII.1.3.4. LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL .....	82
VIII.1.4. CARACTERISTIQUES NETTES ET HOMOGENES DES SECTIONS .....	83
VIII.1.4.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES .....	83
VIII.1.4.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET HOMOGENES .....	84
VIII.1.5. CALCUL DES PERTES .....	85
VIII.1.5.1. LES PERTES INSTANTANEEES.....	85
VIII.1.5.2. PERTES DIFFEREES.....	89
VIII.1.5.3. RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES.....	91
VIII.1.6. VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS .....	92
VIII.1.6.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES .....	92

VIII.1.6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLE .....	94
VIII.1.7. FERRAILLAGE LONGITUDINAL PASSIF.....	97
VIII.1.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU.....	98
VIII.1.8.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES .....	98
VIII.1.8.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES .....	102
VIII.1.8.2.1. ARMATURES TRANSVERSALES DE PEAU.....	102
VIII.1.8.2.2. MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES .....	103
VIII.1.8.2.3. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES DANS LA ZONE D'APPUI .....	103
VIII.1.9. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE.....	104
VIII.2. CALCUL DES DEFORMATIONS .....	105
VIII.2.1. INTRODUCTION.....	105
VIII.2.2. CALCUL DES FLECHES .....	105
VIII.2.2.1. CALCUL DE LA FLECHE DUE AU POIDS PROPRE.....	105
VIII.2.2.2. CALCUL DE LA FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTES .....	106
VIII.2.2.3. FLECHE DE CONSTRUCTION.....	107
VIII.2.2.4. FLECHE DUE A LA SURCHARGE EXCEPTIONNELLE D240.....	107
VIII.2.3. CALCUL DES ROTATIONS .....	108
VIII.2.3.1. ROTATION DUE AUX CHARGES PERMANENTES .....	108
VIII.2.3.2. ROTATION DUE A LA PRECONTRAINTES.....	109
VIII.2.3.3. ROTATION DUE A LA SURCHARGE D240 : .....	109
VIII.2.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX .....	110
VIII.2.4.1. DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APPUI.....	110
VIII.2.4.2. DEPLACEMENT DU AU RETRAIT .....	110
VIII.2.4.3. DEPLACEMENT DU AU FLUAGE.....	110
VIII.2.4.4. DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE LA TEMPERATURE .....	110
VIII. 3. CONCLUSION .....	111
<b>IX. ETUDE DU HOURDIS .....</b>	<b>112</b>
IX.1. INTRODUCTION.....	112
IX.2. ETUDE DE LA FLEXION .....	112
IX.2.1. FLEXION LOCALE.....	112
IX.2.1.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS .....	112
IX.2.1.2. FERRAILLAGE .....	113
IX.2.1.2.1. DIMENSIONNEMENT À L'ELS .....	113
IX.2.1.2.2. CHOIX DES ARMATURES .....	114
IX.2.1.3. SCHÉMA DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL .....	114
IX.2.2. FLEXION GLOBALE .....	114
IX.2.2.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS .....	114

IX.2.2.2. DIMENSIONNEMENT À L'ELS .....	115
IX.2.2.2.2. CHOIX DES ARMATURES .....	115
IX.2.2.3. SCHÉMA DE FERRAILLAGE LONGITUDINALE .....	115
IX.3. VERIFICATIONS.....	115
IX.3.1. VERIFICATION DES ESPACEMENTS .....	115
IX.3.2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT.....	116
IX.4. CONCLUSION.....	116
<b>X. ETUDE SISMIQUE .....</b>	<b>117</b>
X.1. INTRODUCTION .....	117
X.2. CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA.....	117
X.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE.....	117
X.4. SEISME LONGITUDINAL.....	120
X.4.1. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME.....	120
X.4.2. PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME.....	120
X.4.3. DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES : .....	120
X.4.3.1. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE .....	121
X.4.3.2. EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE .....	121
X.4.3.3. REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES SUR LES .....	121
X.4.3.4. EVALUATION DES DEPLACEMENTS .....	121
X.5. SEISME TRANSVERSAL .....	122
X.5.1. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME.....	122
X.5.2. PÉRIODE PROPRE DU SYSTEME .....	123
X.5.3. DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES : .....	123
X.5.3.1. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE .....	123
X.5.3.2. EFFORT TRANSVERSAL GLOBALE .....	123
X.5.3.3. EFFORT PAR ELEMENT PORTEUR.....	123
X.5.3.4. EVALUATION DES DEPLACEMENTS .....	123
X.6. SEISME VERTICAL .....	124
X.7. L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION.....	124
X.8. CONCLUSION .....	125
<b>XI. ÉTUDE DE LA PILE .....</b>	<b>126</b>
XI.1. INTRODUCTION.....	126
XI.2. DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA PILE.....	126
XI.2.1. CHEVETRE.....	126
XI.2.2. Fûts.....	126
XI.2.3. SEMELLE.....	126
XI.3. EVALUATION DES EFFORTS .....	126

XI.3.1. REPARTITION DE CHARGE SUR PILE.....	126
XI.3.2. REPARTITION DE SURCHARGE SUR PILE.....	127
XI.4. ETUDE DU CHEVETRE.....	129
XI.4.1. ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA FLEXION.....	129
XI.4.1.1. EVALUATION DES EFFORTS .....	129
XI.4.1.2. FERRAILLAGE LONGITUDINALE.....	130
XI.4.1.3. FERRAILLAGE TRANSVERSALE.....	130
XI.4.2. ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION.....	131
XI.4.2.1. CALCUL DU MOMENT DE TORSION.....	131
XI.4.2.2. CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE .....	132
XI.4.2.3. ARMATURES LONGITUDINALES .....	132
XI.4.2.4. ARMATURES TRANSVERSALES .....	132
XI.4.2.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	132
XI.4.2. SCHÉMA DE FERRAILLAGE DU CHEVETRE.....	133
XI.5. ETUDE DES FUTS .....	133
XI.5.1. VERIFICATION DU FLAMBEMENT.....	133
XI.5.2. EVALUATION DES EFFORTS .....	133
XI.5.3. COMBINAISON DES EFFORTS .....	134
XI.5.4. FERRAILLAGE DES FUTS .....	135
XI.5.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU FUT .....	136
XI.6. ETUDE DE FONDATION .....	137
XI.6.1. LA SEMELLE .....	137
XI.6.1.1. EVALUATION DES EFFORTS .....	137
XI.6.1.2. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE.....	138
XI.6.1. 3. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	139
XI.6.2. LES PIEUX.....	140
XI.6.2.1. ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX .....	140
XI.6.2.1.1. ACTIONS SUR LES PIEUX.....	141
XI.6.2.1.2. CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER.....	142
XI.6.2.1.3. FERRAILLAGE DES PIEUX .....	142
XI.7. CONCLUSION.....	143
<b>XII. ETUDE DE LA CULEE .....</b>	<b>144</b>
XII.1. INTRODUCTION .....	144
XII.2. LES DIFFERENTS CONSTITUANTS DE LA CULEE .....	144
XII.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE.....	144
XII.3.1. DETERMINATION DES PARAMETRES $K_{AD}$ ET $\theta$ .....	144
XII.3. 2. DETERMINATION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE.....	145

XII.4. VERIFICATION DE LA CULEE .....	145
XII.4.1. VERIFICATION DU TIERS CENTRAL .....	146
XII.4.2. VERIFICATION AU GLISSEMENT : .....	146
XII. 5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE .....	146
XII.5.1. DALLE DE TRANSITION .....	146
XII.5.1.1. EVALUATION DES EFFORTS .....	146
XII.5.1.2. COMBINAISON DES EFFORTS.....	147
XII.5.1.3. FERRAILLAGE .....	147
XII.5.2. MUR GARDE GREVE .....	148
XII.5.2.1. EVALUATION DES EFFORTS SUR LE MUR GARDE GREVE .....	148
XII.5.2.2. FERRAILLAGE .....	150
XII.5. 3. CORBEAU .....	151
XII.5. 3.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....	151
XII.5. 3.2. FERRAILLAGE .....	151
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>153</b>



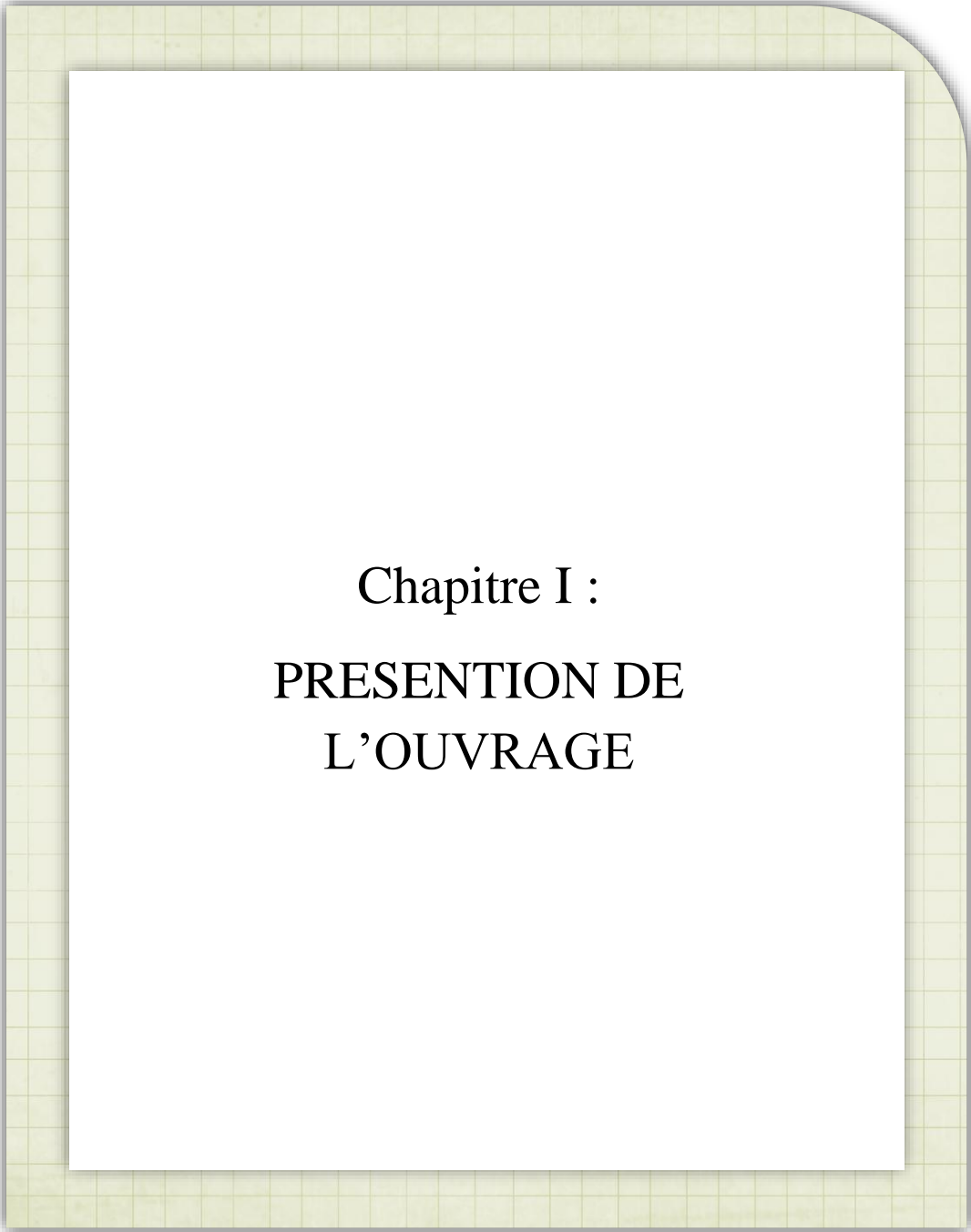
**INTRODUCTION  
GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, les infrastructures routières et en particulier celle des ouvrages d'art jouent un rôle majeur dans les déplacements des personnes et le transport de la marchandise, ce rôle confère une importance particulière à réseau d'infrastructure. Grâce à cette importance, on doit assurer la sécurité et le confort des usagers qui sont également pris en compte en adoptant des dispositions constructives de manière à garantir une meilleure durabilité possible pour l'ouvrage.

De ce fait, on a cerné notre projet de fin de d'étude dans une étude sur un des types des ouvrages d'art, intitulé " pont à poutres en béton précontraint" ce type d'ouvrage est proposé par l'Entreprise Nationale des Grands Ouvrage d'Art « E.N.G.O.A » situé à la wilaya de Relizane.

Dans notre travail, on va traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par présentation de l'ouvrage et on va baser sur l'étude d'exécution qui comporte les calculs détaillés des parties prenantes de l'ouvrage, et permet de mettre le point sur l'inventaire des charges permanentes et routières susceptible de solliciter le pont, le calcul des sollicitations de chaque élément, étude de la précontrainte, la vérification d'état de contraintes et la détermination du ferrailage nécessaire.



Chapitre I :

**PRESENTION DE  
L'OUVRAGE**

# CHAPITRE I : PRESENTION DE L'OUVRAGE

## I. PRESENTION DE L'OUVRAGE

### I.1. INTRODUCTION

Lors de l'étude d'un ouvrage d'art, on doit prendre en considération toutes les données nécessaires pour atteindre le niveau d'exigences (qualité, sécurité et confort) que le pont doit en respecter pendant la phase d'exploitation. Pour ce faire, il devait avoir une immense connaissance des différentes informations fonctionnelles, naturelles et environnementales.

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

### I.2. PRESENTION DU PROJET

Les renseignements communiqués par le bureau d'étude sur l'ouvrage projeté sont les suivants :

L'ouvrage en question est un passage supérieur ou liaison autoroutière reliant la ville de Mostaganem à l'autoroute Est-Ouest traversant la wilaya de Relizane sur 33 Km au PK 25+244,38.

Cet ouvrage a deux travées de 25,10 m de portée chacune et de 11.12 m de largeur et des assises "deux culées et d'une pile centrale".

### I.3. LES DONNEES FONCTIONNELLES

Les données fonctionnelles rassemblent les caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service

#### I.3.1. TRACÉ EN PLAN

Cet ouvrage présente un biais géométrique relativement faible de 95,35 grade, (donc l'ouvrage est supposé droit), il est composé de 02 travées isostatiques identiques de 25,10m chacune.

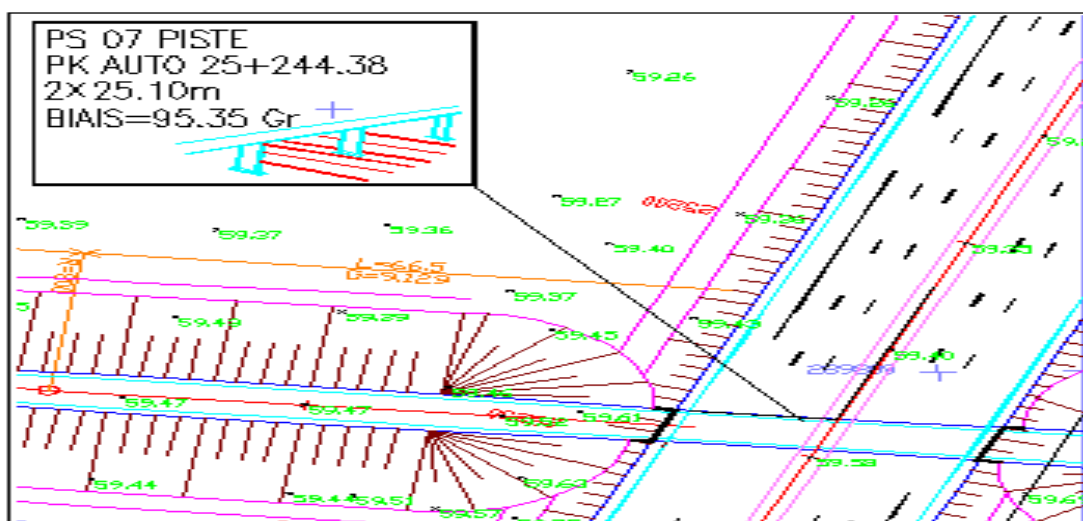


Figure I. 1. Vue en plan de l'ouvrage

# CHAPITRE I : PRESENTION DE L'OUVRAGE

## I.3.2. PROFIL EN LONG

L'implantation des culées et des piles de l'ouvrage qui ont une même hauteur a permis d'obtenir un profil en long qu'on considère droit avec une pente longitudinale de 0,5%.

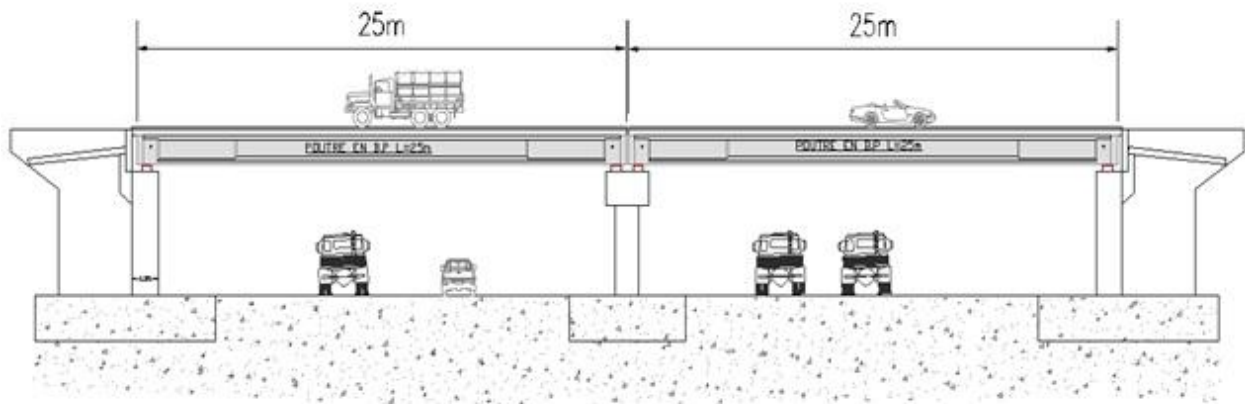


Figure I. 2. Vue longitudinale de l'ouvrage

## I.3.3. PROFIL EN TRAVERS SUR OUVRAGE

Le tablier est constitué de deux voies bidirectionnelles de 3.50m chacune, ainsi pour les deux côtés de l'ouvrage, on a un trottoir de 1.06m et une bande d'arrêts d'urgence de 1m de largeur, ce qui représente une largeur totale du tablier de 11.12m avec un dévers en toit de 2,5 %.

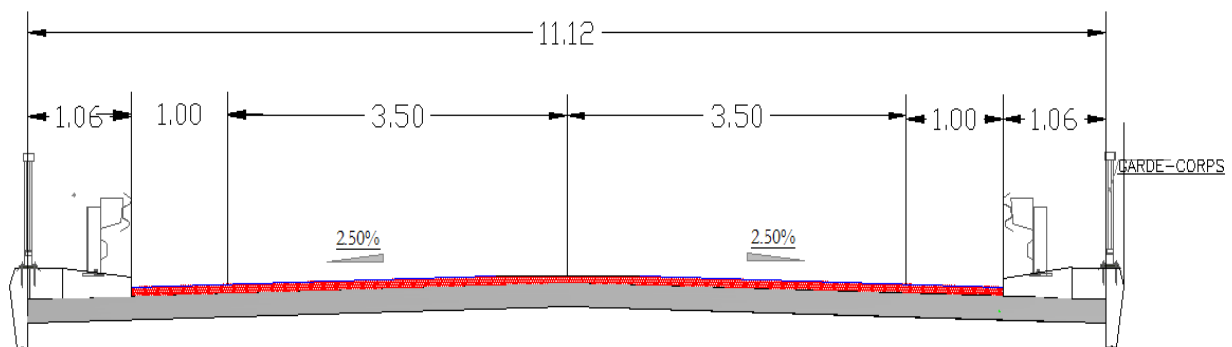


Figure I. 3. Coupe transversale de l'ouvrage

## I.4. LES DONNEES NATURELLES

### I.4.1. DONNEES GEOLOGIQUES

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

La zone d'étude est sur le plateau de Benziane à proximité de la sebkha. Du point de vue géologique le sous-sol est composé des formations argileuses marron concrétionnées à marron claire finement sableuse devenant sableuses profondeurs, il s'agit de formations qui

## CHAPITRE I : PRESENTION DE L'OUVRAGE

---

correspondent à des alluvions du quaternaire. Le tout est masqué souvent par une faible épaisseur de terre végétale.

### I.4.2. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

La campagne de reconnaissance géotechnique préconisée par le bureau d'études, et menée par le Laboratoire des travaux publics Ouest (L.T.P.O) sur site a comporté l'exécution des essais suivants :

- Cinq sondages carottés et préssiométriques ;
- Six essais de pénétration dynamique ;
- Trente-six essais préssiométriques ;
- Deux tubes piézométriques.

Les résultats des différents essais géotechniques sont cités dans l'annexe.

### I.4.3. DONNEES CLIMATIQUES

#### I.4.3.1. LA CHARGE THERMIQUE

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation de la température provoque une dilatation des éléments structuraux de l'ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis. Le RCPR recommande +45°C et -20°C pour le proche et moyen Sud.

#### I.4.3.2. LE VENT

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR.

Pour un ouvrage en cours d'exécution, on considère une surcharge du vent répartie de 1.25KN/m<sup>2</sup>.

### I.4.4. DONNEES SISMIQUES

Un séisme provoque un déplacement aux fondations de l'ouvrage, ce dernier peut être significatif si on néglige l'effort sismique lors de l'étude de l'ouvrage.

Le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art (RPOA), permet d'évaluer l'effet du séisme en calculant un coefficient dit « d'accélération de zone » qui dépend de deux paramètres dont le premier est le groupe de pont, qui est dans notre cas un pont de **groupe 2**, le deuxième paramètre est la zone sismique où l'ouvrage se situe, notre ouvrage est situé dans la willaya de RELIZANE appartenant à une **zone IIa** de sismicité moyenne d'un coefficient d'accélération de zone **A=0,20**.

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

# CHAPITRE I : PRESENTION DE L'OUVRAGE

---

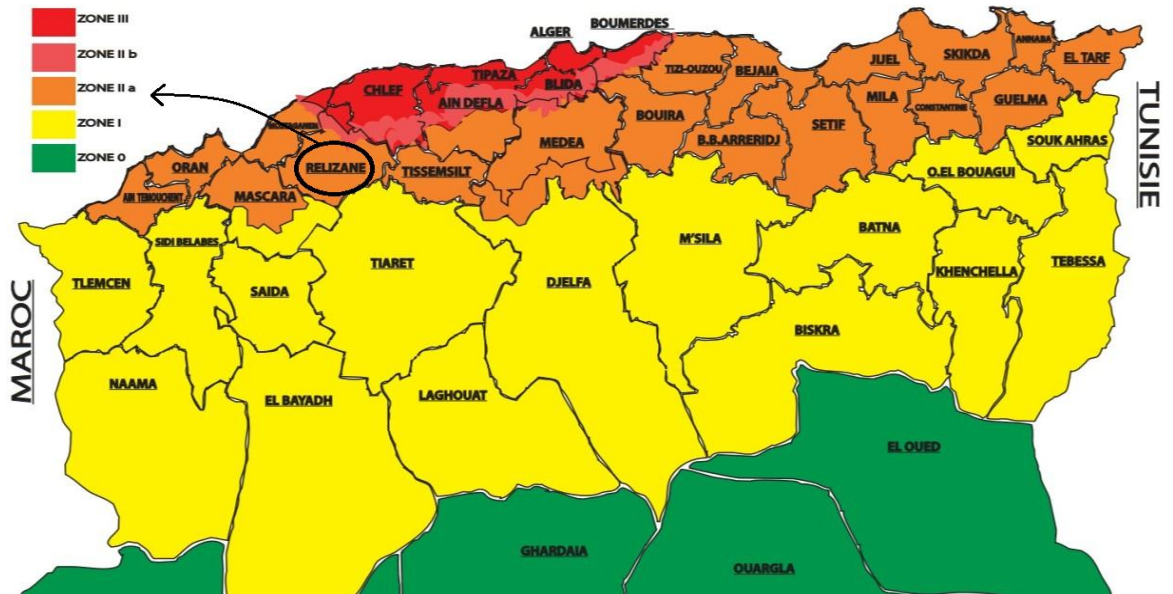
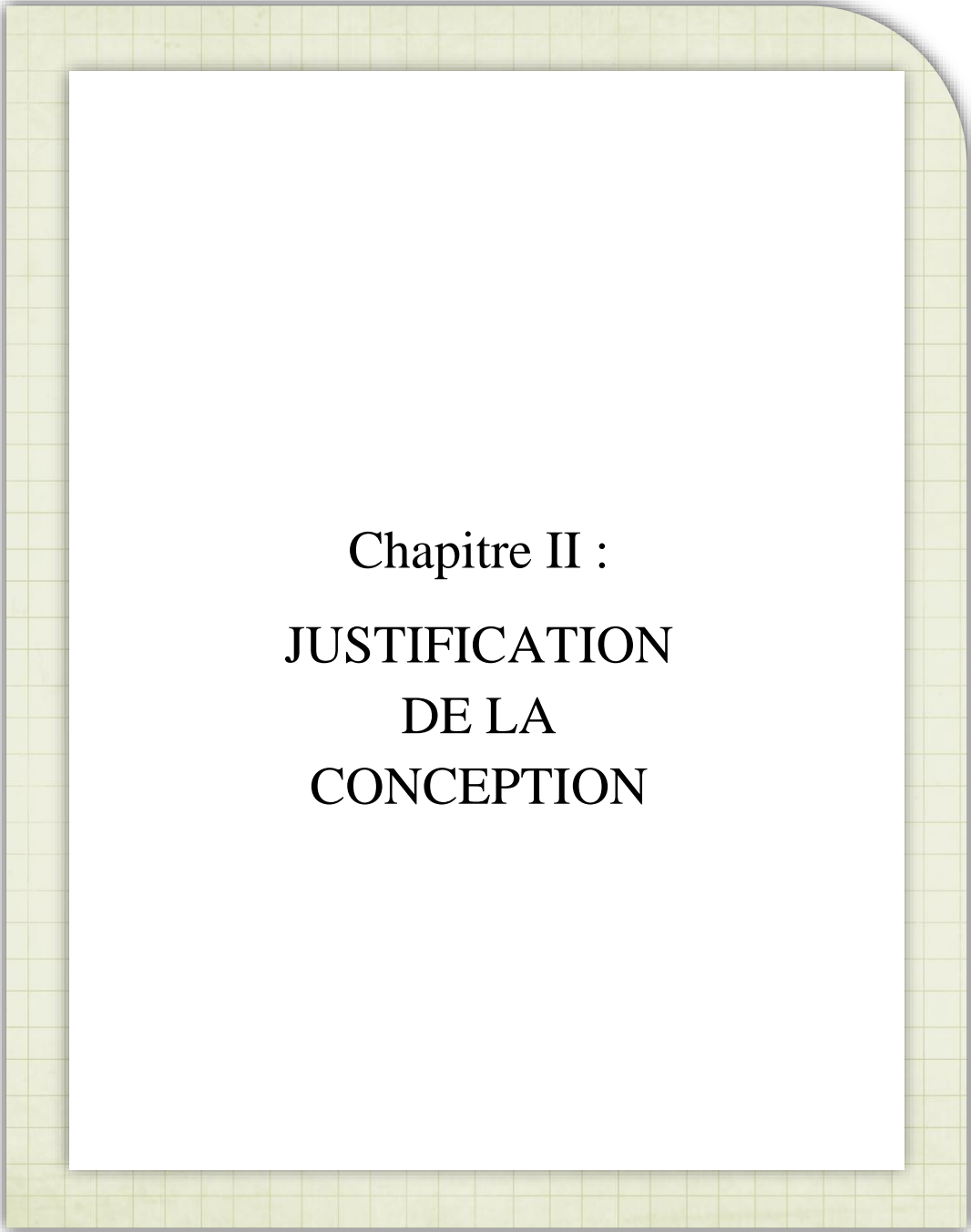


Figure I. 4. Carte de zonage sismique.

## I.5. CONCLUSION

Toutes ces données nous permettent de faire l'étude sur l'ouvrage choisi, et comme sa conception est déjà faite on va s'intéresser dans le prochain chapitre par sa justification.



Chapitre II :  
JUSTIFICATION  
DE LA  
CONCEPTION

## CHAPITRE II : JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

---

### II. JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

#### II.1. INTRODUCTION

Notre objectif est de vérifier et justifier la conception de la variante retenue en phase APD, notamment l'implantation de l'ouvrage

#### II.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

L'obstacle franchi est une autoroute, donc la largeur de cette dernière représente la longueur de notre ouvrage qui est constitué de deux travées identiques d'une longueur totale de 50,20 m, ce qui représente la longueur minimale.

Les paramètres déterminants dans le choix du type de notre ouvrage sont :

- Le profil de la chaussée (en long, en travers, en plan) ;
- Les positions possibles des appuis (deux appuis à l'extrémité et l'autre intermédiaire) ;
- La nature de sol de fondation ;
- Le gabarit à respecter (5,25m dans notre cas). Figure à revoir

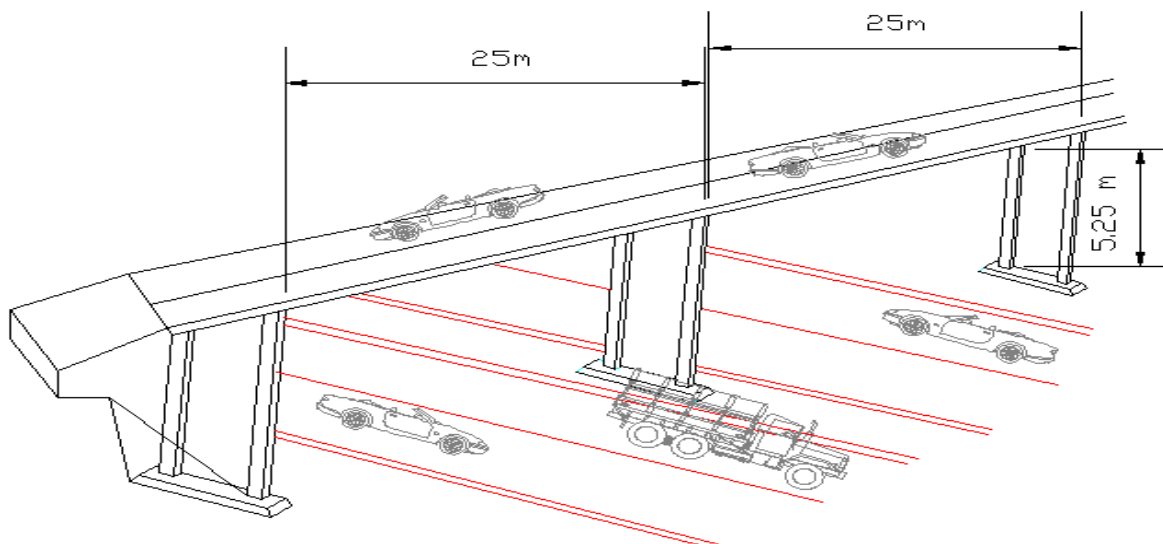


Figure II. 1. Implantation de l'ouvrage

#### II.3. PRESENTATION GENERALE DE LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE

##### II.3.1. POUTRES PREFABRIQUEES

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées comprises entre 25 et 50 m en précontrainte par post-tension. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place appropriés se justifient aisément.

Ce procédé de construction consiste à réaliser le tablier au moyen de poutres préfabriquées, mises en place sur leurs appuis définitifs avec des dispositifs de manutention et de pose appropriés.

## CHAPITRE II : JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

---

### II.3.2. PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

La post-tension consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos. Cette technique, relativement complexe, est généralement réservée aux grands ouvrages (ponts). Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfiles dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton. Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

### II.3.3. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DES PONTS A POUTRES PREFABRIQUEES POST-CONTRAINTES

#### II.3.3.1. AVANTAGES

- Le délai de construction peut être très rapide c.-à-d. la rapidité d'exécution ;
- La quantité de béton en zone tendue est minimisée ;
- Le béton est toujours comprimé qui limite la fissuration plus la bonne protection des armatures d'acier ;
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Leur caractère économique dans le cas d'ouvrages répétitifs permettant une industrialisation de la fabrication des poutres ;
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages permet d'éviter l'encombrement gênant durant le fonctionnement du chantier.
- La flèche des éléments porteurs est diminuée ;
- Ce genre d'ouvrage est durable.

#### II.3.3.1. INCONVÉNIENTS

- Le manque de la main d'œuvre qualifiée pour l'exécution de la précontrainte au même temps, la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles ;
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours ;
- Porté limité par rapport à la charpente métallique ; Les différentes pertes (instantané, différé) ;
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.

### II.4. JUSTIFICATION ET VERIFICATION DES DIMENSIONS

Le pré dimensionnement de notre poutre se fera à l'aide du document (S.E.T.R.A) [1]

- Elancement de la poutre  
 $L/20 < Ht < L/17 \longrightarrow 1,25 < Ht < 1,47$  avec  $L = 25$  m  
Dans notre cas  $ht = 1,30$ m (cette valeur est vérifiée).

## CHAPITRE II : JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

---

- Nombre de poutres N  
 $N = [La / \lambda] + 1 \longrightarrow N = [11,5 / 1,44] + 1 = 8$  poutres (bien justifié).
- La largeur de table de compression  
 $b \geq 60\% H_t \longrightarrow b \geq 0,78$   
Dans notre cas  $b = 1$  m.
- Epaisseur de la table de compression  
 $e \geq 10$  cm  
Dans notre cas  $e = 11$ cm.
- Largeur du talon  
 $60 < L_t < 90$ cm  
Dans notre cas  $L_t = 44$  cm
- L'épaisseur du talon  
 $10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$   
Dans notre cas  $e_t = 15$ cm.
- Epaisseur de l'âme
  - S. D'ABOUT  
 $b_0 = \text{Largeur du talon } L_t \longrightarrow b_0 = 44 \text{ cm ;}$
  - S. INTERMEDIAIRE  
 $b_0 \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow b_0 = 32 \text{ cm ;}$
  - S. MEDIANE  
 $16 \leq b_0 \leq 22 \text{ cm}$   
 $18 < b_0 < 25 \text{ cm}$  }  $\longrightarrow b_0 = 18 \text{ cm.}$
- Gousset de la table de compression
  - S. INTERMEDIAIRE  
 $\alpha_1 = 45^\circ \longrightarrow e_1 = 3 \text{ cm.}$
  - S. MEDIANE  
 $\alpha_2 = 45^\circ \longrightarrow e_2 = 10 \text{ cm.}$
- Gousset du talon  
 $1 < \tan \alpha < 1,5$ 
  - S. INTERMEDIAIRE  
 $\alpha_3 = 57^\circ \longrightarrow e_3 = 9 \text{ cm;}$
  - S. MEDIANE  
 $\alpha_4 = 57^\circ \longrightarrow e_4 = 20 \text{ cm.}$

## CHAPITRE II : JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

---

Voici les schémas détaillés de dimensions choisies des sections de poutre :

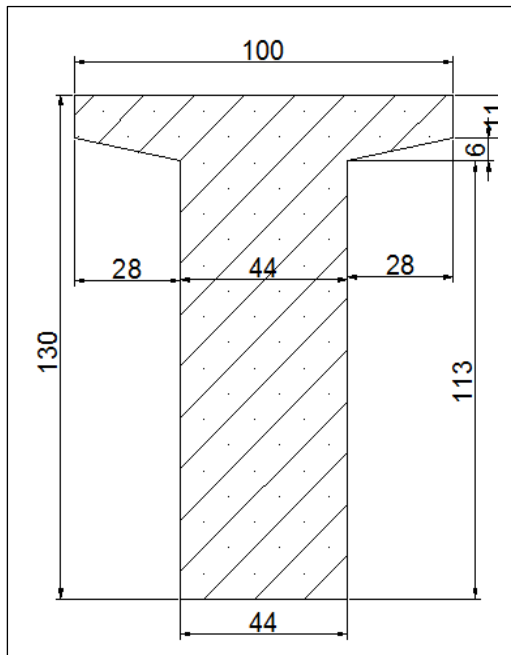


Figure II. 2. Section d'about

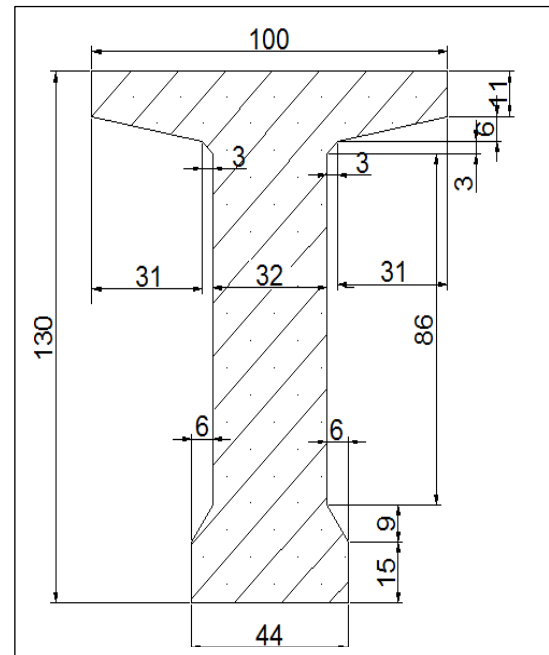


Figure II. 3. Section intermédiaire

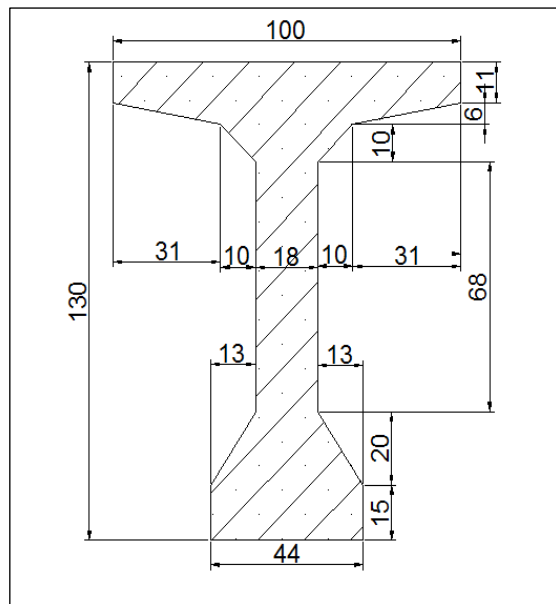
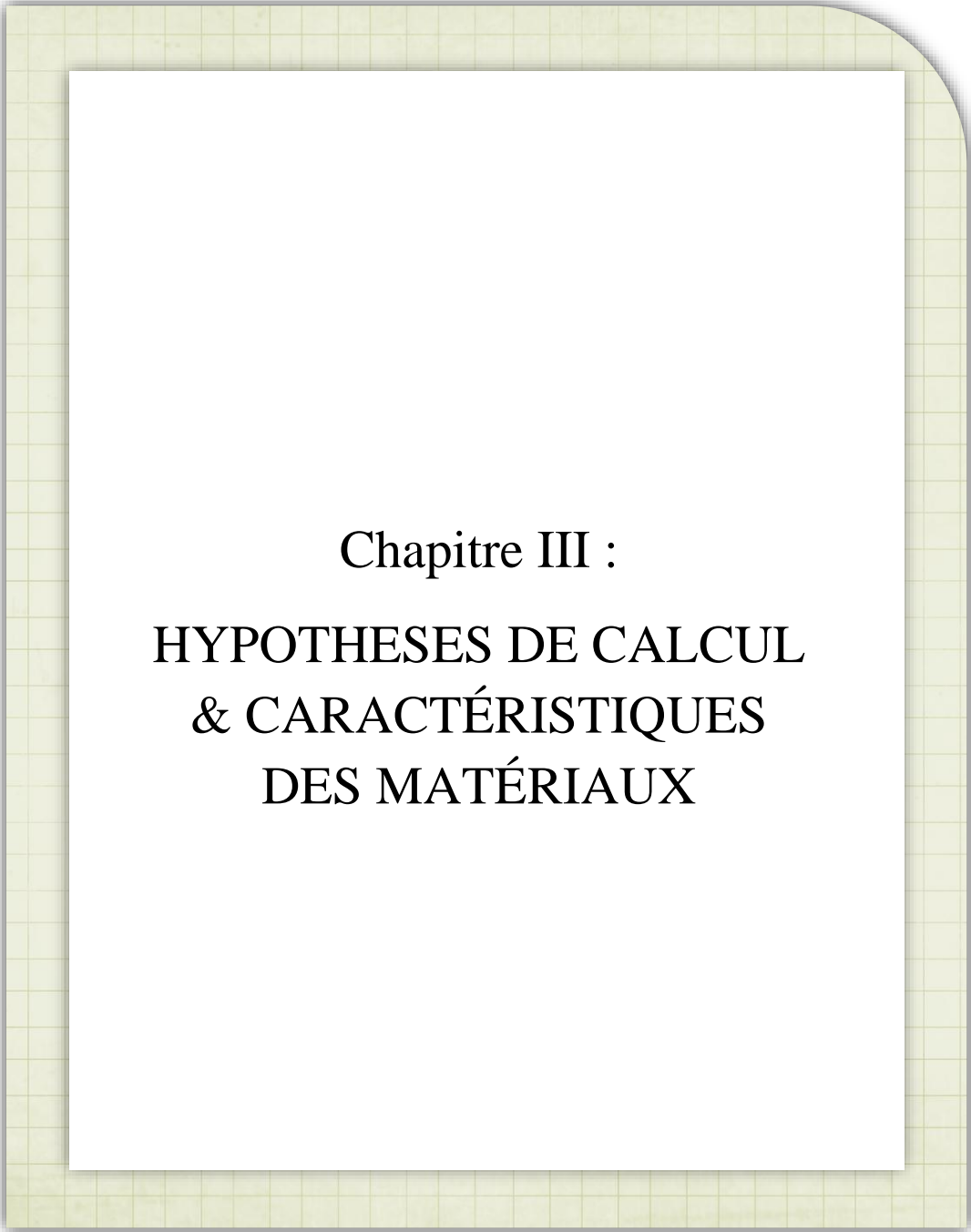


Figure II. 4. Section médiane

### II.5. CONCLUSION

En exploitant ces paramètres de justification et vérification, on est arrivé à conclure que cette conception répond mieux aux exigences techniques et fonctionnelles ainsi naturelle et elle est aussi avantageuse qui serait retenue pour une étude plus détaillée.



Chapitre III :

**HYPOTHESES DE CALCUL  
& CARACTÉRISTIQUES  
DES MATÉRIAUX**

# CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

## III.1. HYPOTHESES DE CALCUL

### III.1.1. LES REGLEMENTS UTILISEES POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTIERS (Les normes utilisées)

#### III.1.1.1. LE REGLEMENT RCPR 2008

Le règlement RCPR définit des actions et fournit des indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leur effet, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes.

#### III.1.1.2. LE REGLEMENT PARASISMIQUE APPLICABLE AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008)

Le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques. Ce règlement nous conduire à faire sortir :

- La classe de pont ;
- La zone sismique ;
- Le coefficient d'accélération de zone ;
- Le spectre de reponse ;
- Les déplacements des piles.

#### III.1.1.3. BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL91) MODIFIE 99

Ensemble des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

- ✓ Les états limites ultimes (ELU) qui correspondent à la ruine de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage :
  - a. Etat limite ultime d'équilibre statique (renversement d'un mur de soutènement) ;
  - b. Etat limite ultime de résistance (des matériaux constitutifs...) ;
  - c. Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement...).
- ✓ Les états limites de service (ELS) au-delà desquels les conditions d'exploitation normale ou de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites :
  - a. état limite de résistance à la compression du béton ;
  - b. état limite de déformation (flèche) ;
  - c. état limite d'ouverture des fissures (corrosion des armatures).

## **CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX**

---

Les circonstances dans lesquelles ces états limites se rencontrent, et les conséquences d'un dépassement de ces seuils étant très différentes selon qu'il s'agit d'un ELU ou d'un ELS, la vérification de la construction conduit à des calculs eux aussi très différents.

En ce qui concerne :

- Les actions à prendre en compte et la façon de les combiner (pondération).
  - Le comportement du matériau (et des sections des poutres) à utiliser.
- ✓ A l'ELU : une section de poutre BA est amenée à la rupture lorsque le béton comprimé ou l'acier tendu dépasse leur capacité de résistance et entrent en plasticité. Le calcul est donc mené dans l'hypothèse d'un comportement plastique des matériaux le domaine élastique étant dépassé.
- ✓ A l'ELS : est atteint bien que la structure soit encore loin de son effondrement par exemple du fait d'une trop grande déformabilité d'un élément. Le calcul est mené dans l'hypothèse d'un comportement élastique des matériaux.

### **III.1.1.4. BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES (BPEL91) MODIFIE 99**

**(Le fascicule 62 titre II, section II)**

Relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint. Ce texte, dit (Règles BPEL 91), introduisait notamment la prise en compte des bétons à hautes performances BHP, présentant une résistance caractéristique en compression allant jusqu'à 60 mégapascal (60 MPa). Les calculs justificatifs sont établis suivant la méthode des états limites. Il s'agit essentiellement d'états limites de services et d'états limite ultime, on distingue :

- ✓ Les états limites ultimes qui correspondent à la limite :
- Soit de l'équilibre statique ;
  - Soit de la résistance ;
  - Soit de la stabilité de forme ;
  - Soit l'état limite de la fatigue.
- ✓ Les états limites de service qui sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation et/ou de durabilité.

### **III.1.1.5. LE GUIDE SETRA (VIPP) ET CONCEPTION DES PONTS (CALGARO)**

Les présents documents constituent un guide de conception des VIPP et aussi des différents autres ouvrages concernant « conception des ponts de CALGARO », ils traitent également de la construction du tablier en mettant l'accent sur les particularités des techniques employées.

# CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

## III.1.2. MODELES DE CALCUL

Notre ouvrage sera calculé manuellement et il sera vérifié automatiquement en utilisant un logiciel de calcul à base des éléments finis comme : ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014, pour le calcul de la précontrainte ROBOT EXPERT et des pages électroniques de calcul (MICROSOFT EXCEL) développées et notamment l'AUTOCAD pour le calcul et le dessin.

## III.2. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

L'étude d'un pont est généralement conditionnée par le choix et la qualité des matériaux de construction, de ce fait, nous présenterons les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de cet ouvrage ainsi que leurs caractéristiques.

### III.2.1. BETON

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, granulats, et le plus souvent adjuvants qui constituent un ensemble homogène. En faisant varier la nature et les proportions des composants, on obtient des bétons aux propriétés et caractéristiques très différentes.

#### III.2.1.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Elle est notée  $f_{c28}$  et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton (généralement elle est de l'ordre de 20 MPa à 40MPa). [2]

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * f_{c28} & \text{si } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} * f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{ou}$$

Avec :  $f_{c28} = 35$  MPa Pour la superstructure ;  
 $f_{c28} = 27$  MPa pour l'infrastructure.

#### III.2.1.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION

La résistance caractéristique à la traction se déduit conventionnellement par la relation : [2]

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Avec :  $f_{ij} = 2.7$  MPa pour la superstructure ;  
 $f_{ij} = 2.22$  MPa pour l'infrastructure.

# CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

## III. 2.1.3. CONTRAINTE ADMISSIBLE

Contrainte admissible est la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

### III.2.1.3.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION

➤ A l'ELU

On calcul la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL : [2]

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Où Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & \text{Lorsque La durée d'application considérée est supérieure à 24h} \\ 0.90 & \text{Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h} \\ 0.85 & \text{Lorsqu'elle est inférieure à 1h.} \end{cases}$$

→ Dans notre cas on prend  $\theta = 1$ .

Le coefficient  $\gamma_b$  est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes

:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{En situation durable ou transitoire (fondamentales) ;} \\ 1.15 & \text{En situation accidentelle (en construction).} \end{cases}$$

→ Dans notre cas on prend  $\gamma_b = 1.5$  pour une situation durable et transitoire.

On aura pour notre ouvrage :

- $f_{bu} = 19.83$  MPa pour la superstructure ;
- $f_{bu} = 15.30$  MPa pour l'infrastructure.

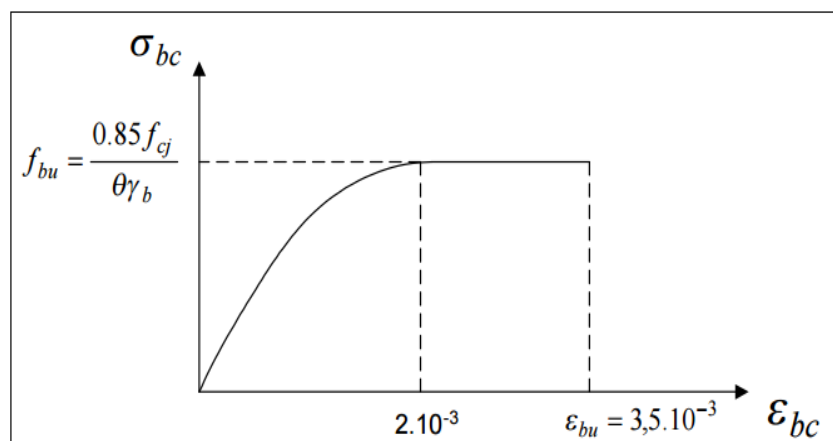


Figure III.1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.

## CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

➤ A l'ELS

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en services} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} \text{En service : 17.5 MPa pour la superstructure et 13.5 MPa pour l'infrastructure ;} \\ \text{En construction: 21 MPa pour la superstructure et 16.2 MPa pour l'infrastructure.} \end{cases}$$

### III.2.1.3.2. CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION

Selon le cas, la contrainte maximale de traction du béton risque d'être atteinte lors de la construction, de ce fait cette contrainte est limitée lors du calcul de la précontrainte selon la classe de la précontrainte. [3]

• CLASSE II :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares :  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage et  $1,5 f_{tj}$  ailleurs ;
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes :  $f_{tj} = 0$  dans la section d'enrobage ;
- En situation d'exécution :  $0,7 f_{tj}$  dans la section d'enrobage et  $1,5 f_{tj}$  ailleurs.

### III.2.1.3.3. CONTRAINTES ADMISSIBLES AU CISAILLEMENT

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton : [2]

➤ Par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_1^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 0.4 f_{tj} \cdot (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

➤ Par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_2^2 = \sigma_x \cdot \sigma_t + 2f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante, elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à de fortes compressions longitudinales. (Si  $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj}$ ) Avec :

$$\tau = \min (\tau_1, \tau_2)$$

➤ En cas de traction donc le béton, Lorsqu'une vérification est nécessaire en un point où  $\sigma_x < 0$ , les conditions précédentes sont remplacées par :

$$\tau_1^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t)$$

# CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

---

- $\sigma_x$ : est la contrainte normale à la section, calculée à partir de la section nette de la poutre.
- $\sigma_t$ : est la contrainte normale transversale, c'est-à-dire agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette.
- $\tau$  est la contrainte tangente (ou de cisaillement) de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette.

## III.2.1.1. DEFOMATION

### III.2.1.1.1. DEFOMATION LONGITUDINALE DU BETON

On considère le module de déformation longitudinal pour le béton " $E_{ij}$ " est défini par les règles BPEL comme suit : [4]

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

- Module de déformation différée (longue durée > 24h) :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

### III.2.1.1.2. DEFOMATION TRANSVERSALE DU BETON

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1+\nu)$$

Avec  $\nu$  : Coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

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

- $\nu = 0,20$  pour un béton non fissuré. (E.L.S) ;
- $\nu = 0,00$  pour un béton fissuré. (E.L.U).

En récapitulant les résultats précédents :

	$f_{c28}$	$f_{t28}$	$E_{ij}$	$E_{vj}$	$f_{bu}$	$\sigma_{bc}$	
						En service	En construction
Superstructure	35	2.70	35981,73	11993,91	19.83	17.50	21.00
Infrastructure	27	2.22	33000	11000	15.30	21.00	16.20

**Tableau III. 1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux**

# CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

## III.2.2. LES ACIERS

On distingue deux types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

- Les aciers actifs : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs : Reprennent les efforts tranchants et limitent la fissuration

### III.2.2.1. ACIERS PASSIFS

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé.

- La limite d'élasticité

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des armatures HA (Haute Adhérence) de nuance FeE40, donc la limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.

- Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égale à  $E_s = 2.10^5$  MPa.

- Contrainte limite de traction  $\sigma_s$

✓ Calcul à l'ELS :

Cas de fissuration peu nuisible  $\longrightarrow$  Pas de limitation de la contrainte

Cas de fissuration préjudiciable  $\longrightarrow \sigma_{st} = \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_t j})$

Cas de fissuration très préjudiciable  $\longrightarrow \sigma_{st} = \text{Max}(0.4f_e; 88\sqrt{\eta f_t j})$

Le coefficient  $\eta$  est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

$\eta = \{1.00$  Pour les treillis soudés et les ronds lisses ;  $1.60$  Pour les aciers à haute adhérence}

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{(Fissuration préjudiciable)} \\ \sigma_{st} = \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_t j}) \\ \text{Et } \eta = 1,6 \text{ (acier haute adhérence)} \end{array} \right\} \longrightarrow \sigma_{st} = 228,63 \text{ MPa}$$

✓ Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{su}$$

Le coefficient  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité, il prend les valeurs suivantes :

$\gamma_s = \{1.15$  En situation durable ou transitoire.  $1.00$  En situation accidentelles}

# CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

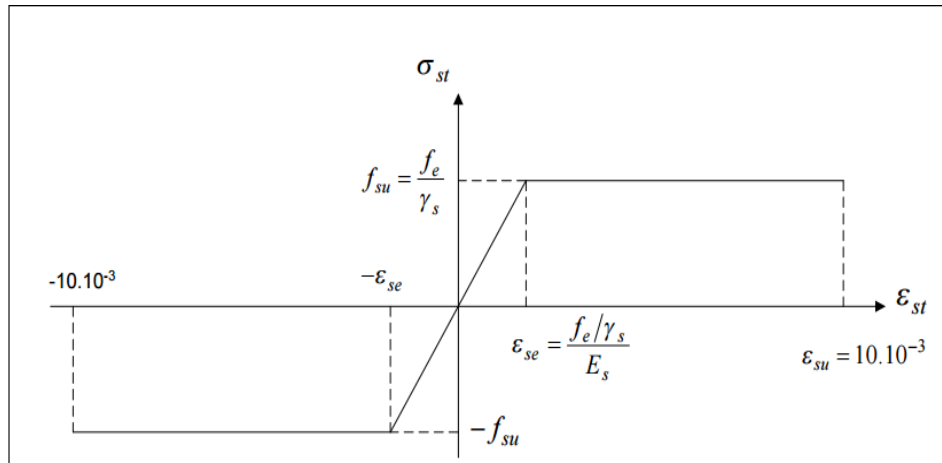


Figure III. 2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier

Pour notre ouvrage :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \\ f_e = 400 \end{array} \right\} \longrightarrow \sigma_{su} = 347.83 \text{ MPa}$$

## III.2.2.2. ACIERS ACTIFS

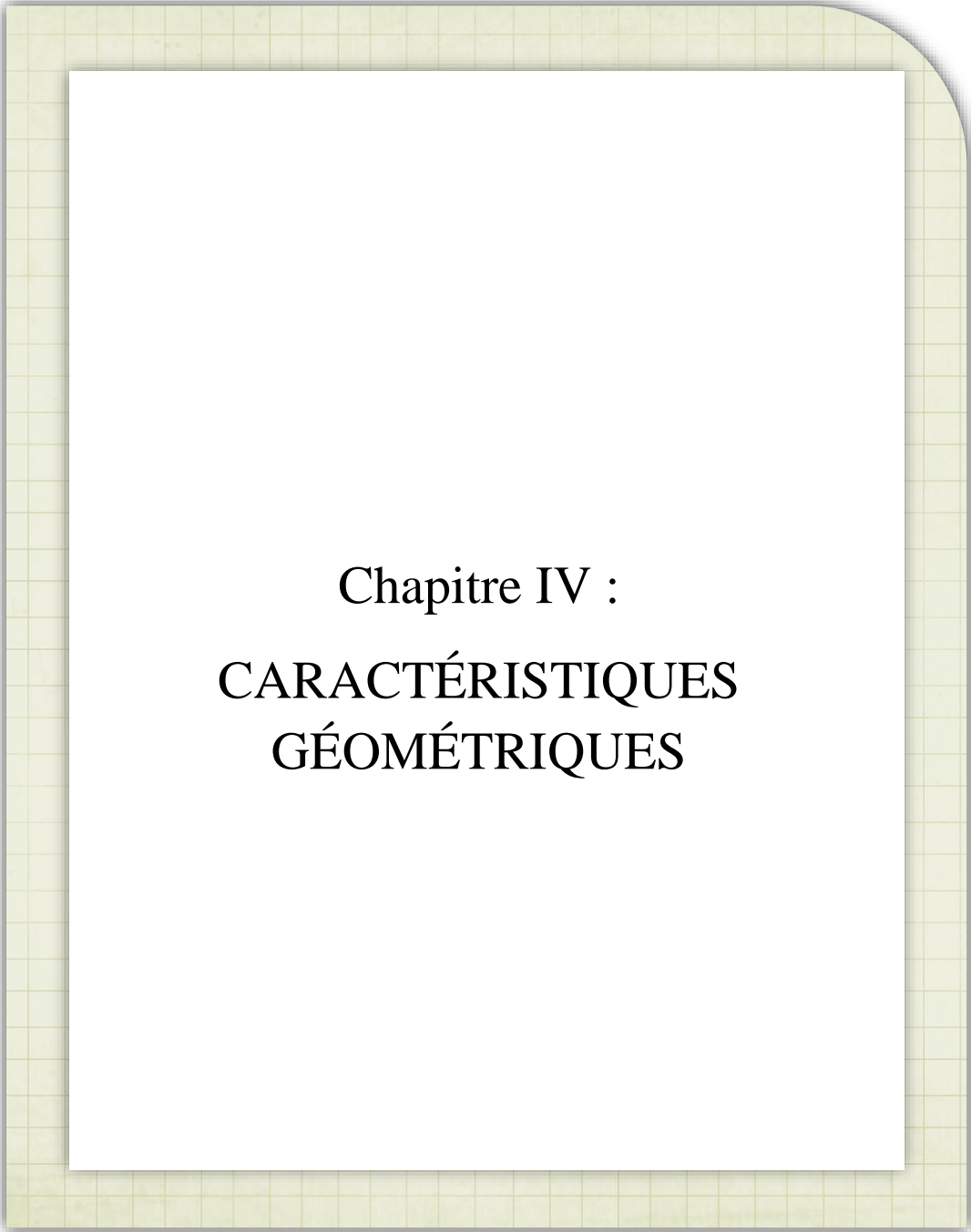
Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

La précontrainte considéré pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques ci-dessous :

- Type de câble : 12T15 (douze torons avec un diamètre de 15 mm) ;
- Aire nominal de l'acier :  $A_p = 1800 \text{ mm}^2$  ;
- Diamètre de la gaine :  $\varnothing = 80 \text{ mm}$  ;
- Tension minimale de rupture  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte élastique de garantie  $f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$  ;
- Relaxation à 1000 heures :  $\phi_{1000} = 2.5 \%$  ;
- Module d'élasticité :  $E_p = 195000 \text{ MPa}$ .

## III.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a décrit les éléments de base de construction de notre ouvrage de telle sorte qu'on s'est intéressé aux deux principaux matériaux « BETON ; ACIER » vu l'influence majeure de ces derniers sur la réalisation de l'ouvrage. Et on s'est basé sur les différents livres et thèses qui nous ont servi sur lesquelles on s'est appuyés pour accomplir notre étude.



Chapitre IV :  
**CARACTÉRISTIQUES  
GÉOMÉTRIQUES**

## IV. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

### IV.1. INTRODUCTION

Les formes géométriques des éléments porteurs répondant aux besoins structuraux, varient selon l'importance de l'ouvrage "sa longueur de franchissement et notamment la sa largeur".

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

### IV.2. CARACTERISITQUE DU TABLIER

- Largeur totale : 11,12 m ;
- Largeur roulable : 9 m ;
- Largeur d'une voie : 3.5 m ;
- Largeur de trottoir : 1,06 m ;
- Larguer chargeable : 8 m ;
- Nombre des poutres : 8 poutres ;
- Entre axes : 1,44 m.

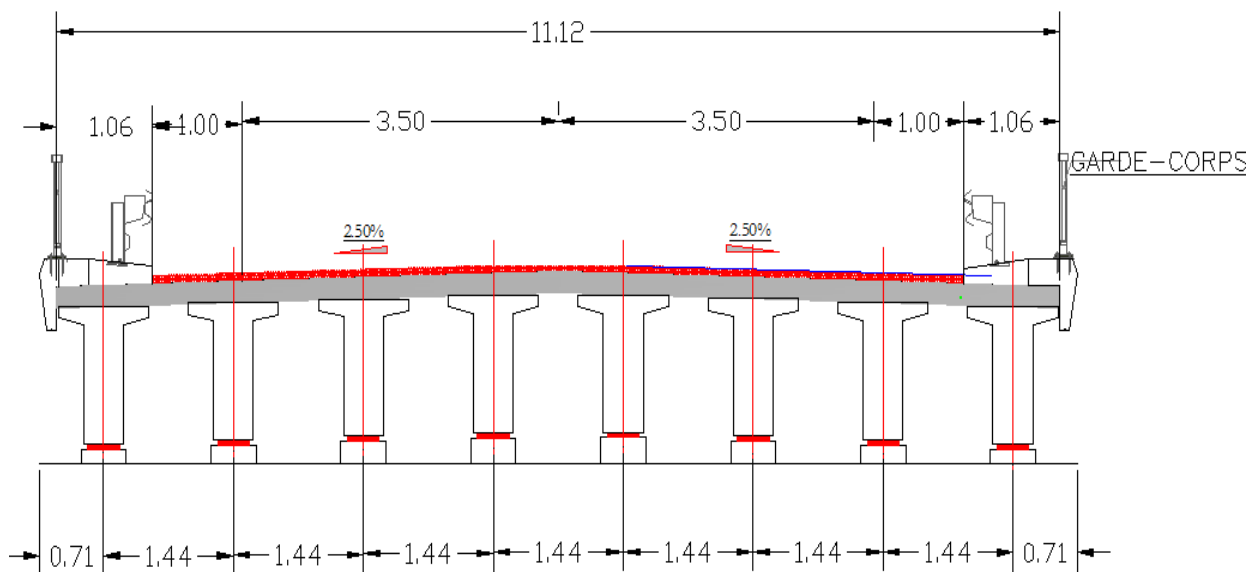


Figure IV. 1. Caractéristiques du tablier

### IV.3. SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE

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

# CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

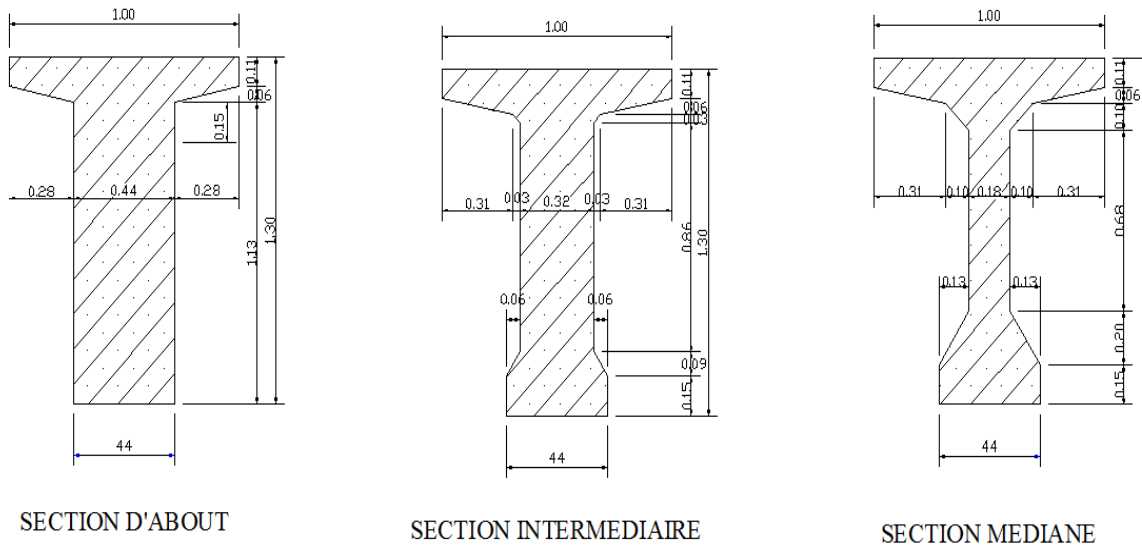


Figure IV. 2. Sections transversales de la poutre

## IV.4. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE POUTRE

Pour calculer les différentes caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre, on utilise les formules suivantes :

Formule	Définition
$B_{brute} = x \cdot y$	Section brute de l'élément
$S/\Delta (brute) = B_{brute} \cdot Z$	Le moment statique brut de la section par rapport à l'axe $\Delta$ Tel que: $Z = V'$
$I_G = bh^3/36$ $I_G = bh^3/12$	Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : -Pour une section triangulaire -Pour une section rectangulaire
$V' = \frac{S/\Delta}{B}$ $V = H - V'$	Distance de la fibre supérieure et inférieure par rapport au CG
$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} * V'$	Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG
$B_{nette} = 95\% B_{brute}$	Section nette de la poutre

## CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

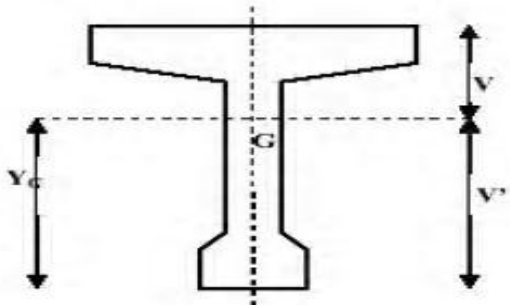
$S_{/\Delta \text{ net}} = 95\% S_{/\Delta \text{ brute}}$	Le moment statique net de section
$I_{/\Delta \text{ net}} = 90\% I_{/\Delta \text{ brute}}$	Moment d'inertie net de la section par rapport à l'axe $\Delta$
$\rho = \frac{IG}{V'.V.Bbrute}$	Le rendement géométrique de la section
<p>Tel que V et V' sont montrés dans la figure ci-contre</p> 	

Tableau IV. 1. Formules de détermination des caractéristiques géométriques des de la poutre.

L'Autocad nous facilite de calculer le centre de gravité, V et V', le moment d'inertie par rapport au centre de gravité  $I_g$ , en utilisant la commande « propriété de masse ou massprop ».

### • SECTION D'ABOUT

Section sans hourdis	
Périmètre (cm)	449,271
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	6504,000
Aire Nette Bn (cm <sup>2</sup> )	6178,8
V (cm)	58,022
V' (cm)	71,978
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	10380540,986
I/g net (cm <sup>4</sup> )	9342486,887
S/ $\Delta$ brute (cm <sup>3</sup> )	468144,912
S/ $\Delta$ net (cm <sup>3</sup> )	444737,666
$\rho$ (%)	38,216

Tableau IV. 2. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about sans hourdis

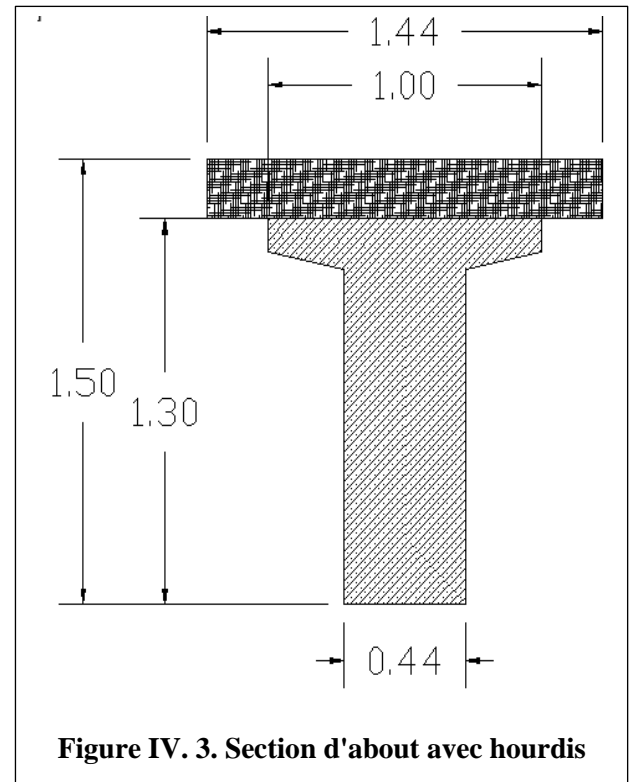
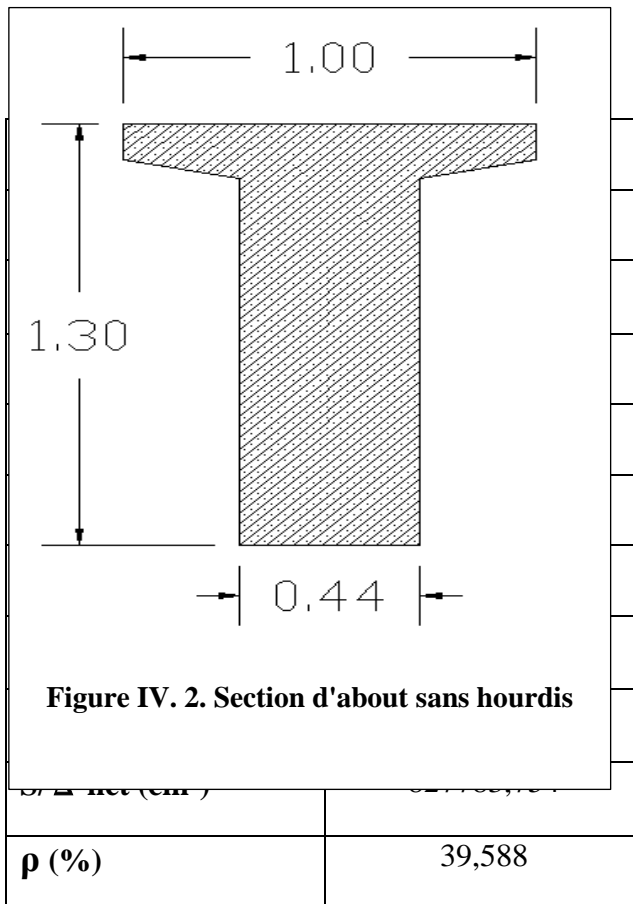


Tableau IV. 3. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis.

## • SECTION INTERMEDIAIRE

Section sans hourdis	
Périmètre (cm)	461,269
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	5373,000
Aire Nette Bn (cm <sup>2</sup> )	5104,350
V (cm)	56,895
V' (cm)	73,105
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	9496319,091
I/g net (cm <sup>4</sup> )	8546687,182
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	392793,165
S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	373153,506
$\rho$ (%)	42,492

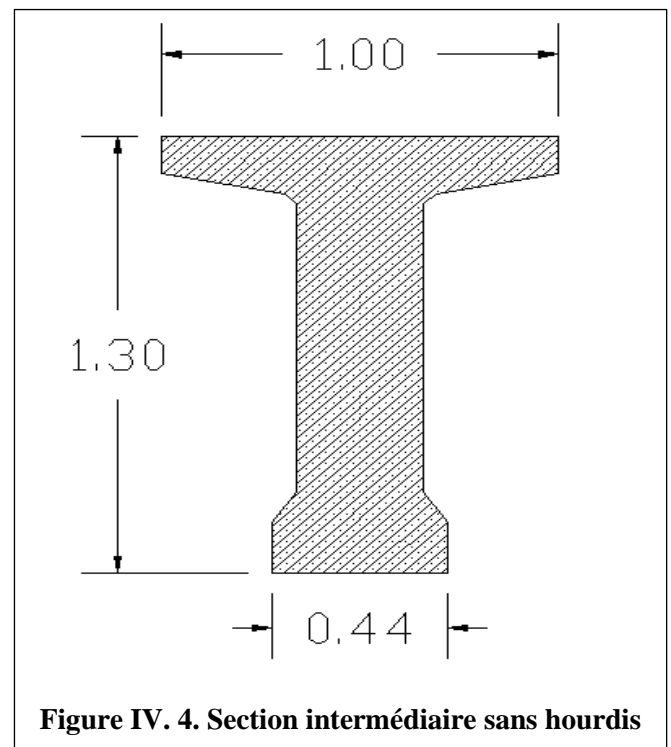


Tableau IV. 4. Caractéristiques géométriques de

## CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

la poutre intermédiaire sans hourdis.

Section avec hourdis	
Périmètre (cm)	589,269
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	8253,000
Aire Nette Bn (cm <sup>2</sup> )	7840,350
V (cm)	53,551
V' (cm)	96,449
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	17982721,348
I/g net (cm <sup>4</sup> )	16184449,210
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	795993,597
S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	756193,917
ρ (%)	42,186

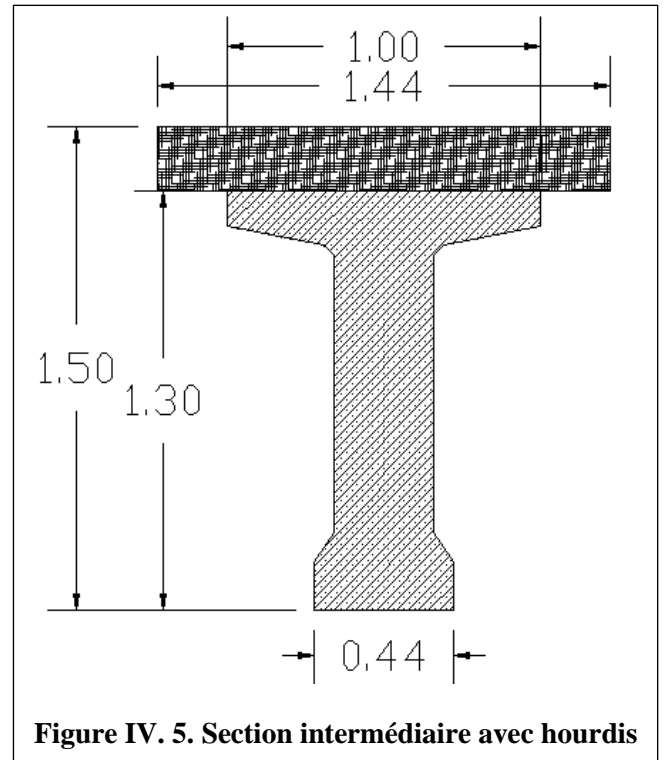


Figure IV. 5. Section intermédiaire avec hourdis

Tableau IV. 5. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis.

### • SECTION MEDIANE

Section sans hourdis	
Périmètre (cm)	471,142
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	4298,000
Aire Nette Bn (cm <sup>2</sup> )	4083,100
V (cm)	55,638
V' (cm)	74,362
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	8927841,462
I/g net (cm <sup>4</sup> )	8035057,316
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	319607,876
S/Δ net (cm <sup>3</sup> )	303627,482
ρ (%)	50,206

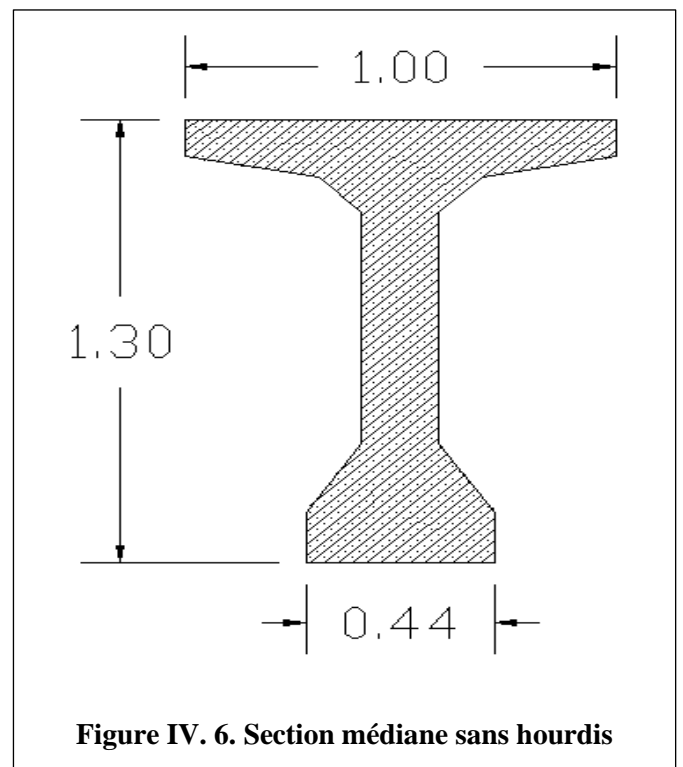


Figure IV. 6. Section médiane sans hourdis

## CHAPITRE IV : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Tableau IV. 6. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis.

Section avec hourdis	
Périmètre (cm)	599,142
Aire Brute B (cm <sup>2</sup> )	7178,000
Aire Nette B <sub>n</sub> (cm <sup>2</sup> )	6819,100
V (cm)	49,303
V' (cm)	100,697
I/g brute (cm <sup>4</sup> )	16453552,102
I/g net (cm <sup>4</sup> )	14808196,890
S/Δ brute (cm <sup>3</sup> )	722803,066
S/ Δ net (cm <sup>3</sup> )	686662,912
ρ (%)	46,170

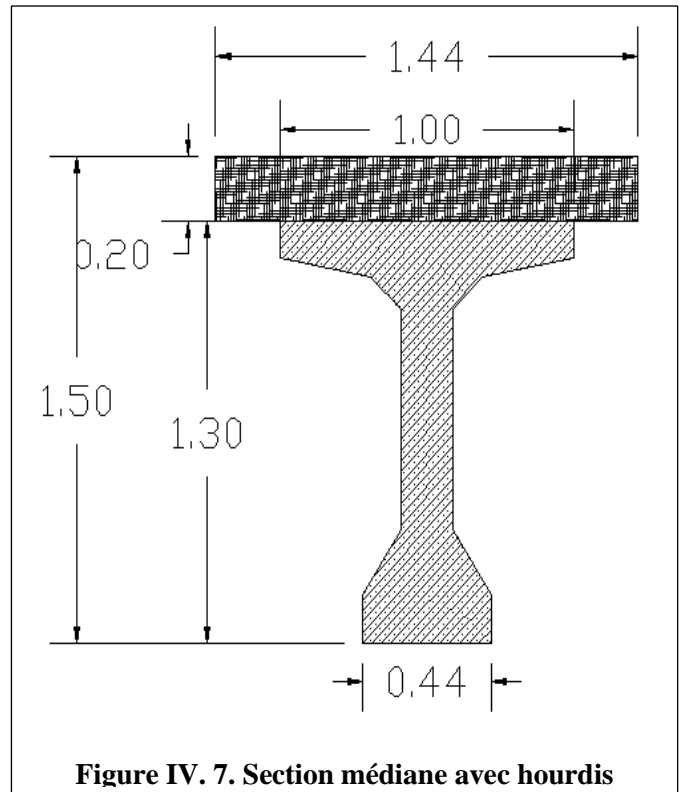
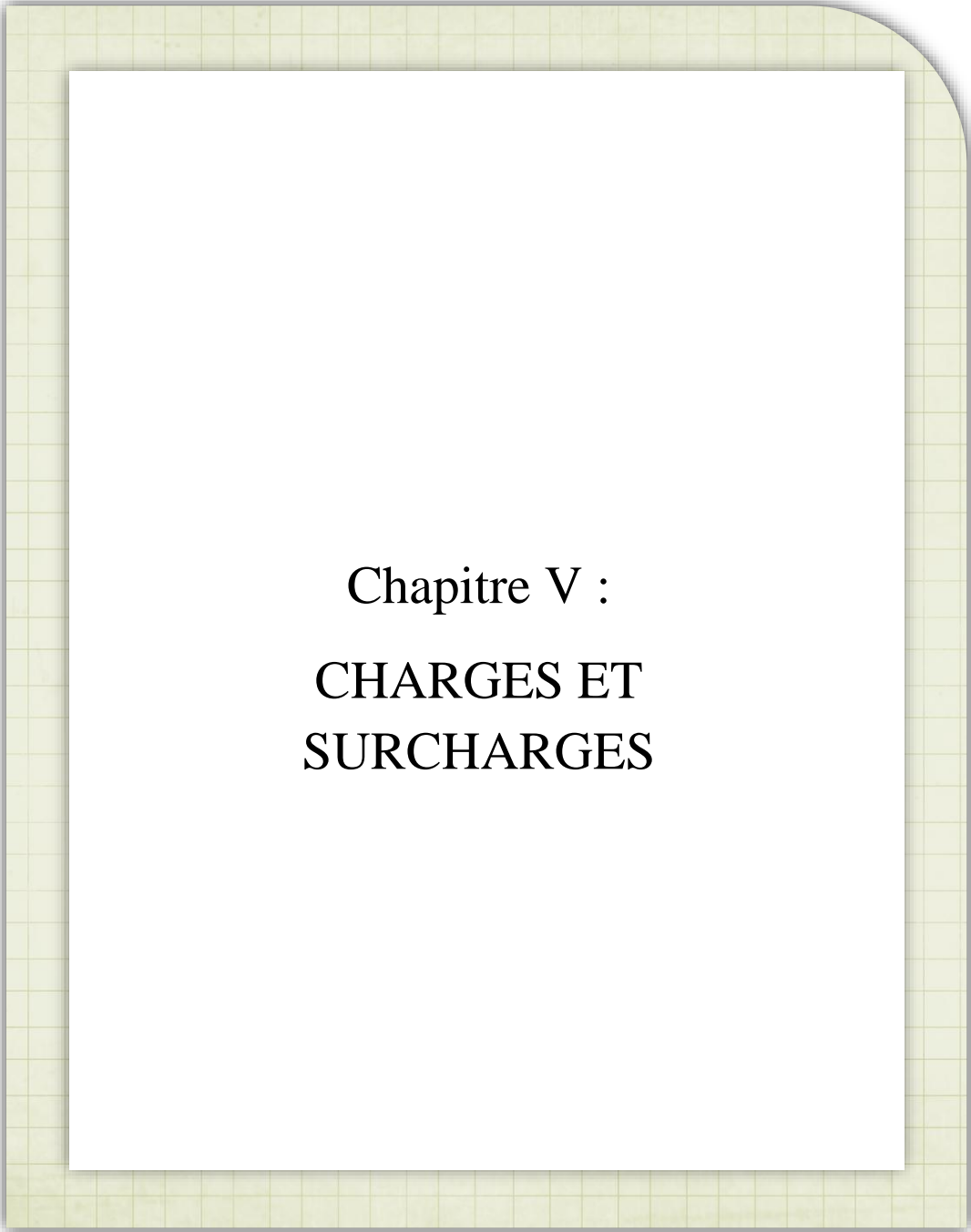


Figure IV. 7. Section médiane avec hourdis

Tableau IV. 7. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis.

### IV.5. CONCLUSION

Les données présentées dans ce chapitre nous permettrons de pouvoir étudier la superstructure et l'infrastructure de notre projet.



Chapitre V :

**CHARGES ET  
SURCHARGES**

## V. CHARGES ET SURCHARGES

### V.1. INTRODUCTION

D'une façon générale, la partie portante d'un pont doit résister aux différentes actions qui sont dû au poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Dans ce chapitre, nous allons calculer les charges (permanentes et complémentaires) agissant sur notre pont, ainsi que les surcharges définies par le **RCPR** pour les ponts routiers.

### V.2. EVALUATION DES CHARGES

#### V.2.1. CALCUL DES CHARGES PERMANENTES

- Poids de la poutre

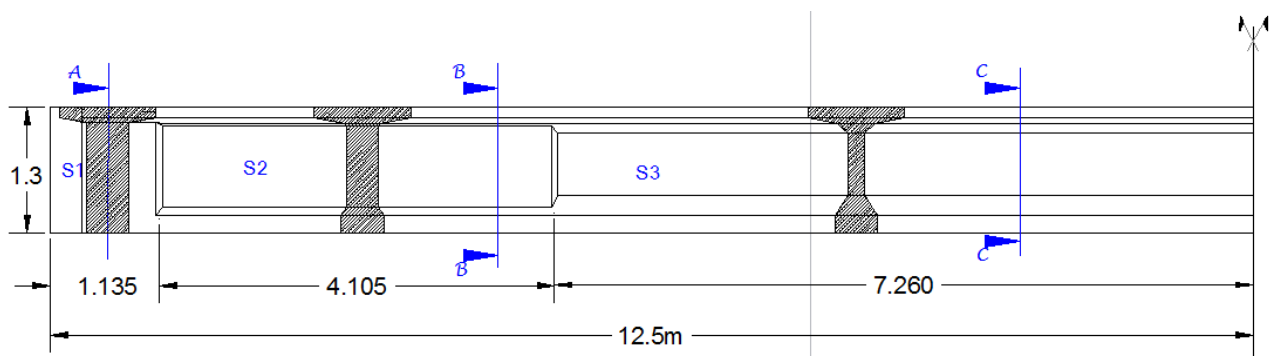


Figure V. 1. Coupe longitudinale de la poutre.

Section	S1	S2	S3
Longueur (m)	1,135	4,105	7,260
Surface (m <sup>2</sup> )	0,648	0,541	0,437
Poids (t/m <sup>3</sup> )	1,839	5,552	7,893

Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre.

Sachant que :  $\rho_b = 2,5\text{t/m}^3$  et que  $P_i = \rho_b * V$

$$\text{Et } P_{\text{poutre}} = 2 \sum P_i$$

$$P_{\text{poutre}} = 30,645 \text{ t}$$

$$P_{\text{poutre}} = 30,316 / 25 = 1,226 \text{ t/ml}$$

$$\longrightarrow P_{\text{poutres}} = 8 * P_{\text{poutre}} = 9,806 \text{ t/ml}$$

## CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

---

- **Poids de l'hourdis**

L'épaisseur d'hourdis est :  $h_{\text{hourdis}} = 20 \text{ cm}$

$$P_{\text{hourdis}} = \rho_b * h_{\text{hourdis}} * l_{\text{largeur du tablier}} = 2,5 * 0,20 * 11,12 = 5,56 \text{ t/ml} \Rightarrow P_{\text{hourdis}} = 5,56 \text{ t/ml}$$

- **Prédalles**

Dans notre cas, la prédalle est un Profil Métallique Nervuré TN40 d'épaisseur de 1mm et un poids négligeable.

➤ Donc le poids des éléments porteur est:

$$C_p = 8 * P_{\text{poutre}} + P_{\text{hourdis}} = 9,806 + 5,56 = 15,366 \text{ t/ml} \Rightarrow C_p = 15,366 \text{ t/ml}$$

### V.2.2. CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES

- **Poids du trottoir**

Le poids de trottoir pour les deux cotés est :

$$P_t = S_t * \gamma_{\text{béton}} = [(0,71 * 0,20) * 2,5] * 2 = 0,71 \text{ t/ml} \longrightarrow P_t = 0,71 \text{ t/ml}$$

- **Revêtement et étanchéité**

Le poids du revêtement est :  $P_r = h_r * L_r * \rho_r$

Tel que : - $h_r$  (épaisseur du revêtement et la chape d'étanchéité) =  $0,06 + 0,02 = 0,08 \text{ m}$

- $L_r$  (largeur chargeable) =  $9 \text{ m}$

- $\rho_r$  (poids volumique du revêtement "du béton bitumineux") =  $2,4 \text{ t/m}^3$

$$P_r = 0,08 * 9 * 2,4 = 1,728 \text{ t/ml} \longrightarrow P_r = 1,728 \text{ t/ml}$$

- **Garde-Corps et glissières de sécurité**

Le poids du garde-corps pour un côté :  $P_{GC} = 0,10 \text{ t/ml} \longrightarrow P_{GC} = 0,20 \text{ t/ml}$

Le poids de la glissière de sécurité pour un côté :  $P_{GS} = 0,10 \text{ t/ml} \longrightarrow P_{GS} = 0,20 \text{ t/ml}$

- **Corniche**

Le poids de la corniche pour un coté est :

$$P_{\text{corniche}} = S_{\text{corniches}} * \rho_b = 0,195 * 2,5 = 0,487 \text{ t/ml} \longrightarrow P_{\text{corniche}} = 0,487 \text{ t/ml}$$

Le poids de la corniche pour deux cotés est :

$$P_{\text{corniche}} = 0,975 \text{ t/ml}$$

➤ Donc le poids des charges complémentaires permanentes est :

$$P_{\text{ccp}} = P_t + P_r + P_{GC} + P_{GS} + P_{\text{corniche}} = 3,813 \text{ t/ml}$$

## CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

---

➤ Donc le poids total du tablier est :

$$G/ml = C_p + P_{ccp} = 19,179 \text{ t/ml} \longrightarrow G = 960,8246 \text{ t}$$

### V.3. DESCRIPTION DES SURCHARGES

Ces surcharges comprennent [5] :

- ✓ les charges d'exploitation de l'ouvrage qui sont définies dans (RCPR2008) ;
- ✓ les charges climatiques présentées par le vent et la température ;
- ✓ les actions accidentelles ;
- ✓ les charges sismiques sont définies par règlement parasismique Algérien (RPOA 2008).

#### V.3.1. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

##### • CLASSE DE PONT

D'après le **RCPR**, tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe.

##### • NOMBRE DE VOIES

Notre pont comporte une glissière de sécurité de chaque côté donc : **L<sub>r</sub> = 9m** et **L<sub>c</sub> = 8 m**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

Le nombre de voies  $\longrightarrow N = L_c / 3 = 2$  voies ;

La largeur de la voie  $\longrightarrow V = L_c / 2 = 4$  m.

#### V.3.2. EVALUATION DES SURCHARGES

Pour ces surcharges, « L » désigne la portée de la travée (L=24m) et G le poids total de la travée (G=479,481 t).

##### V.3.2.1. Système de charge A

La chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à :

$$A = a_1 * a_2 * A(l)$$

Avec :

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L+12} \text{ kN/m}^2 \longrightarrow A(l) = 12,3 \text{ kN/m}^2 = 1,23 \text{ t/m}^2$$

$$\text{La charge } A_1 \longrightarrow A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \cdot A(l) \\ 4 - 0,002l \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 12,3 \\ 3,952 \end{array} \right\} \text{ donc } A_1 = 12,3 \text{ kN/m}^2 = 1,23 \text{ t/m}^2$$

Avec  $a_1=1$  qui est déterminé à partir de la classe du pont et du nombre de voies chargées

## CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

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

Tableau V. 2. Coefficients a1

La charge A2  $\longrightarrow$   $A2 = a2.A1 = 0,875 * 12,3 = 10,76$  D'où **A2 = 10,76 kN/m<sup>2</sup> = 1,076 t/m<sup>2</sup>**

Avec  $a2 = V0 / V$  tel que V0 est déterminé à partir de la classe du pont

Classe de pont	V0
Première classe	3.5
Deuxième classe	3.0
Troisième classe	2.75

Tableau V. 3. Valeurs de V0

Donc V0 = 3,5 et V = 4  $\longrightarrow$   $a2 = 0,875$

Nombre de voix	a1	a2	A(l)*a1*a2 (t/m <sup>2</sup> )	Largeur de voie (m)	A(l) (t/ml)
1	1	0,875	1,076	4	4,305
2	1	0,875	1,076	8	8,610

Tableau V. 4. Valeurs du chargement A(l)

### V.3.2.2. Surcharge sur trottoirs

On applique sur le trottoir une charge uniforme de **0,15 t/m<sup>2</sup>** sur une Largeur de **1,06 m** :

Pour un trottoir chargé : **P = 0,159 t/ml.**

Pour deux trottoirs chargés : **P = 0,318 t/ml.**

### V.3.2.3. Système de charge B

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

- Le système Bc se compose de camions types (30t),
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10t),
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (16t).

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

#### V.3.2.3.1. CONVOI BC

Le système Bc se compose de camions de poids individuel de 30 t. On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation [5].

Le système Bc est représenté schématiquement sur la figure si dessous :

## CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

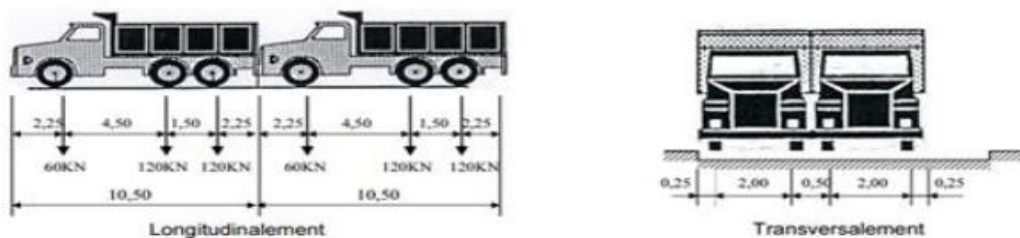


Figure V. 2. Système BC

La charge de système Bc est majorée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \left(\frac{G}{S}\right)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 24 \text{ m} \\ G = 479,481 \text{ t} \\ S = N \cdot P_c \cdot bc \end{array} \right.$$

N : Nombre de camion

Pc : Poids du camion

Pour le coefficient bc on a :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
Première classe	1.2	1.10	0.96	0.8	0.7
Deuxième classe	1	1	-	-	-
Troisième classe	1	0.8	-	-	-

Tableau V. 5. Valeurs de bc.

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Nombre de voies chargées	Nombre de camions	bc	S	$\delta$	Charge par essieu (t)		
					EAV	6*1,20*1,091	7,855
1	2	1,20	72	1,091	EAR	12*1,20*1,091	15,710
					EAV	6*1,10*1,107	7,306
2	4	1,10	132	1,107	EAR	12*1,10*1,107	14,612
					EAV	6*1,10*1,107	7,306

Tableau V. 6. Charge par essieu d'un convoi Bc

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{EAV : Essieu Avant} \\ \text{EAR : Essieu Arrière} \end{array} \right.$$

### V.3.2.3.2. SYSTEME Br

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

La charge de système Br est majorée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$

## CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

$$\delta_{BR} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.l} + \frac{0,6}{1+4.\left(\frac{G}{S}\right)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L = 24 \text{ m} \\ G = 479,481 \text{ t} \\ S = 10 \text{ t} \end{cases}$$

$$\longrightarrow \delta_{BR} = 1,072$$

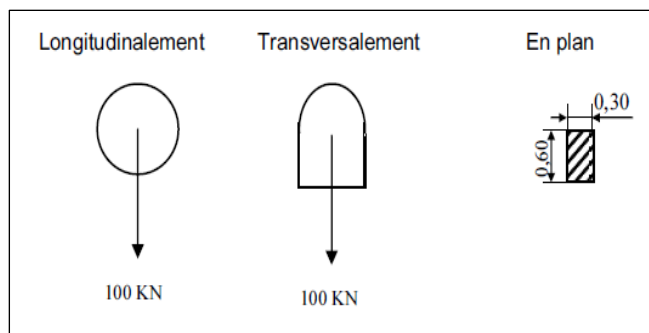


Figure V. 4. Système Br.

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Désignation	S (t)	$\delta_{BR}$	Charge (t)
Br	10	1,072	10,72

Tableau V. 7. Charge par essieu d'un camion Br.

### V.3.2.3.3. TANDEM BT

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée. Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée.

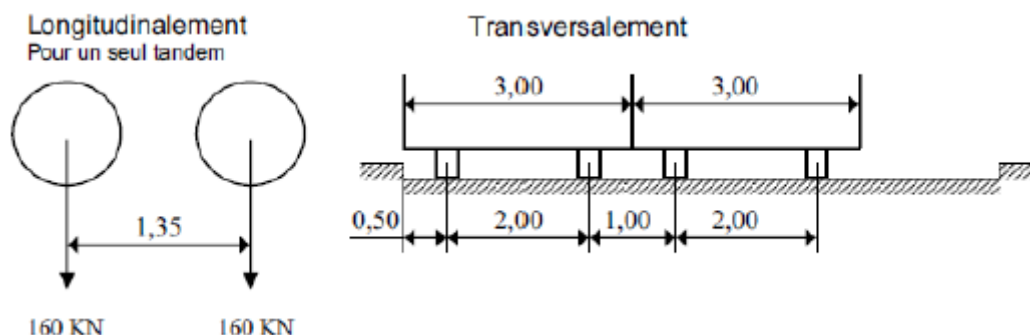


Figure V. 5. Système Bt.

La charge de système Bt est majorée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2.L} + \frac{0,6}{1 + 4.\left(\frac{G}{S}\right)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L = 24 \text{ m} \\ G = 479,481 \text{ t} \\ S = N * Pt * bt \end{cases}$$

N : Nombre de tandem

Pt : Poids du tandem

Pour le coefficient bt on a :

Classe de pont	Bt
première classe	1,2
seconde classe	1

Tableau V. 8. Valeurs de bt

## CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Nombre de tandems	Bt	S	$\delta t$	Charge par essieu (t)	
1	1,2	38,4	1,080	1,2* 32* 1,080	41,472
2	1,2	76,8	1,092	76,8* 1,092	83,866

Tableau V. 9. Charge Br par nombre de tandem

### V.3.2.3. SYSTEME DE CHARGE MILITAIRE MC120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi, dans le sens **transversal**, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée, dans le sens **longitudinal**, la distance libre entre les points de contact des convois avec la chaussée doit être au moins égale à **30,50m**.

La charge de système Mc120 est majorée par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2.L} + \frac{0,6}{1+4.\left(\frac{G}{S}\right)}$$

Avec :

$$\begin{cases} L = 32,40 \text{ m} \\ G = 479,481 \text{ t} \\ S = 110 \text{ t} \end{cases}$$

→  $\delta = 1,102$

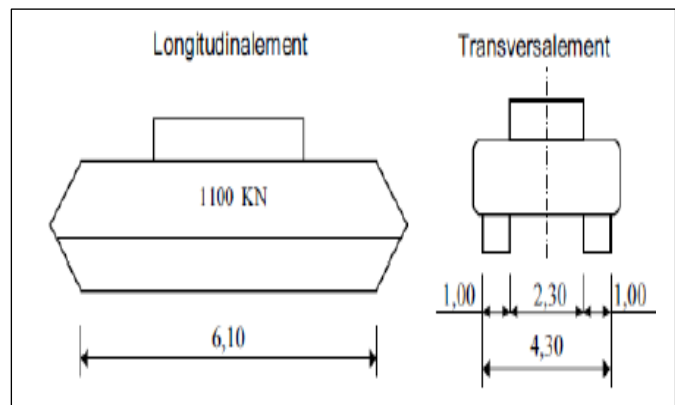


Figure V. 6. Système Mc 120

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Désignation	S (t)	$\delta$	la charge totale (t)	La charge linéaire majorée (t/ml)
Mc120	110	1,102	121,22	19,872

Tableau V. 10. Charge Mc 120

### V.3.2.4. SYSTEME DE CHARGE EXCEPTIONNELLE D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. P = 240 t. La longueur est de 18, 6 m.

$$D240 = \frac{240}{18,6} \longrightarrow D240 = 12,90 \text{ t/ml}$$

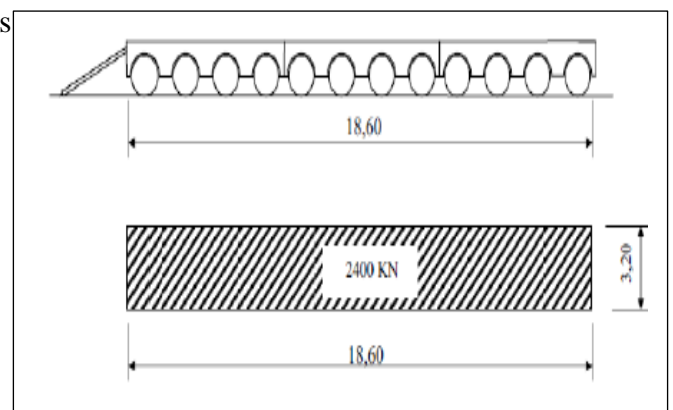


Figure V. 7. Système D240.

## CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

---

### V.3.2.5. EFFORT DE FREINAGE

Les charges A et B<sub>c</sub> sont susceptibles de développer des réactions de freinage. Ces réactions sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. [4]

- **Freinage du système A(l)**

$$F_{AL} = \frac{A.S}{20+0.0035S}$$

S : La surface chargée (m<sup>2</sup>) S = L\* l<sub>r</sub> = 25\* 9= 225 m<sup>2</sup>

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

$$F_{AL} = \frac{1,076*225}{20+0.0035*225} = 11,646 \text{ t.}$$

- **Freinage du système B<sub>c</sub>**

On suppose qu'un seul camion peut freiner par travée et il développe un effort horizontal égal à poids. Le coefficient b<sub>c</sub> s'applique aux efforts de freinage développés par le système B<sub>c</sub>, donc on aura un effort de freinage :

$$F_{bc} = b_c * B_c \longrightarrow F_{bc} = 36 \text{ t.}$$

### V.3.3. RECAPITULATIF DES COEFFICIENTS DE MAJORATION DES CHARGES D'EXPLOITATION

SYSTEME	B <sub>c</sub> 1 voie	B <sub>c</sub> 2 voies	B <sub>t</sub> 1 tandem	B <sub>t</sub> 2 tandems	Br	Mc120
Coefficient de majoration dynamique	1,091	1,107	1,080	1,092	1,072	1,102

Tableau V. 11. Récapitulatif des coefficients de majoration des charges d'exploitation.

### V.3. COMBINAISON D' ACTIONS

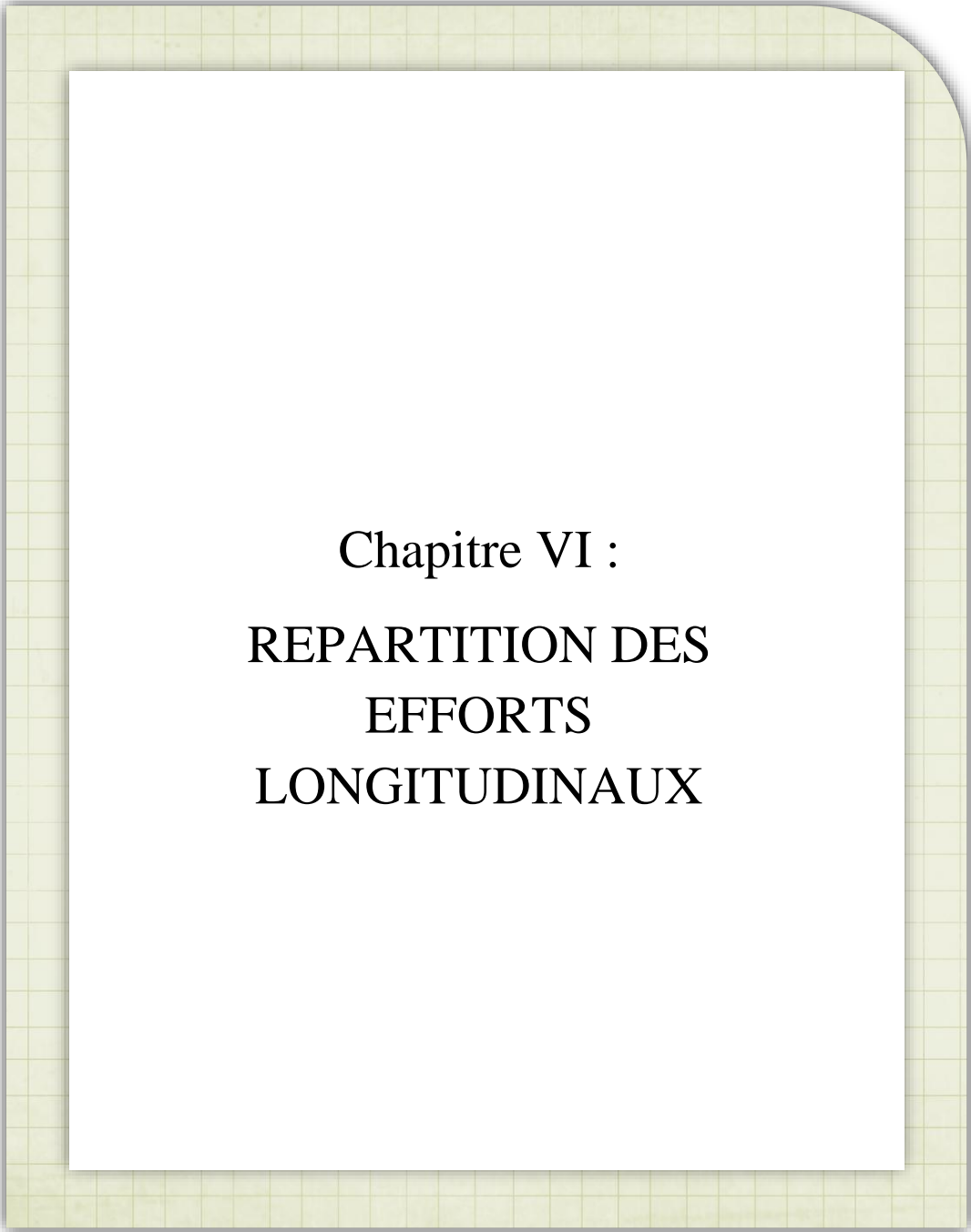
Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent en multipliant les sollicitations par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

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

Tableau V. 12. Combinaisons de charges réglementaires.

### V.3. CONCLUSION

Le calcul des coefficients de majoration dynamique sert à pondérer les efforts de moment et effort tranchant selon les dispositifs exigés par le RCPR.



Chapitre VI :  
REPARTITION DES  
EFFORTS  
LONGITUDINAUX

## VI. REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

### VI.1. INTRODUCTION

Après avoir calculé les charges et les surcharges dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre à la répartition longitudinale de ces dernières afin de déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes puis sous l'effet des surcharges.

### VI.2. CALCUL LONGITUDINAL DES EFFORTS DUS AUX CHARGES ET SURCHARGES

Dans le sens longitudinal on estime les valeurs maximales du moment au droit des sections nécessaires pour l'abscisse  $L/2$  et  $L/4$ , de même pour l'effort tranchant on calculera alors pour les abscisses  $0L$  et  $L/4$  (qui est maximum au droit des appuis).

Pour cela, on utilise la RDM pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux selon le cas de chargement à étudier.

#### VI.2.1. MOMENTS FLECHISSANT

##### VI.2.1.1. CHARGES PERMANENTES

Le moment fléchissant pour une charge  $G$  (tel que  $G= 19,179$  t/ml) uniformément répartie est donné par les formules suivantes :

$$M = \begin{cases} \frac{3}{4} G * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ G * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

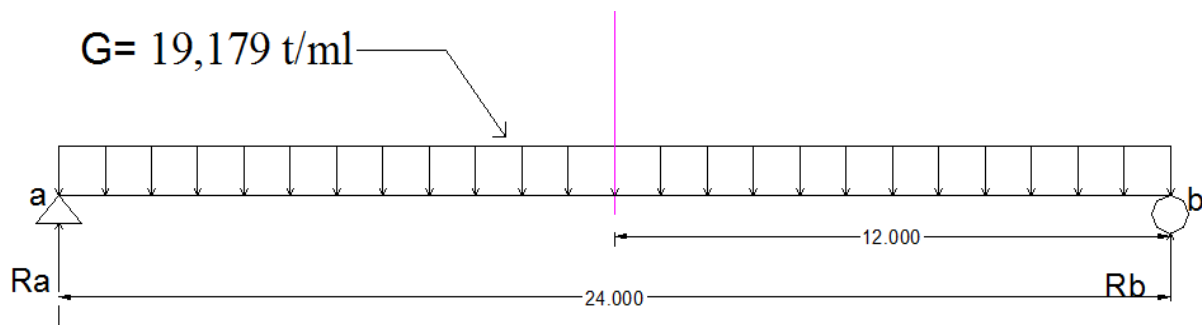


Figure VI. 1. Charge G uniformément répartie

Calculons d'abord les réactions aux appuis  $R_a$ ,  $R_b$  ?

$$\begin{cases} R_b = \frac{G * 24}{2} = 230,148 \text{ t} \\ R_a = R_b = 230,148 \text{ t} \end{cases}$$

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

$$M = \begin{cases} 1035,666 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 1380,888 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 129,458 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 172,611 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

Le tableau récapitulatif :

Désignation	Pour x=0.5 L		Pour X=0.25 L	
	M <sub>total</sub> (t.m)	M/poutre (t.m)	M <sub>total</sub> (t.m)	M/poutre (t.m)
Poids Propre G	1380,888	172,611	1035,666	129,458

Tableau VI. 1. Moment fléchissant sous G

### VI.2.1.2. SURCHARGE A(L)

Le moment fléchissant de cette surcharge se calcule de la même manière que le chargement permanent :

$$M = \begin{cases} \frac{3}{4} A(l) * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ A(l) * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

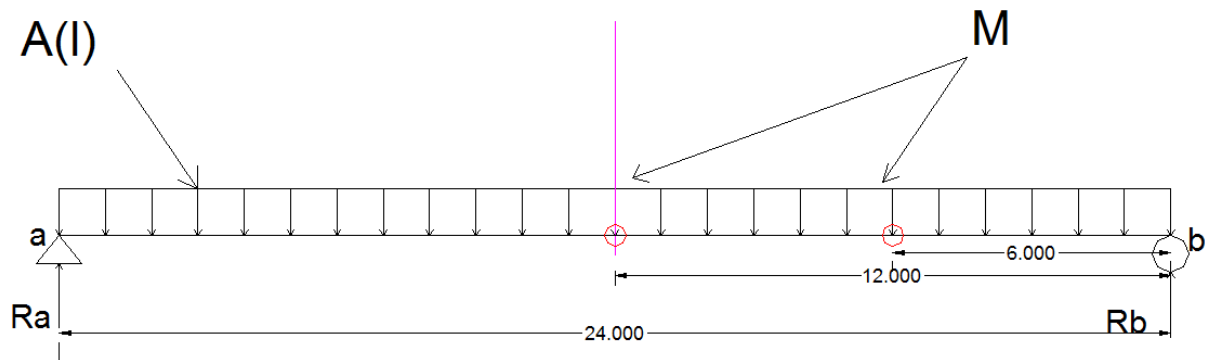


Figure VI. 2. Charge A(L) uniformément répartie

- Pour une voie chargée on a  $A(l) = 4,305 \text{ t/m}$

$$M = \begin{cases} 232,470 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 309,960 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 29,059 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 38,745 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

- Pour deux voies chargées on a  $A(l) = 8,610 \text{ t/m}$

$$M = \begin{cases} 464,940 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 619,920 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 58,118 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 77,490 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour $x=0.5 L$		Pour $X=0.25 L$	
		$M_{total}$ (t.m)	M/poutre (t.m)	$M_{total}$ (t.m)	M/poutre (t.m)
Surcharge A(L)	1 voie chargée	309,960	38,745	232,470	29,059
	2voies chargées	619,920	77,490	464,940	58,118

Tableau VI. 2. Moment fléchissant sous A (L)

### VI.2.1.3. SURCHARGE DE TROTTOIR $St$

C'est pareil pour cette charge le moment fléchissant se calcul comme suit :

$$M = \begin{cases} \frac{3}{4} St * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ St * \frac{L^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

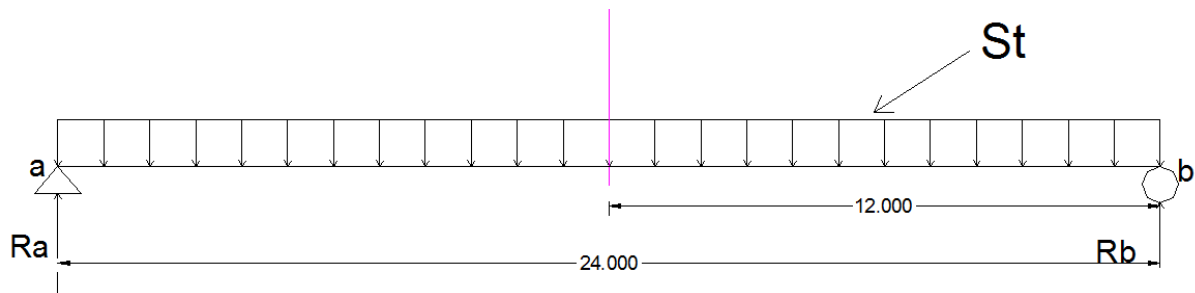


Figure VI. 3. Charge  $S_{trottoir}$  uniformément répartie

- Pour un trottoir chargé :  $St = 0,159$  t/ml.

$$M = \begin{cases} 8,586 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 11,448 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 1,073 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 1,431 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

- Pour deux trottoirs chargés :  $St = 0,318$  t/ml.

$$M = \begin{cases} 17,172 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 22,896 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases} \quad M_p = \begin{cases} 2,147 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \\ 2,862 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation		Pour $x=0.5 L$		Pour $X=0.25 L$	
		$M_{total}$ (t.m)	M/poutre (t.m)	$M_{total}$ (t.m)	M/poutre (t.m)
Trottoirs	1 Tr	11,448	1,431	8,586	1,073
	2 Tr	22,896	2,862	17,172	2,147

Tableau VI. 3. Moment fléchissant sous surcharge trottoir

## VI.2.1.4. SURCHARGE Bc

Pour le système Bc nous utilisons le théorème de BARRE pour déterminer la section dangereuse de la poutre.

### Le théorème :

“Le moment fléchissant maximum dans une poutre au passage d’un convoi ce produit au droit d’un essieu, telle façon que cet essieu soit symétrique par rapport au milieu de la poutre avec la résultante des forces engagées sur la poutre”.

- Recherche d’essieu où le moment est maximum

La position de la résultante des forces R :

$$X_G = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i} = \frac{12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5}{60} = 9.45$$

$$\Rightarrow X_G = 9.45 \text{ m}$$

La résultante R peut se trouver à droite ou à gauche de l’axe médiane de la poutre

- 1<sup>er</sup> cas : la résultante se situe à droite de l’axe médiane (par rapport l’essieu de 12 t)

$$2a = x - 6 \text{ m} = 3.45 \text{ m} \Rightarrow a = 1.725 \text{ m}$$

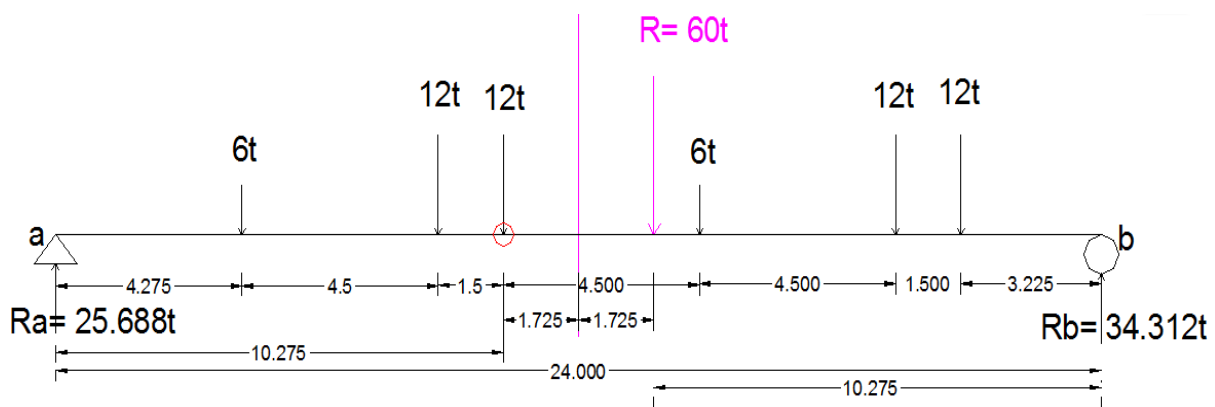


Figure VI. 4. Surcharge Bc (R est sym avec l'essieu de 12t)

Calcul des réactions :

$$\Sigma M/b = 0 \Leftrightarrow 24 R_a - 10,275 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = \frac{10,275 * 60}{24} \\ R_b = 60 - R_b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 25,688 \text{ t} \\ R_b = 34,312 \text{ t} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{\max}^D = 10,275 * 25,688 - 6 * 6 - 12 * 1,5 = 209,939 \text{ t.m}$$

- 2<sup>ème</sup> cas : la résultante se situe à gauche de l’axe médiane (par rapport l’essieu de 6 t)

$$2a = 10,5 - x = 1,05 \text{ m} \Rightarrow a = 0,525 \text{ m}$$

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

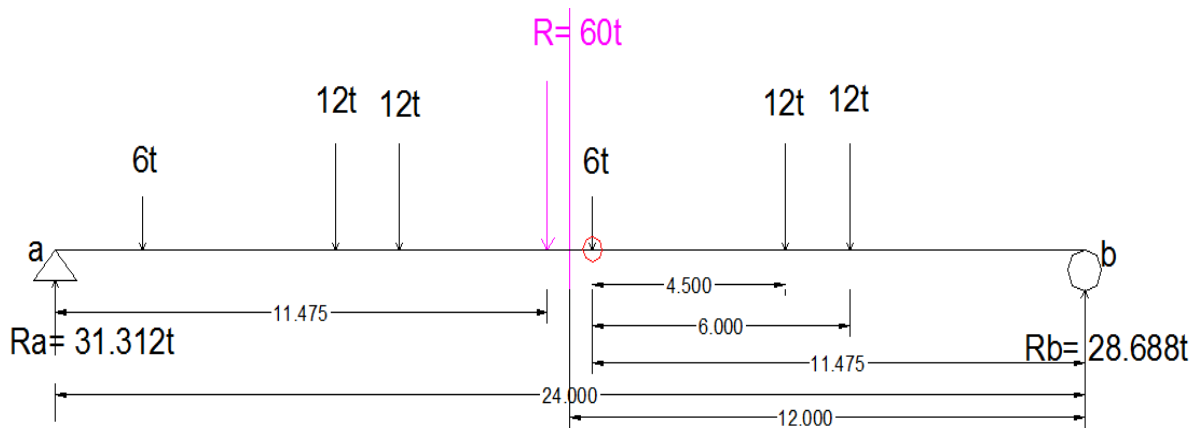


Figure VI. 5. Surcharge Bc (R est symétrique avec l'essieu de 6t)

Calcul des réactions :

$$\Sigma M/a = 0 \Leftrightarrow 24 R_b - 11,475 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_b = \frac{11,475 * 60}{24} \\ R_a = 60 - R_b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_b = 28,688 t \\ R_a = 31,312 t \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_{max}^G = 28,688 * 11,475 - 12 * 6 - 12 * 4,5 = 203,189 \text{ t.m}$$

⇒ Le moment maximum est celui de l'essieu de 12 tonnes

➤ Calcul du moment fléchissant à  $x = L/2$  et  $x = L/4$

$$M_{max} = M_0 * N_v * bc * \delta_{Bc}$$

$M_0$  : Moment fléchissant dû au système Bc

$N_v$  : Nombre de voie

Rappelons :

Nombre de voies chargées	Nombre de camions	bc	S	$\delta$
1	2	1,20	72	1,091
2	4	1,10	132	1,107

•  $x = L/2$ :

$$\Sigma M/a = 0 \Leftrightarrow 24 R_b - 15,45 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_b = \frac{15,45 * 60}{24} \\ R_a = 60 - R_b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_b = 38,625 t \\ R_a = 21,375 t \end{cases}$$

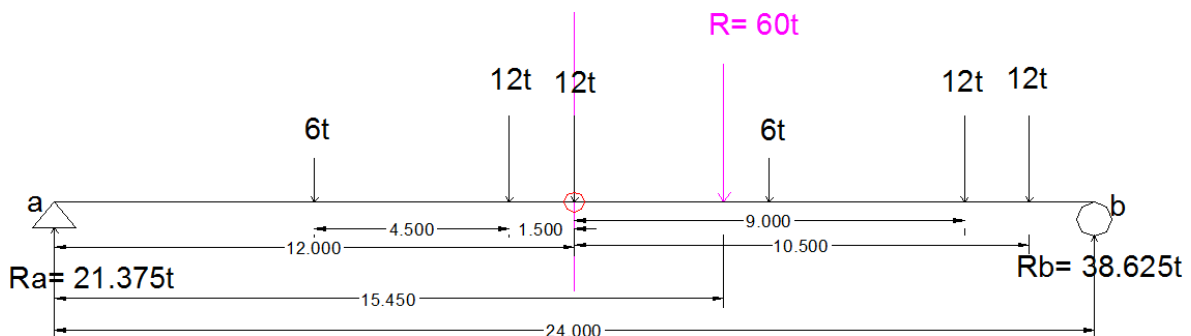


Figure VI. 6. Surcharge Bc à L/2

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

$$M_0 = 21,375 * 12 - 6 * 6 - 12 * 1,5 = 202,500 \text{ t.m}$$

Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 202,500 * 1 * 1,20 * 1,091 = 265,113 \text{ t.m} \quad M_p = 33,139 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 202,500 * 2 * 1,10 * 1,107 = 493,169 \text{ t.m} \quad M_p = 61,646 \text{ t.m}$$

- $x = L/4$ :

$$\Sigma M/a = 0 \Leftrightarrow 24 R_b - 9,45 * 60 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_b = \frac{9,45 * 60}{24} \\ R_a = 60 - R_b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_b = 23,625 \text{ t} \\ R_a = 36,375 \text{ t} \end{cases}$$

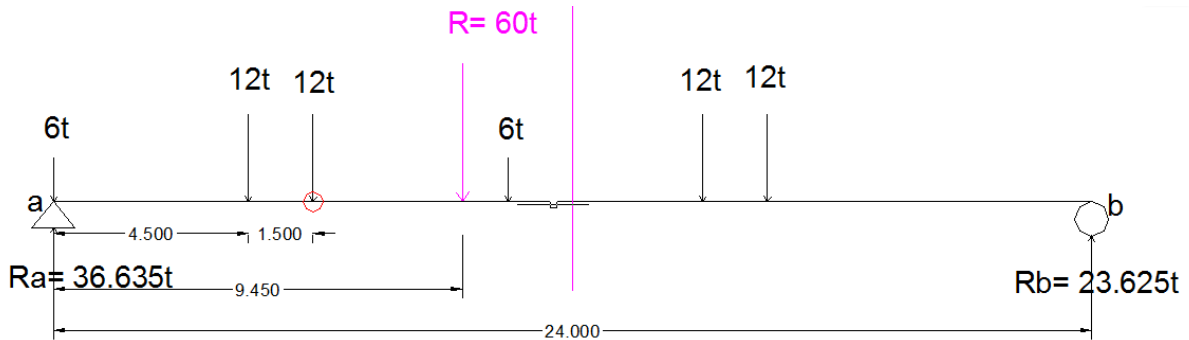


Figure VI. 7. Surcharge Bc à L/4

$$M_0 = 36,375 * 6 - 6 * 6 - 12 * 1,5 = 164,250 \text{ t.m}$$

Pour une voie chargée :

$$M_{\max} = 164,250 * 1 * 1,20 * 1,091 = 215,036 \text{ t.m} \quad M_p = 26,880 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées :

$$M_{\max} = 164,250 * 2 * 1,10 * 1,107 = 400,014 \text{ t.m} \quad M_p = 50,002 \text{ t.m}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation		Pour $x=0.5 L$		Pour $X=0.25 L$	
		$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)	$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)
Système Bc	1 voie chargée	265,113	33,139	215,036	26,880
	2voies chargées	493,169	61,646	400,014	50,002

Tableau VI. 4. Moment fléchissant sous charge Bc

### VI.2.1.5. SURCHARGE Bt

La position de la résultante des forces R :

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

---

$$X_G = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i} = 0,675\text{m}$$

Le moment fléchissant est :  $M_{\max} = M_0 * N_t * b_t * \delta_{Bt}$

$M_0$  : Moment fléchissant dû au système Bt

$N_t$  : Nombre de tandem

Rappelons :

Nombre de tandems	Bt	$\delta_{Bt}$
1	1,2	1,080
2	1,2	1,092

\*Utilisation des lignes d'influences

“La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une égale à l'unité se déplace sur la poutre (pour une poutre isostatique, cette courbe est formée de deux droites). Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influences par la force F dans le cas où cette force est concentré, si elle est répartie uniformément, c'est par l'air de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme”.

- $x = L/2$ :

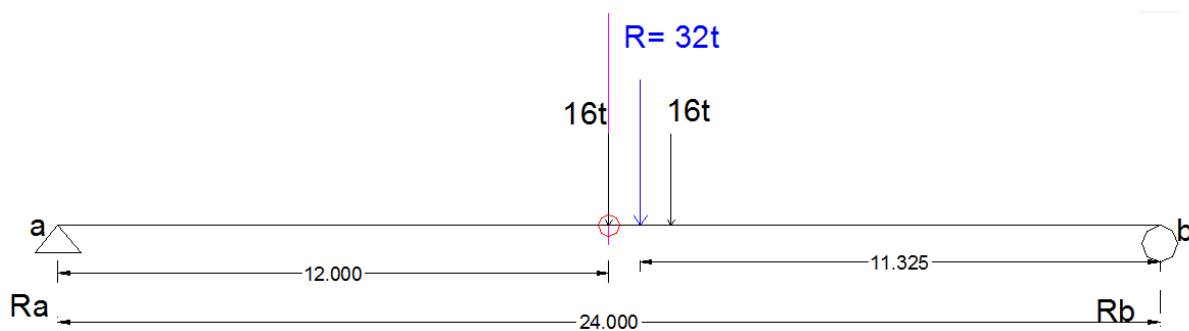


Figure VI. 8. Surcharge Bt à L/2

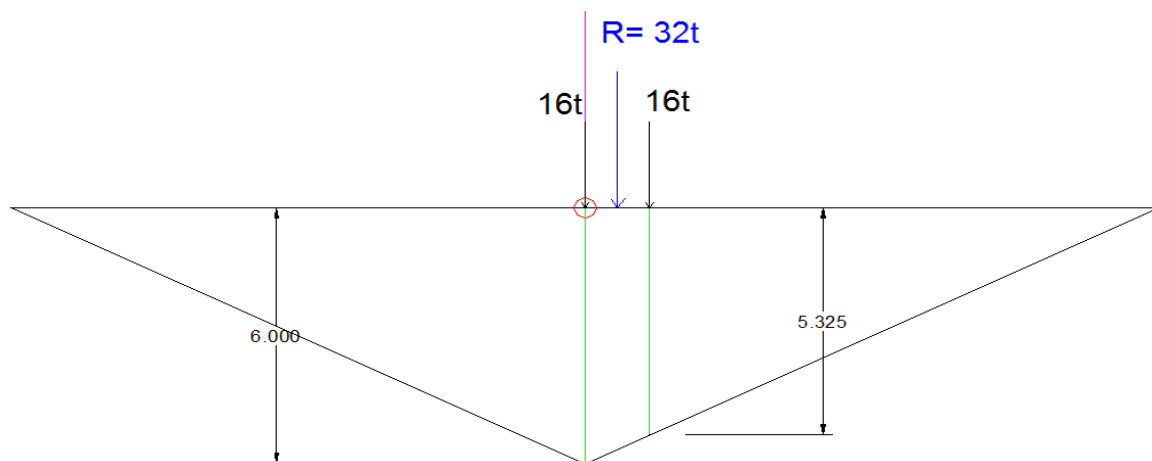


Figure VI. 9. Ligne d'influence d surcharge Bt à L/2

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

On trouve :

$$M_0 = 16 \cdot 6 + 16 \cdot 5,325 = 181,200 \text{ t.m}$$

- ✓ 1 TANDEM  $M_{\max} = 181,2 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1,080 = 234,835 \text{ t.m}$      $M_p = 29,354 \text{ t.m}$
- ✓ 2 TANDEM  $M_{\max} = 181,2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1,092 = 474,889 \text{ t.m}$      $M_p = 59,361 \text{ t.m}$

- $x = L/4$ :

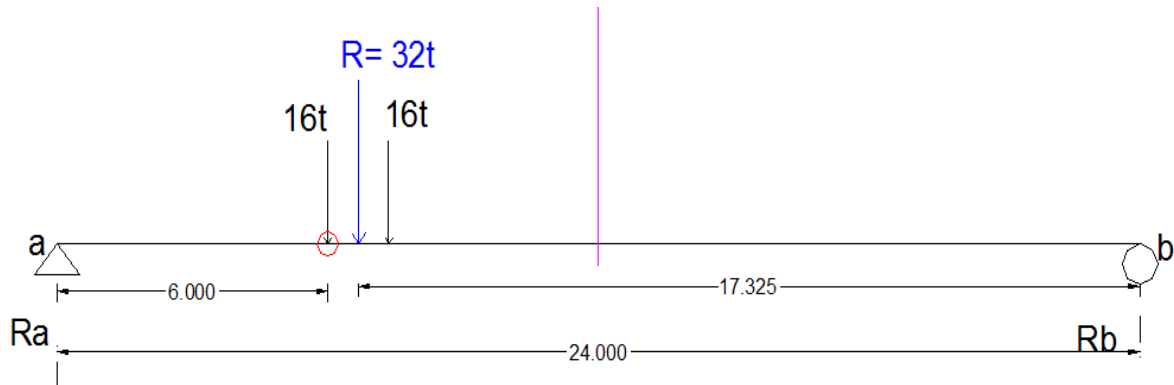


Figure VI. 10. Surcharge Bt à L/4

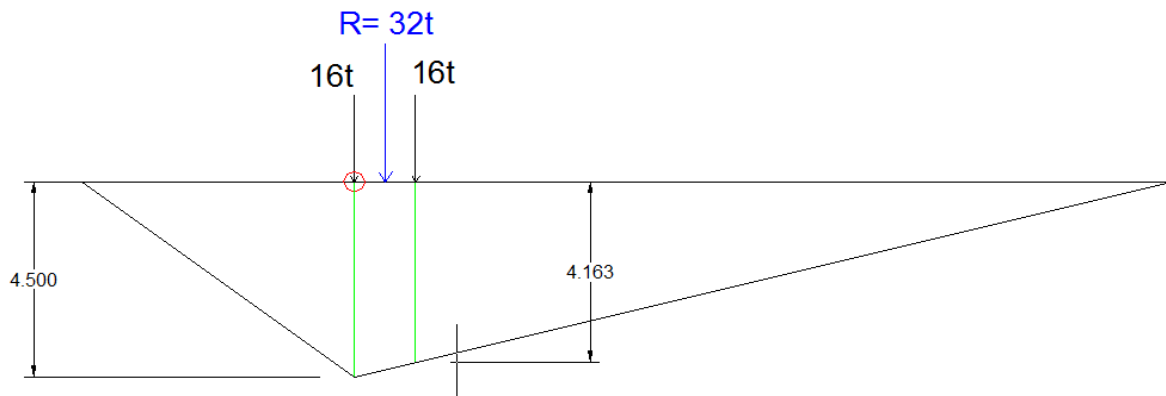


Figure VI. 11. Ligne d'influence d surcharge Bt à L/4

On trouve :

$$M_0 = 16 \cdot 4,5 + 16 \cdot 4,163 = 138,608 \text{ t.m}$$

- ✓ 1 TANDEM  $M_{\max} = 138,6 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1,080 = 179,625 \text{ t.m}$      $M_p = 22,453 \text{ t.m}$
- ✓ 2 TANDEM  $M_{\max} = 138,6 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 1,092 = 363,243 \text{ t.m}$      $M_p = 45,405 \text{ t.m}$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation		Pour $x=0.5 L$		Pour $X=0.25 L$	
		$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)	$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)
Bt	1 tandem	234,835	29,354	179,625	22,453
	2 tandems	474,889	59,361	363,243	45,405

Tableau VI. 5. Moment fléchissant sous charge Bt

## VI.2.1.6. SURCHARGE Br

Le moment max est obtenu en appliquant le system Br au milieu de la portée.

- $x = L/2$ :

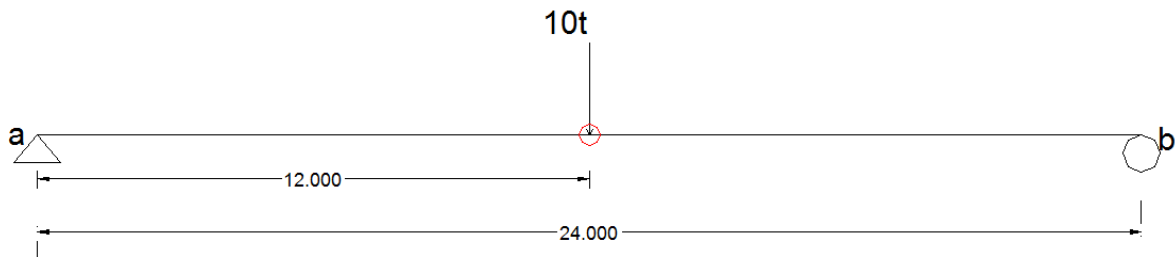


Figure VI. 12. Surcharge Br à L/2

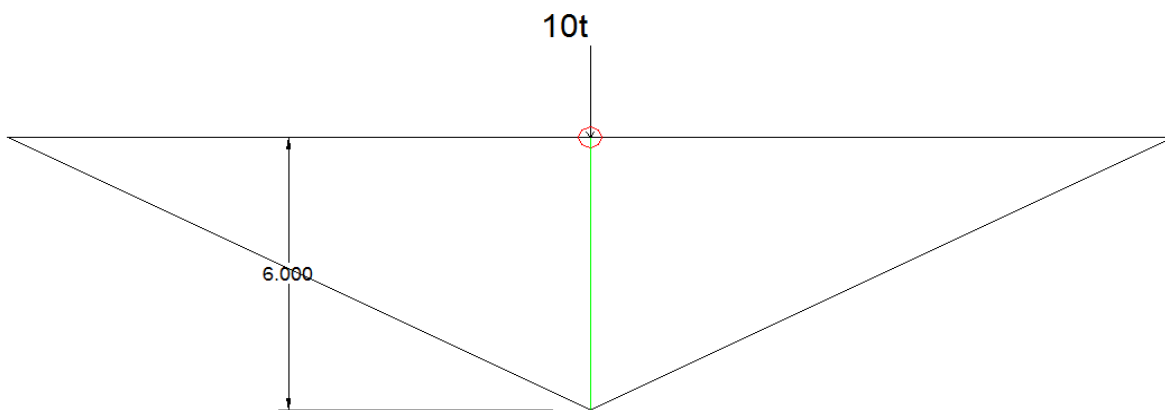


Figure VI. 13. Ligne d'influence de surcharge Br à L/2

On trouve :

$$M_0 = 10 * 6 = 60 \text{ t.m}$$

$$M_{\max} = M_0 * \delta Br = 60 * 1,072 = 64,320 \text{ t.m}$$

$$M_p = 8,040 \text{ t.m}$$

- $x = L/4$ :

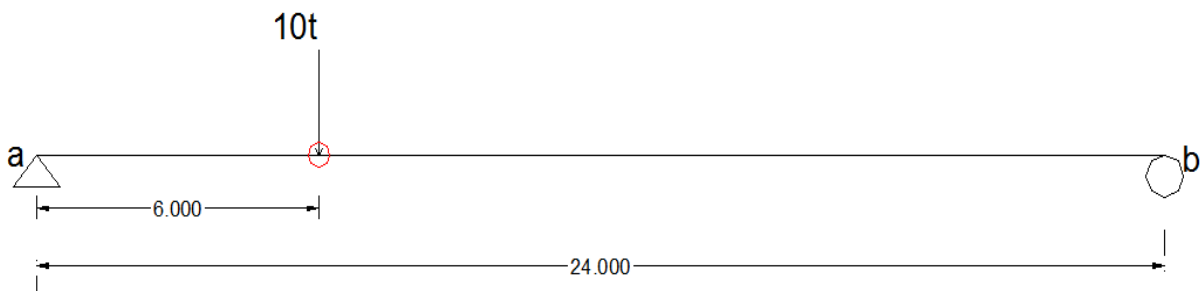


Figure VI. 14. Surcharge Br à L/4

# CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

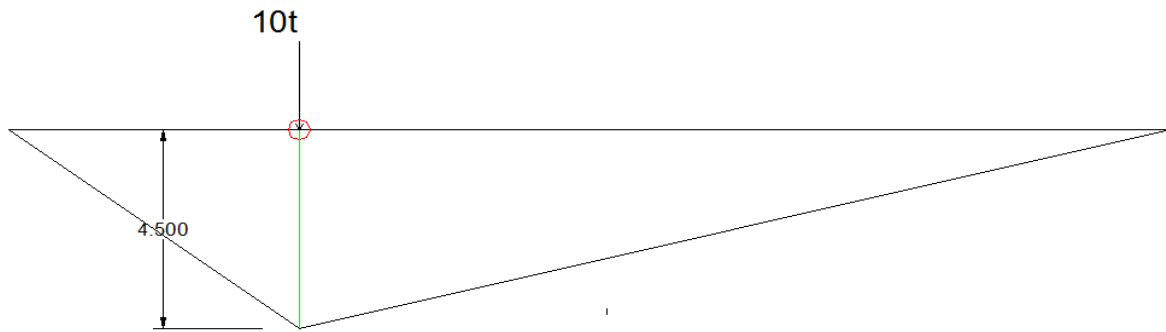


Figure VI. 15. Ligne d'influence de surcharge Br à L/4

On trouve :

$$M_0 = 10 \cdot 4,5 = 45 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{Max}} = M_0 \cdot \delta Br = 45 \cdot 1,072 = 48,240 \text{ t.m} \quad M_p = 6,030 \text{ t.m}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour $x=0.5 L$		Pour $X=0.25 L$	
	$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)	$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)
Système Br	64,320	8,040	48,240	6,030

Tableau VI. 6. Moment fléchissant sous charge Br

## VI.2.1.7. CONVOI Mc120

- $x = L/2$ :

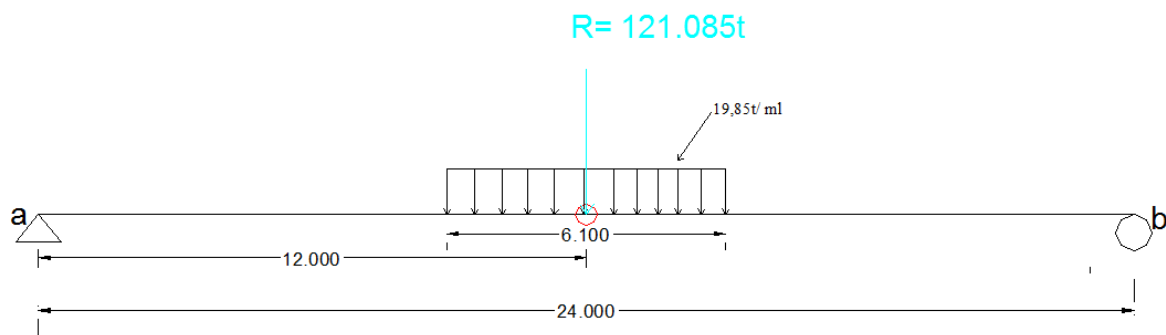


Figure VI. 16. Surcharge Mc120 à L/2

# CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

---

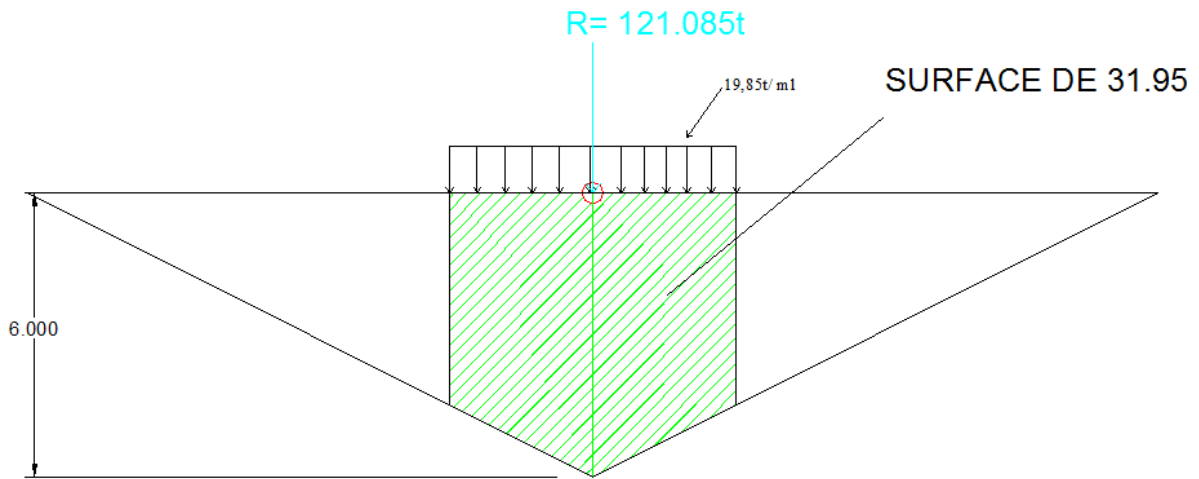


Figure VI. 17. Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/2

On trouve :

$$M_{\text{Max}} = M_0 = 19,85 \times 31,95 = 634,207 \text{ t.m}$$

$$M_p = 79,275 \text{ t.m}$$

- $x = L/4$ :

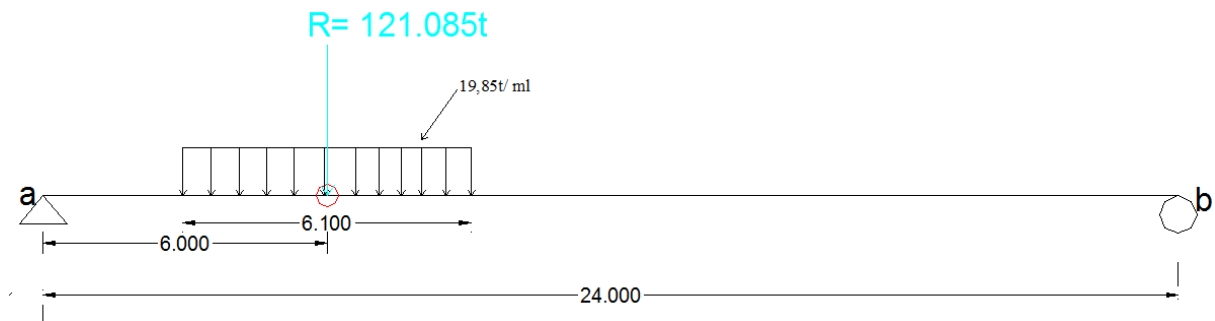


Figure VI. 18. Surcharge Mc120 à L/4

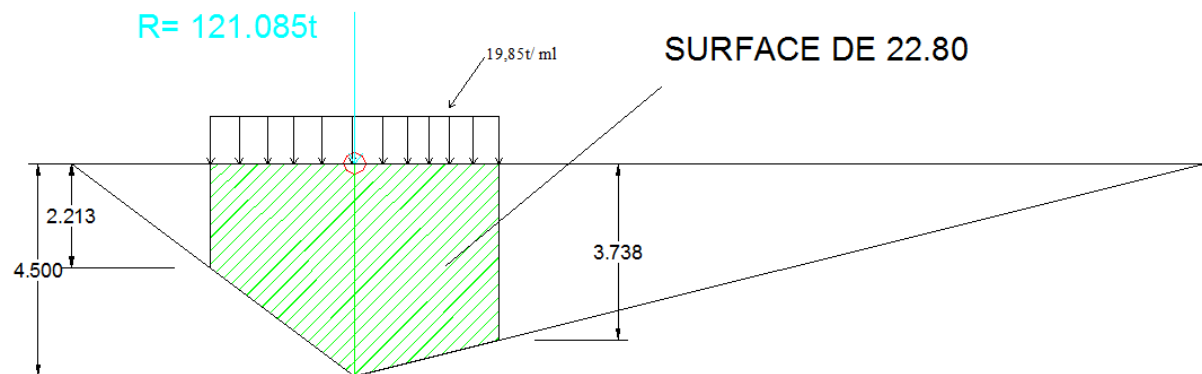


Figure VI. 19. Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/4

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

On trouve :

$$M_{\max} = M_0 = q \cdot S = 19,85 \cdot 22,80 = 452,58 \text{ t.m}$$

$$M_p = 56,573 \text{ t.m}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour $x=0.5 L$		Pour $X=0.25 L$	
	$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)	$M_{\text{total}}$ (t.m)	$M/\text{poutre}$ (t.m)
Convoi Mc120	634,207	79,275	452,580	56,573

Tableau VI. 7. Moment fléchissant sous charge Mc120

### VI.2.1.8. CONVOI D240

- $x = L/2$ :

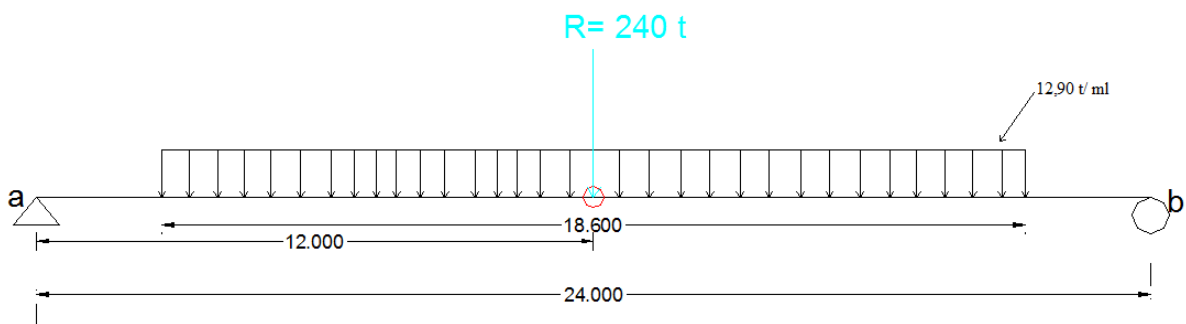


Figure VI. 20. Surcharge D240 à L/2

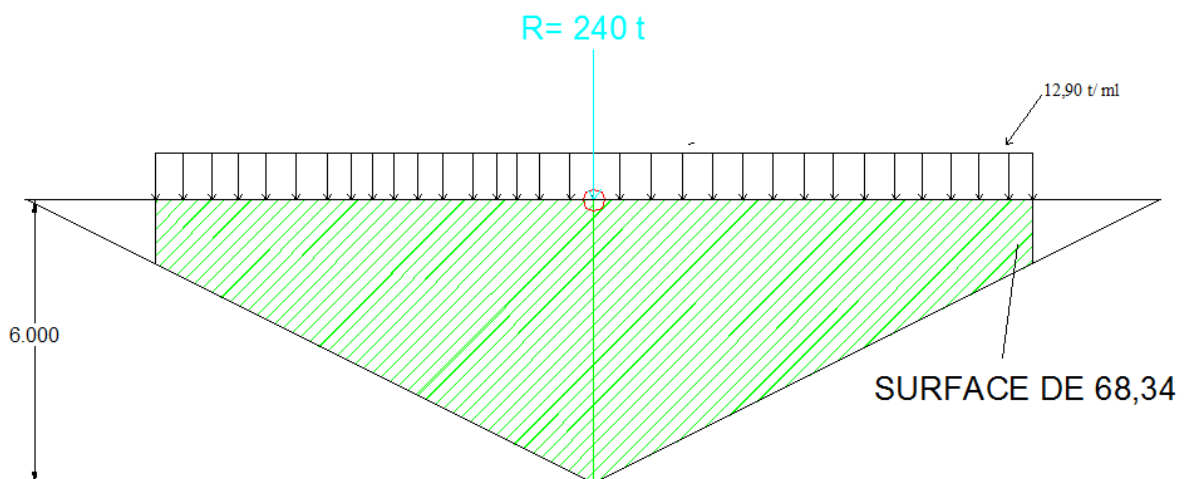


Figure VI. 21. Ligne d'influence de surcharge D240 à L/2

$$M_{\max} = 12,9 \cdot 68,34 = 881,586 \text{ t.m}$$

$$M_p = 110,198 \text{ t.m}$$

- $x = L/4$ :

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

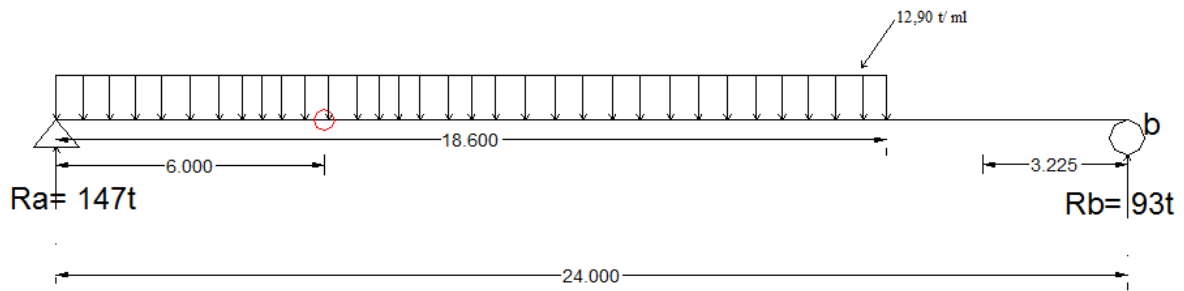


Figure VI. 22. Surcharge D240 à L/4

Calcul de réaction :

$$\begin{cases} Rb = \frac{12,90 \cdot 18,6^2}{24 \cdot 2} \\ Ra = 240 - Rb \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Rb = 93 \text{ t} \\ Ra = 147 \text{ t} \end{cases}$$

$$M_{\max} = Ra \cdot L/4 - q \cdot L^2/32 = 147 \cdot 24/4 - 12,9 \cdot 24^2/32$$

$$M_{\max} = 649,800 \text{ t.m} \quad M_p = 81,225 \text{ t.m}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour x=0.5 L		Pour X=0.25 L	
	M <sub>total</sub> (t.m)	M/poutre (t.m)	M <sub>total</sub> (t.m)	M/poutre (t.m)
Convoi D240	881,586	110,198	649,800	81,225

Tableau VI. 8. Moment fléchissant sous charge D240

Le tableau récapitulatif des moments fléchissant dus aux charges et surcharges :

Désignation		Pour x = 0,5 L		Pour x = 0,25 L	
		M <sub>total</sub> (t.m)	M <sub>poutre</sub> (t.m)	M <sub>total</sub> (t.m)	M <sub>poutre</sub> (t.m)
Poids propre G		1380,888	172,611	1035,666	129,458
Surcharge A(l)	1 voie chargée	309,960	38,745	232,470	29,059
	2 voies chargées	619,920	77,490	464,940	58,118
Surcharge St	1 trottoir	11,448	1,431	8,586	1,073
	2 trottoirs	22,896	2,862	17,172	2,147
Surcharge Bc	1 voie chargée	265,113	33,139	215,036	26,880
	2 voies chargées	493,169	61,646	400,014	50,002
Surcharge Bt	1 tandem	234,835	29,354	179,625	22,453
	2 tandems	474,889	59,361	362,243	45,405

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

Surcharge Br	64,320	8,040	48,240	6,030
Convoi MC120	634,207	79,275	452,580	56,573
Convoi D240	881,586	110,198	649,800	81,225

Tableau VI. 9. Récapitulatif des moments fléchissant

### VI.2.2. EFFORTS TRANCHANTS

#### VI.2.2.1. CHARGES PERMANENTES

Les efforts tranchants pour une charge uniformément répartie G est donné par les formules suivantes :

$$T(x) = R_b - G \cdot x$$

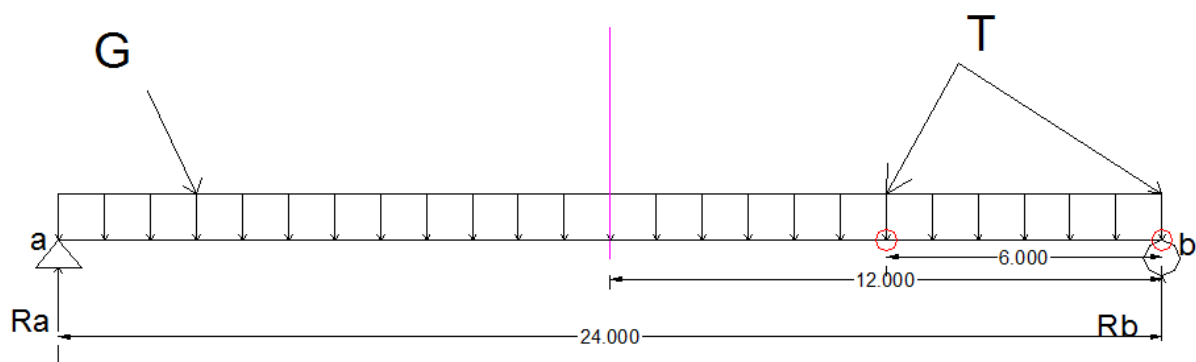


Figure VI. 23. Charge G uniformément répartie

$$R_a = R_b = G \cdot L / 2 = 230,148 \text{ t}$$

$$T = \begin{cases} G \cdot \frac{L}{2} & \text{Pour } x = 0.0m \\ G \cdot \frac{L}{4} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

$$T = \begin{cases} 230,148 \text{ t} & \text{Pour } x = 0.0m \\ 115,074 \text{ t} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases} \Rightarrow T_p = \begin{cases} 28,769 \text{ t} & \text{Pour } x = 0.0m \\ 14,384 \text{ t} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

Le tableau récapitulatif :

Désignation	Pour x=0.0m		Pour X=0.25 L	
	T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)	T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)
Poids Propre G	230,148	28,769	115,074	14,384

Tableau VI. 10. Effort tranchant sous G

## VI.2.2.2. SURCHARGE A(L)

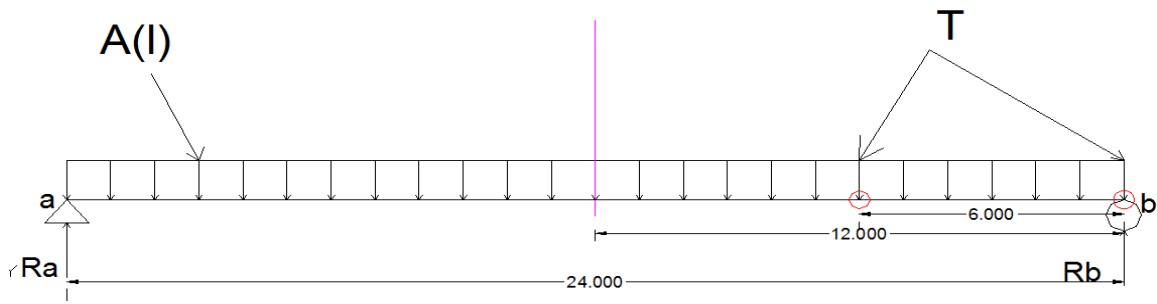


Figure VI. 24. Charge A(L) uniformément répartie

$$T = \begin{cases} A(l) * \frac{L}{2} & \text{Pour } x = 0.0m \\ A(l) * \frac{L}{4} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

- Pour une voie chargée on a  $A(l) = 4,305 \text{ t/m}$

$$T = \begin{cases} 51,660 \text{ t} & \text{Pour } x = 0.0m \\ 25,830 \text{ t} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases} \Rightarrow T_p = \begin{cases} 6,457 \text{ t} & \text{Pour } x = 0.0m \\ 3,229 \text{ t.m} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

- Pour deux voies chargées on a  $A(l) = 8,610 \text{ t/m}$

$$T = \begin{cases} 103,320 \text{ t} & \text{Pour } x = 0.0m \\ 51,660 \text{ t} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases} \Rightarrow T_p = \begin{cases} 12,915 \text{ t} & \text{Pour } x = 0.0m \\ 6,457 \text{ t} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour x=0.0m		Pour X=0.25 L	
		T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)	T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)
Surcharge A(L)	1voie chargée	51,660	6,457	25,830	3,229
	2voies chargées	103,320	12,915	51,320	6,457

Tableau VI. 11. Effort tranchant sous A(l)

## VI.2.2.3. SURCHARGE DE TROTTOIR St

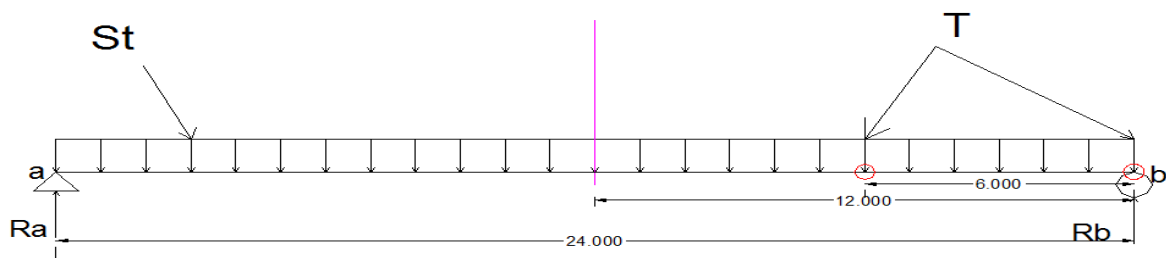


Figure VI. 25. Charge S trottoir uniformément répartie

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

$$T = \begin{cases} St * \frac{L}{2} & \text{Pour } x = 0.0m \\ St * \frac{L}{4} & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

- Pour un trottoir chargé : **St = 0,19 t/ml.**

$$T = \begin{cases} 2,280 t & \text{Pour } x = 0.0m \\ 1,140 t & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases} \Rightarrow T_p = \begin{cases} 0,285 t & \text{Pour } x = 0.0m \\ 0,143 t.m & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

- Pour deux trottoirs chargés : **St = 0,375 t/ml.**

$$T = \begin{cases} 4,500 t & \text{Pour } x = 0.0m \\ 2,250 t & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases} \Rightarrow T_p = \begin{cases} 0,563 t & \text{Pour } x = 0.0m \\ 0,281 t & \text{Pour } x = \frac{L}{4} \end{cases}$$

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour x=0.0 m		Pour X=0.25 L	
		T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)	T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)
Trottoirs	1 Tr	2,280	0,285	1,140	0,143
	2 Tr	4,500	0,563	2,250	0,281

Tableau VI. 12. Effort tranchant sous surcharge trottoir

### VI.2.2.4. SURCHARGE Bc

L'effort tranchant est maximum lorsque l'essieu le plus lourd est sur appui.

$$T_{max} = T_0 * N_v * bc * \delta Bc$$

- **x = 0.0m:**

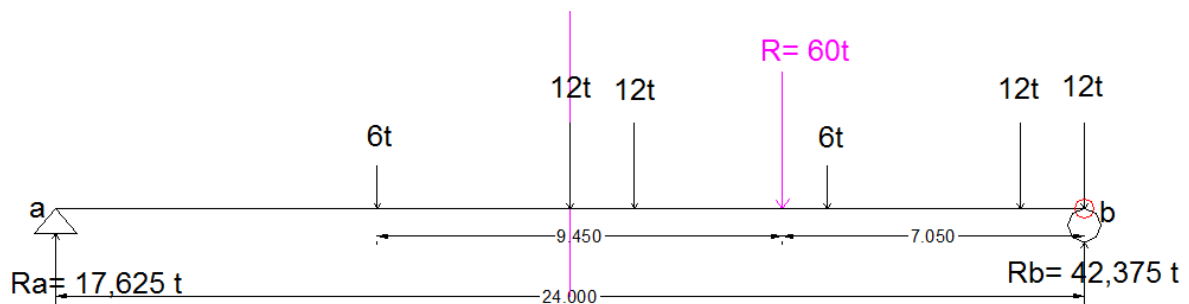


Figure VI. 26. Surcharge Bc à 0L

Calcul de réactions aux appuis Ra, Rb

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow \begin{cases} Ra = \frac{7,05 * 60}{24} \\ Rb = 60 - Ra \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ra = 17,625 t \\ Rb = 42,375 t \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_0 = 42,375 t$$

## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

- ✓ 1 voie chargée  $T_{max} = 42,375 * 1 * 1,20 * 1,091 = 55,477 \text{ t}$   $T_p = 6,935 \text{ t}$
- ✓ 2 voies chargées  $T_{max} = 42,375 * 2 * 1,10 * 1,107 = 103,200 \text{ t}$   $T_p = 12,900 \text{ t}$

- $x = L/4$ :

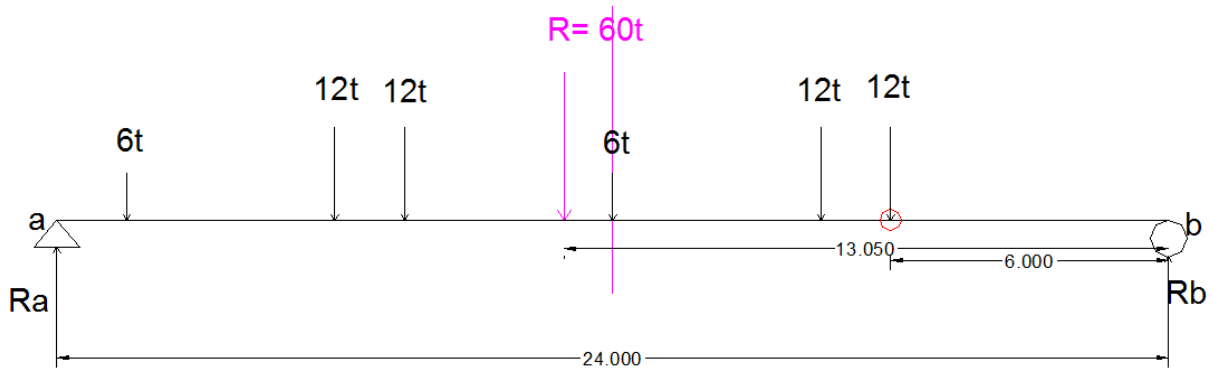


Figure VI. 27. Surcharge Bc à L/4

Calcul de réactions aux appuis  $R_a$ ,  $R_b$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = \frac{13,05 * 60}{24} \\ R_b = 60 - R_a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 32,625 \text{ t} \\ R_b = 27,375 \text{ t} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_0 = 32,625 \text{ t}$$

- ✓ 1 voie chargée  $T_{max} = 32,625 * 1 * 1,20 * 1,091 = 42,713 \text{ t}$   $T_p = 5,339 \text{ t}$
- ✓ 2 voies chargées  $T_{max} = 32,625 * 2 * 1,10 * 1,107 = 79,455 \text{ t}$   $T_p = 9,932 \text{ t}$

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour $x=0.0\text{m}$		Pour $X=0.25 \text{ L}$	
		$T_{total} \text{ (t.m)}$	$T/poutre \text{ (t.m)}$	$T_{total} \text{ (t.m)}$	$T/poutre \text{ (t.m)}$
Système Bc	1 voie chargée	55,477	6,935	42,713	5,339
	2voies chargées	103,200	12,900	79,455	9,932

Tableau VI. 13. Effort tranchant sous Bc

### VI.2.2.5. SURCHARGE Bt

$$T_{max} = T_0 * N_t * b_t * \delta_{Bt}$$

- $x = 0.0\text{m}$ :

# CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

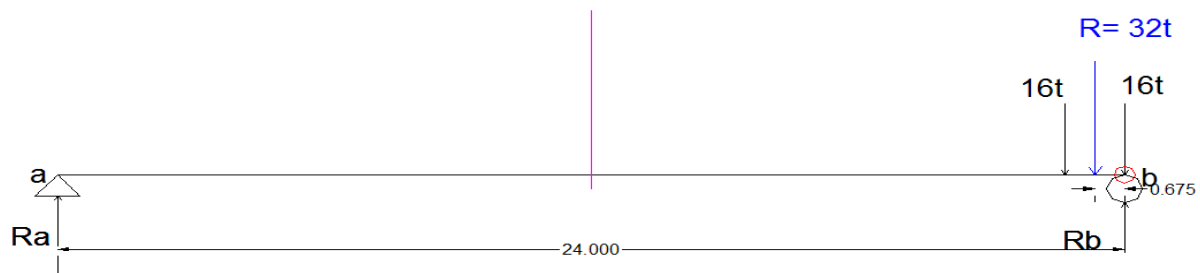


Figure VI. 28. Surcharge Bt à 0L

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow \begin{cases} Ra = \frac{0,675 * 32}{24} \\ Rb = 32 - Ra \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ra = 0,9 t \\ Rb = 31,1 t \end{cases}$$

$\Rightarrow T_0 = 31,1 t$

- ✓ 1 TANDEM  $T_{max} = 31,1 * 1 * 1,2 * 1,080 = 40,305 t$   $T_p = 5,038 t$
- ✓ 2 TANDEMS  $T_{max} = 31,1 * 2 * 1,2 * 1,092 = 81,507 t$   $T_p = 10,188 t$

- $x = L/4$ :

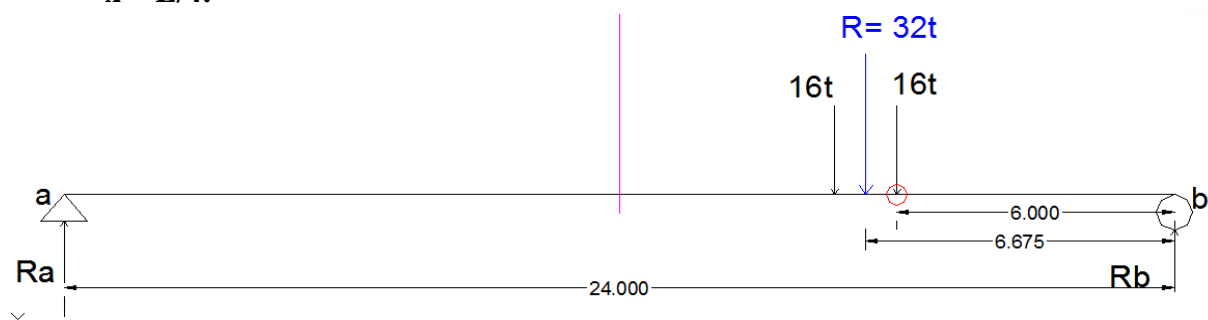


Figure VI. 29. Surcharge Bt à L/4

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow \begin{cases} Ra = \frac{6,675 * 32}{24} \\ Rb = 32 - Ra \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ra = 8,9 \\ Rb = 21,1 \end{cases}$$

D'où  $T_0 = 21,1 t$

- ✓ 1 TANDEM  $T_{max} = 21,1 * 1 * 1,2 * 1,080 = 27,346 t$   $T_p = 3,418 t$
- ✓ 2 TANDEMS  $T_{max} = 21,1 * 2 * 1,2 * 1,092 = 55,299 t$   $T_p = 6,912 t$

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour x=0.0m		Pour X=0.25 L	
		T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)	T <sub>total</sub> (t)	T/poutre (t)
Bt	1 tandem	40,305	5,038	27,346	3,418
	2 tandems	81,507	10,188	55,299	6,912

Tableau VI. 14. Effort tranchant sous Bt

## VI.2.2.6. SURCHARGE Br

$$T_{max} = T_0 * \delta Br$$

- $x = 0.0m$ :

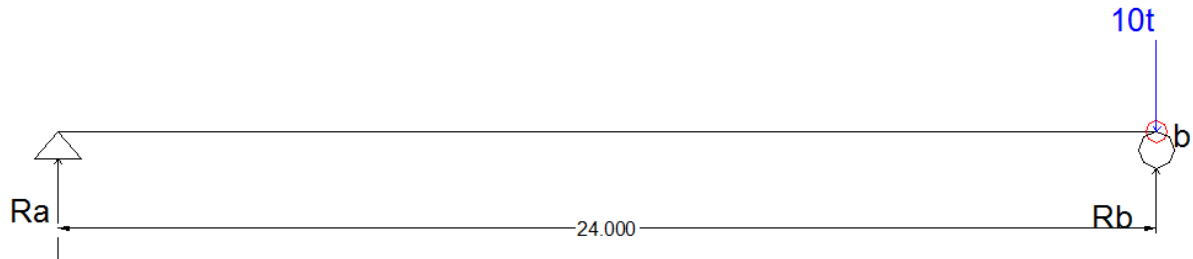


Figure VI. 30. Surcharge Br à 0L

$$R_b = 10 \text{ t} \Rightarrow T_0 = 10 \text{ t}$$

$$T_{max} = 10 * 1,072 = 10,720 \text{ t} \quad T_p = 1,340 \text{ t}$$

- $x = L/4$ :

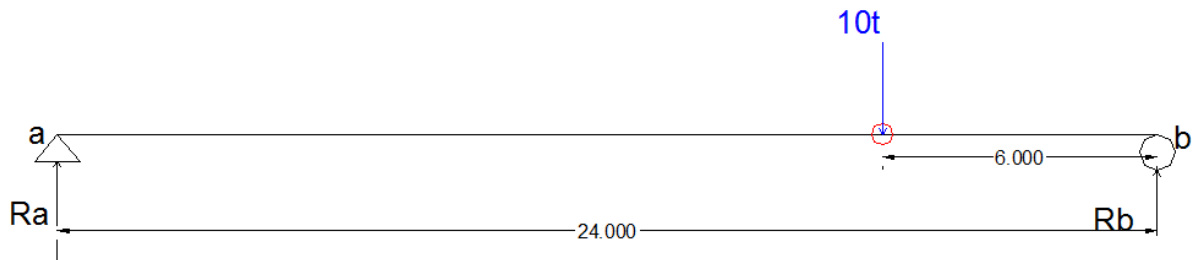


Figure VI. 31. Surcharge Br à L/4

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow \begin{cases} Ra = \frac{6 * 10}{24} \\ Rb = 10 - Ra \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ra = 2,5 \text{ t} \\ Rb = 7,5 \text{ t} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_0 = 7,5 \text{ t}$$

$$T_{max} = 7,5 * 1,072 = 8,040 \text{ t} \quad T_p = 1,005 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour $x=0.0m$		Pour $X=0.25 L$	
	$T_{total}$ (t.m)	$T/poutre$ (t.m)	$T_{total}$ (t.m)	$T/poutre$ (t.m)
Système Br	10,720	1,340	8,040	1,005

Tableau VI. 15. Effort tranchant sous Br

## VI.2.2.7. CONVOI Mc120

$$T_{max} = T_0$$

- $x = 0.0m$ :

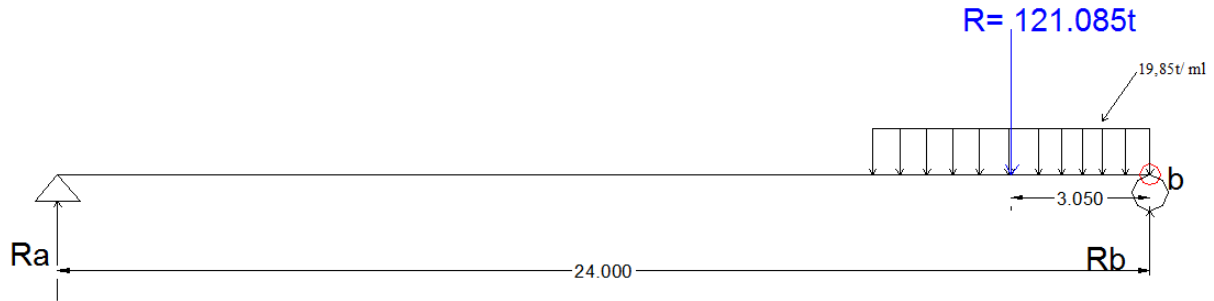


Figure VI. 32. Surcharge Mc120 à 0L

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = \frac{3,05 * 121,085}{24} \\ R_b = 121,085 - R_a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 15,387 t \\ R_b = 105,697 t \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_{max} = T_0 = 105,697 t$$

$$T_p = 13,195 t$$

- $x = L/4$ :

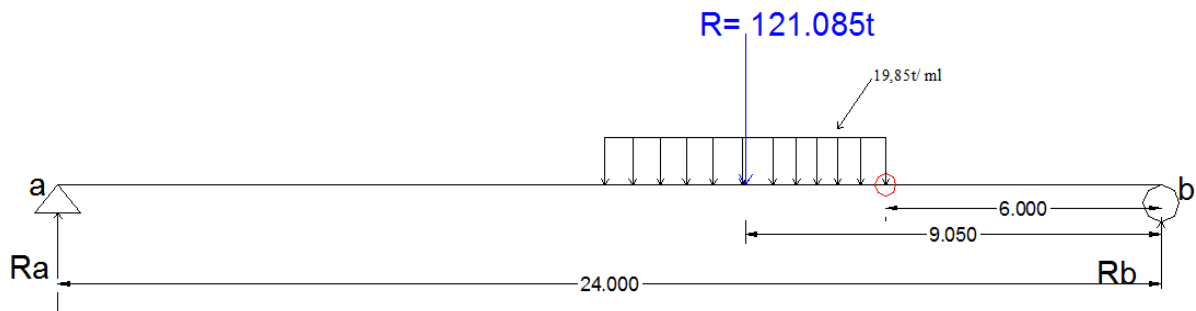


Figure VI. 33. Surcharge Mc120 à L/4

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_a = \frac{9,05 * 121,085}{24} \\ R_b = 121,085 - R_a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} R_a = 45,659 t \\ R_b = 75,425 t \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_{max} = T_0 = 75,425 t$$

$$T_p = 9,428 t$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour $x=0.0m$		Pour $X=0.25 L$	
	$T_{total}$ (t.m)	$T/poutre$ (t.m)	$T_{total}$ (t.m)	$T/poutre$ (t.m)
Convoi Mc120	105,697	13,195	75,425	9,428

Tableau VI. 16. Effort tranchant sous convoi Mc120

## VI.2.2.8. CONVOI D240

- $x = 0.0\text{m}$ :

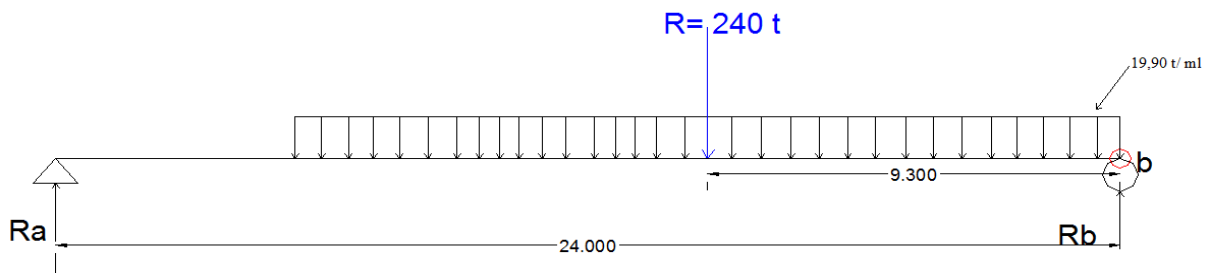


Figure VI. 34. Surcharge D240 à 0L

Calcul de réactions :

$$\begin{cases} Ra = \frac{240 \cdot 9,3}{24} \\ Rb = 240 - Ra \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ra = 93 \text{ t} \\ Rb = 147 \text{ t} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 147 \text{ t}; \quad T_p = 18,375 \text{ t}$$

- $x = L/4$ :

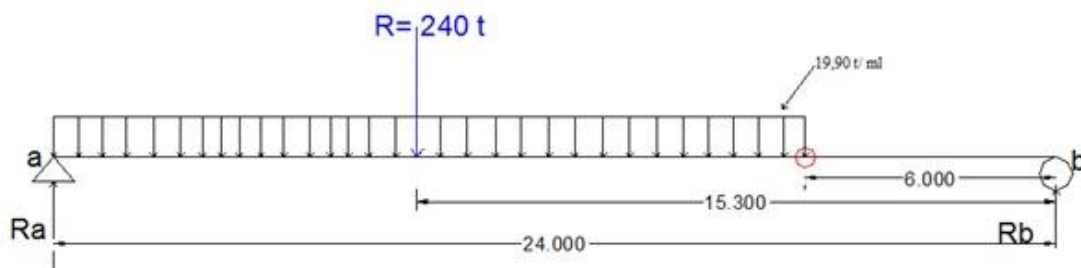


Figure VI. 35. Surcharge D240 à L/4

$$\begin{cases} Ra = \frac{240 \cdot 15,3}{24} \\ Ra = 240 - Rb \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Ra = 153 \text{ t} \\ Rb = 87 \text{ t} \end{cases} \quad 142$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 153 \text{ t}; \quad T_p = 19,125 \text{ t}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour $x=0.0\text{m}$		Pour $X=0.25 \text{ L}$	
	$T_{\text{total}}$ (t.m)	$T/\text{poutre}$ (t.m)	$T_{\text{total}}$ (t.m)	$T/\text{poutre}$ (t.m)
Convoi D240	147	18,375	153	19,125

Tableau VI. 17. Effort tranchant sous convoi D240

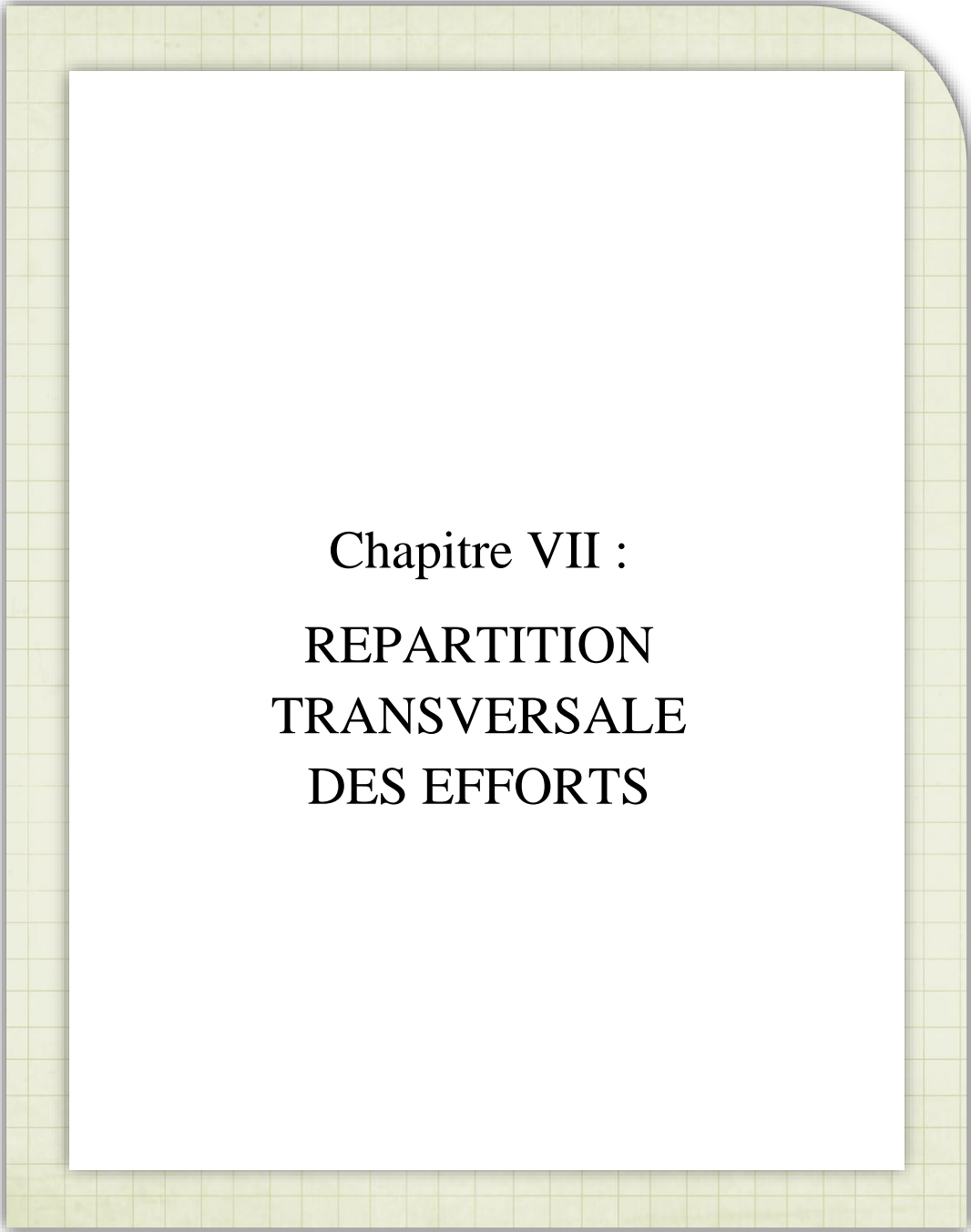
## CHAPITRE VI : REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

---

Le tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux charges et surcharges :

Désignation		Pour $x = 0,5 L$		Pour $x = 0,25 L$	
		T <sub>total</sub> (t.m)	T <sub>poutre</sub> (t.m)	T <sub>total</sub> (t.m)	T <sub>poutre</sub> (t.m)
Poids propre		230,148	28,769	115,074	14,384
Surcharge A(l)	1 voie chargée	51,660	6,457	25,830	3,229
	2 voies chargées	103,320	12,915	51,320	6,457
Surcharge St	1 trottoir	2,280	0,285	1,140	0,143
	2 trottoirs	4,500	0,563	2,250	0,281
Surcharge Bc	1 voie chargée	55,477	6,935	42,713	5,339
	2 voies chargées	103,200	12,900	79,455	9,932
Surcharge Bt	1 tandem	40,305	5,038	27,346	3,418
	2 tandems	81,507	10,188	55,299	6,912
Surcharge Br		10,720	1,340	8,040	1,005
Convoi MC120		105,697	13,195	75,425	9,428
Convoi D240		147	18,375	153	19,125

**Tableau VI. 18. Récapitulatif des efforts tranchants**



Chapitre VII :

**REPARTITION  
TRANSVERSALE  
DES EFFORTS**

## VII. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### VII. 1. INTRODUCTION

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections d'une travée, on fera la répartition de ces efforts sur les différentes poutres que comporte la travée du pont.

Comme notre tablier est à poutres sans entretoises, la section transversale ne peut être considérée comme étant indéformable, le comportement mécanique de tels tabliers s'écarte de celui résultant de l'application des méthodes classiques de la RDM, pour cela on a le choix entre deux méthodes de calcul :

- Méthode de GUYON –MASSONNET
- Méthode de COURBON

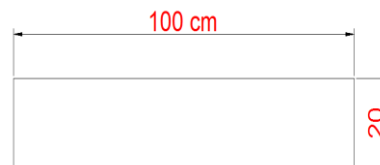
### VII.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL A UTILISER

Le calcul de la rigidité d'entretoisement 'r' permet de déterminer la méthode adéquate

$$r = (n/2) * (b_0/L) * \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

Avec:

- n: nombre de poutres
- b<sub>0</sub>: entre axes des poutres
- L: portée des poutres
- I<sub>p</sub>: moment d'inertie d'une poutre
- I<sub>E</sub>: moment d'inertie de l'entretoise



Si  $r < 0,3$  : la rigidité de l'entretoise est infinie, on utilise la méthode de COURBON

Si  $r \geq 0,3$  : la rigidité réelle de l'entretoise (dalle) est prise en compte, on utilise la méthode de MASSONNET

$r = 2,841 > 0,3 \Rightarrow$  la méthode de MASSONNET est applicable.

### VII.3. PRINCIPE DE LA METHODE :

La méthode de Guyon-Massonnet est une méthode pratique de calcul des dalles ou de réseaux de poutres largement appliquées au calcul des tabliers de ponts. Initialement développée pour des dalles isotropes, elle fut ensuite étendue au cas des dalles orthotropes.

Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges ( $e=b$  ;  $e=3/4b$  ;  $e=1/2b$  ;  $e=1/4b$  ;  $e=0$ ) et pour les neuf sections de la largeur de dalle ( $y= \pm b$  ;  $y=\pm 3/4b$  ;  $y=\pm 1/2b$  ;  $y=\pm 1/4b$  ;  $y=0$ )

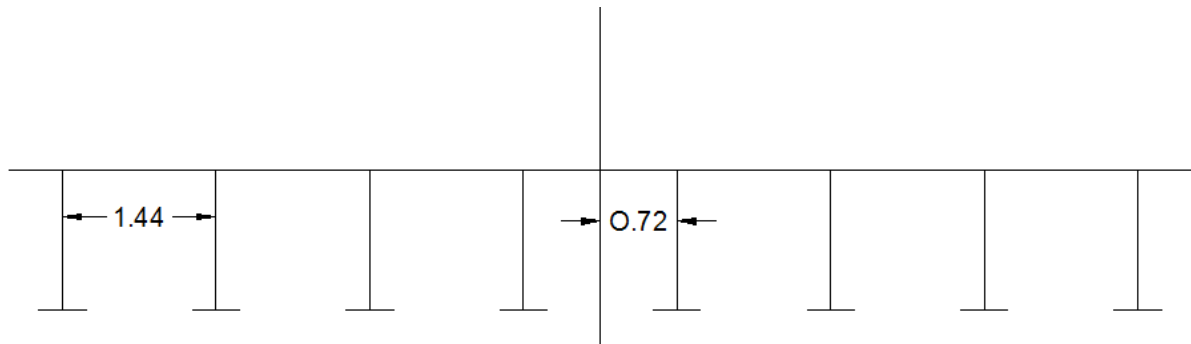
On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts, l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients. Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, donc on trace les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charges et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

## VII.4. METHODOLOGIE

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

Tout d'abord on calcule les deux paramètres essentiels pour cette 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.

## VII.5. DETERMINATION DES PARAMETRE DE CALCUL



- **Largeur active (b) :**

Le pont étant constitué de 8 poutres espacées de 1.44m entre axe des poutres donc la largeur active du pont  $2*b=8*b_1= 5,76 \text{ m} \Rightarrow b=5,76 \text{ m}$

Avec :

n : nombre de poutres.

$b_1$ : l'entre axe des poutres.

- **Positon active des poutres :**

Les positions des poutres seront alors calculées à partir de l'axe de symétrie du pont.

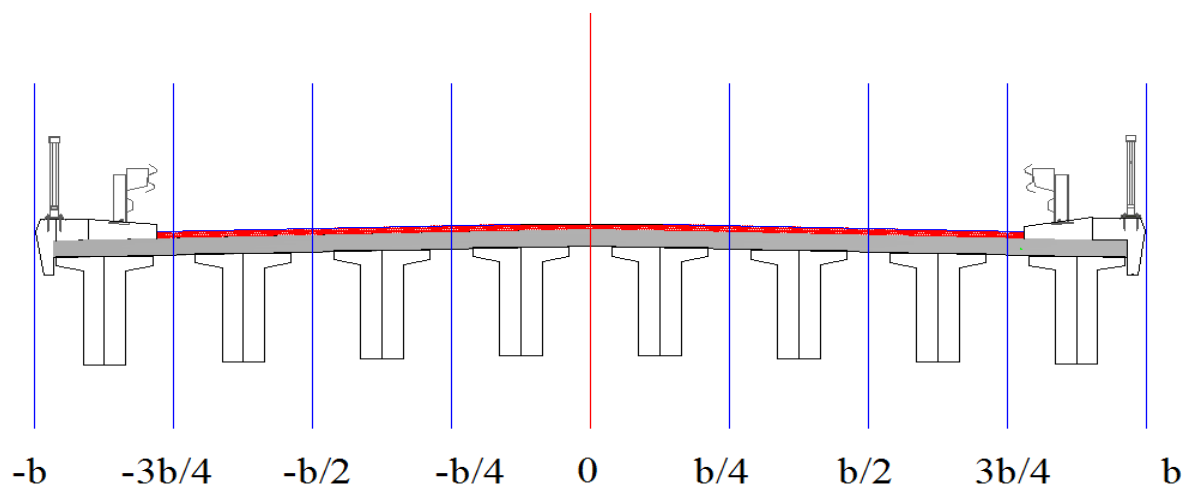


Figure VII. 1. Disposition des poutres transversalement

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Le tableau suivant résume l'emplacement réel des poutres et son équivalent en position active.

Poutre	P4	P3	P2	P1	Axe de symétrie	P1	P2	P3	P4
Position réelle	-5.04	- 3.60	-2.16	0.72	0	0.72	2.16	3.60	5.04
Position active	-0,875b	-0,625b	-0,375b	-0,125b	0	0,125b	0,375b	0,625b	0,875b

Tableau VII. 1. Positions actives des poutres.

### VII.5.1. DETERMINATION DES PARAMETRE $\alpha$ ET $\theta$

#### A. Paramètre d'entretoisement

$$\theta = \frac{\mathbf{b}}{\mathbf{L}} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$$

#### B. Paramètre de torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_e}} \quad \mathbf{0} \leq \alpha \leq \mathbf{1}$$

b : demi largeur de la dalle ;

L : portée de la travée ;

$\rho_p$  : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur ;

$\rho_e = \rho_D$  : rigidité flexionnelle des entretoises (DALLE) par unité de longueur ;

$\gamma_p$  rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur ;

$\gamma_e = \gamma_D$  : rigidité torsionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur ;

Avec :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \times I_p}{b_1}$$

$$\rho_D = \frac{B_D}{l_1} = \frac{E \times I_D}{l_1}$$

$b_1$  : distance entre axe des poutres ( $b_1=1,44\text{m}$ ) ;

$l_1$  : unité de largeur (on prend  $l_1=1\text{m}$ ) ;

$$\mathbf{I}_p = \mathbf{I}_0 + (\mathbf{I}_m - \mathbf{I}_0) \times \frac{8}{3\pi}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis ;

$I_m$  : Moment d'inertie de la section à mi- travée avec hourdis ;

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} \quad \gamma_D = \frac{C_D}{l_1}$$

Avec :

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

---

$$C_p = \frac{G}{3} \left[ \sum b_i h_i^3 + \frac{b_1 d^3}{2} \right] \text{ et } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$C_E = C_D = 2GI_E$$

$I_E = I_D$  : inertie de la dalle ;  
 $\nu$  : étant le coefficient de poisson ;

$E$  : module de déformation longitudinal du béton ;  
 $G$  : module de déformation transversal du béton

### Feuille de calcul

- **Rigidité flexionnelle des poutres**

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_1} \longrightarrow \begin{cases} I_m = 16453552,102 \text{ cm}^4 \\ I_0 = 19712409,738 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow I_p = 16946205,470 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \rho_p = 117681,982 E$$

- **Rigidité flexionnelle de la dalle**

$$\rho_D = \frac{E \times I_D}{l_1} ; \quad I_D = \frac{l_1 d^3}{12} = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666,67 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \rho_p = 666,667 E$$

- **Paramètre d'entretoisement**

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} \longrightarrow \begin{cases} b = 5,76 \text{ m} \\ L = 24 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \theta = 0,875$$

- **Rigidité de la dalle**

$$C_E = C_D = 2GI_D \longrightarrow \begin{cases} b = 0,4167 E \\ I_D = 66666,67 \text{ cm}^4 \\ l_1 = 100 \text{ cm} \\ \nu = 0,2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow G = 0,4167 E$$

$$\Rightarrow C_D = 55560 E$$

- **Rigidité de la dalle dans le sens longitudinal**

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

---

$$\gamma_D = \frac{C_D}{I_1}$$

$$\Rightarrow \gamma_D = 555,60E$$

- **Rigidité de la poutre**

$$C_p = \frac{G}{3} \left[ \sum b_i h_i^3 + \frac{b_1 d^3}{2} \right]$$

✓ Détermination des paramètres de la poutre équivalente

Afin de simplifier les calculs, nous substituons la section réelle par une section équivalente.

La section réelle de la poutre est égale à 4298 cm<sup>2</sup>

$$\left\{ \begin{array}{l} d = \frac{\text{La section de la table de compression}}{\text{La largeur de la table de compression}} = 17,9 \text{ cm} \\ d' = \frac{\text{La section du talon}}{\text{La largeur du talon}} = 29,1 \text{ cm} \\ h = 130 - d - d' = 83 \text{ cm} \end{array} \right.$$

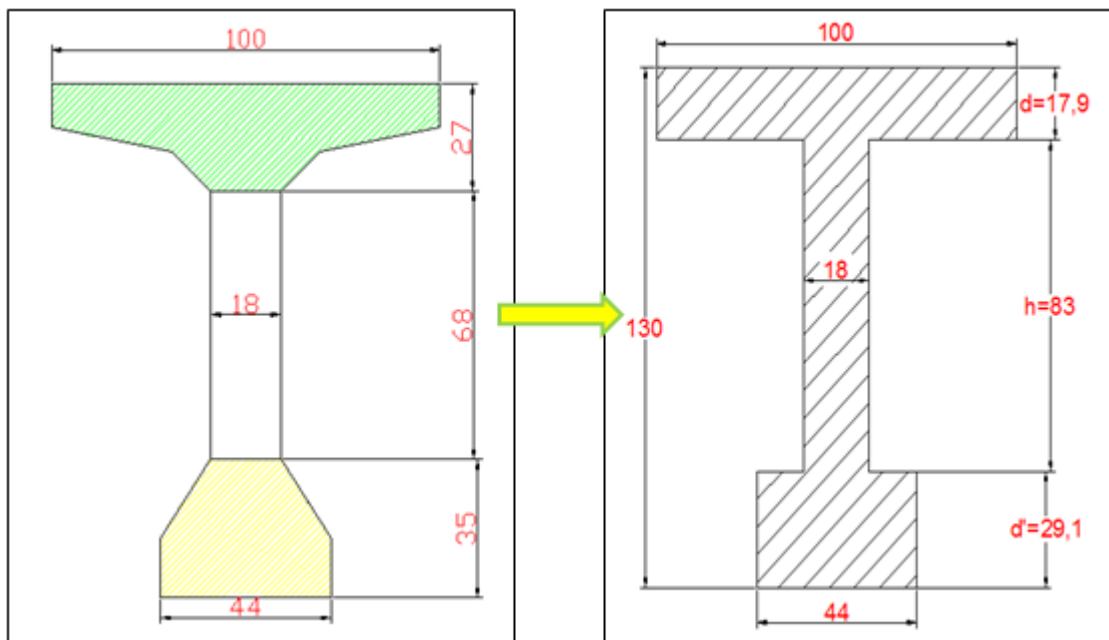


Figure VII. 2. Section Equivalente

D'où :

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

---

$$C_p = \frac{G}{3} \left[ \frac{144 \times 20^3}{2} + 44 \times 20,1^3 + 100 \times 17,9^3 + 83 \times 18^3 \right] = 377508,73 \text{ E}$$

$$\Rightarrow C_p = 377508,73 \text{ E}$$

- **Rigidité de la poutre dans le sens longitudinal**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{377508,73 \text{ E}}{144} = 2621,588 \text{ E}$$

$$\Rightarrow \gamma_p = 2621,588 \text{ E}$$

- **Paramètre d'entretoisement**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_e}} \quad 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,180$$

Donc :

$\theta$	$\alpha$
0,875	0,180

### VII.5.2. CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT LONGITUDINAL

#### VII.5.2.1. CALCUL DE K0, K1 ET $k_\alpha$ POUR $\theta=0,875$ :

Vu que la valeur de  $\theta$  trouvée est de 0,875, nous aurons besoin d'interpoler entre les valeurs des tables de GUYON -MASSONNET donnant les valeurs de K0 et K1 pour les valeurs de  $\theta$  égales à 0,85 et 0,90, en utilisant les formules suivantes

$$K_{0(0,875)} = K_{0(0,85)} + \frac{(0,875-0,85)}{(0,90-0,85)} * [(K_{0(0,90)} - K_{0(0,85)})]$$

$$K_{1(0,875)} = K_{1(0,85)} + \frac{(0,875-0,85)}{(0,90-0,85)} * [(K_{1(0,90)} - K_{1(0,85)})]$$

Les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :

✓ Pour  $\alpha=0$ :

- Pour  $\theta=0,85$

0,85	$\alpha=0 \Rightarrow K0$
------	---------------------------

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,375	0,3351	1,0539	1,7161	2,0493	1,7161	1,054	0,335	-0,375
b/4	-0,529	-0,029	0,5074	1,1126	1,7161	2,0259	1,684	1,011	0,2705
b/2	-0,441	-0,186	0,1081	0,5074	1,0539	1,68390	2,121	2,027	1,7181
3b/4	-0,266	-0,241	-0,186	-0,029	0,3351	1,0113	2,027	3,198	4,1963
b	-0,073	-0,266	-0,441	-0,529	-0,375	0,2705	1,718	4,196	7,5588

Tableau VII. 2. Les valeurs de coefficient K0 pour  $\theta=0,85$

- Pour  $\theta=0,90$

0,9		$\alpha=0 \Rightarrow K0$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,472	0,2749	1,0436	1,7771	2,1592	1,7771	1,044	0,275	-0,472
b/4	-0,549	-0,065	0,47	1,107	1,7771	2,1334	1,731	0,957	0,1129
b/2	-0,404	-0,185	0,0792	0,47	1,0436	1,7309	2,198	2,02	1,5843
3b/4	-0,192	-0,203	-0,185	-0,065	0,2749	0,9565	2,02	3,252	4,2579
b	0,0299	-0,192	-0,404	-0,549	-0,472	0,1129	1,584	4,258	8,0034

Tableau VII. 3. Les valeurs de coefficient K0 pour  $\theta=0,90$

- Pour  $\theta=0,875$

0,875		$\alpha=0 \Rightarrow K0$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,4234	0,3050	1,0488	1,7466	2,1043	1,7466	1,0488	0,3050	-0,4234
b/4	-0,5391	-0,0468	0,4887	1,1098	1,7466	2,0797	1,7074	0,9839	0,1917
b/2	-0,4227	-0,1855	0,0937	0,4887	1,0436	1,9087	2,1597	2,0237	1,6512
3b/4	-0,2291	-0,2219	-0,1855	-0,0468	0,3050	0,9839	2,0237	3,2249	4,2271
b	-0,0217	-0,2291	-0,4227	-0,5391	-0,4234	0,1917	1,6512	4,2271	7,7811

Tableau VII. 4. Les valeurs de coefficient K0 pour  $\theta=0,875$

- ✓ Pour  $\alpha=1$ :

- Pour  $\theta=0,85$

$\theta=0,85$		$\alpha=1 \Rightarrow K1$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5852	0,7432	0,9723	1,2604	1,442	1,2604	0,972	0,743	0,5852
b/4	0,3524	0,4703	0,6517	0,9242	1,2604	1,4941	1,372	1,148	0,9678
b/2	0,217	0,3009	0,4343	0,6517	0,9723	1,3716	1,69	1,675	1,566
3b/4	0,1409	0,2019	0,3009	0,4703	0,7432	1,1478	1,675	2,185	2,4385
b	0,0949	0,1409	0,217	0,3524	0,5852	0,9678	1,566	2,439	3,5623

Tableau VII. 5. Les valeurs de coefficient K1 pour  $\theta=0,85$

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

---

- Pour  $\theta=0,90$

0,9		$\alpha=1 \Rightarrow K1$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5452	0,7119	0,9631	1,2903	1,5028	1,2903	0,963	0,712	0,5452
b/4	0,3155	0,4335	0,6224	0,9164	1,2503	1,5534	1,4	1,138	0,9359
b/2	0,1864	0,2663	0,3987	0,6224	0,9631	1,3996	1,744	1,709	1,5677
3b/4	0,1166	0,1722	0,2663	0,4335	0,7119	1,138	1,709	2,266	2,518
b	0,0762	0,1166	0,1864	0,3155	0,5452	0,9359	1,568	2,518	3,771

Tableau VII. 6. Les valeurs de coefficient K1 pour  $\theta=0,90$

- Pour  $\theta=0,875$

0,875		$\alpha= 1 \Rightarrow K1$							
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,5652	0,7276	0,9677	1,2754	1,4724	1,2754	0,9677	0,7276	0,5652
b/4	0,3340	0,4519	0,6371	0,9203	1,2554	1,5238	1,3856	1,1429	0,9519
b/2	0,2017	0,2836	0,4165	0,6371	0,9677	1,3856	1,7168	1,6924	1,5669
3b/4	0,1288	0,1871	0,2836	0,4519	0,7276	1,1429	1,6924	2,2255	2,4783
b	0,0856	0,1288	0,2017	0,3340	0,5652	0,9519	1,5669	2,4783	3,6667

Tableau VII. 7. Les valeurs de coefficient K1 pour  $\theta=0,875$

### ✓ CALCUL DE COEFFICIENT DE REPARTITION DE MOMENT

#### FLECHISSANT $k_\alpha$ :

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où  $0 < \alpha < 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après SATTLE.

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta \quad \text{Si } 0.3 \leq \theta \leq 1$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5} \quad \text{Si } 1 \leq \theta \leq 2$$

Avec :

$$\beta = 1 - e^{[(0.065-\theta)/0.665]}$$

Pour notre cas on utilise la première formule

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta \quad \longrightarrow \quad \mathbf{K_\alpha = K_0 + 0.2989 (K_1 - K_0)}$$

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1279	0,4313	1,0245	1,6057	1,9154	1,6057	1,0245	0,4313	-0,1279
b/4=1,44	-0,2781	0,1023	0,5330	1,0532	1,5998	1,9135	1,6112	1,0314	0,4189
b/2=2,88	-0,2360	-0,0452	0,1902	0,5330	1,0209	1,7523	2,0273	1,9246	1,6260
3b/4=4,32	-0,1221	-0,0996	-0,0452	0,1023	0,4313	1,0314	1,9246	2,9261	3,7043
b=5,76	0,0104	-0,1221	-0,2360	-0,2781	-0,1279	0,4189	1,6260	3,7043	6,5512

Tableau VII. 8. Les valeurs de coefficient  $K\alpha$  pour  $\theta=0,875$

### ✓ CALCUL DE « $K\alpha$ » POUR CHACUNE DES POUTRES POUR $\theta=0,875$

Pour passer aux positions réelles des poutres, nous utiliserons l'interpolation linéaire entre leurs positions actives données précédemment, et les positions  $y$  des bandes étudiées.

	e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	0,125b	-0,2030	0,2668	0,7788	1,3294	1,7576	1,7596	1,3179	0,7314	0,1455
Poutre2	0,375b	-0,2571	0,0285	0,3616	0,7931	1,3103	1,8329	1,8193	1,4780	1,0225
Poutre 3	0,625b	-0,1791	-0,0724	0,0725	0,3177	0,7261	1,3919	1,9760	2,4254	2,6652
Poutre 4	0,875b	-0,0559	-0,1109	-0,1406	-0,0879	0,1517	0,7252	1,7753	3,3152	5,1277

Tableau VII. 9. Les valeurs de coefficient  $K\alpha$  pour chaque poutre pour  $\theta=0,875$

### VII.5.2.2. REPARTITION DE MOMENTS FLECHISSANT

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.

Le coefficient  $K\alpha$  représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

On distingue deux types de chargement :

#### ➤ Surcharge concentrée :

La valeur sera directement lue sur le graphe, on prendra la moyenne des valeurs trouvées.

$$K_{moy} = \sum_{i=1}^n \frac{K_i}{n}$$

Tel que :

$n$  : nombre de charges.

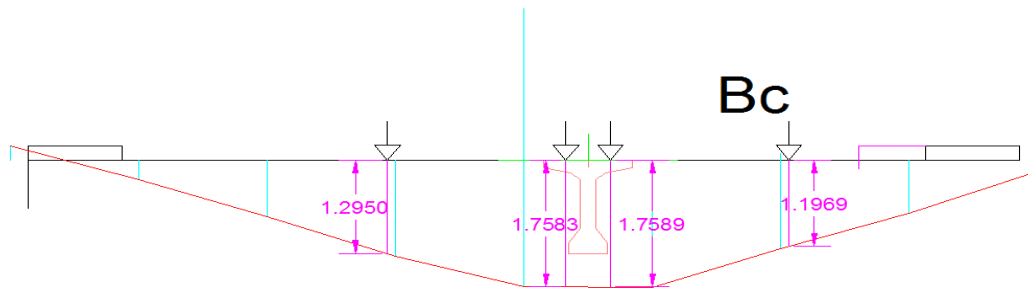


Figure VII. 3. Calcul de  $K\alpha_{\text{moy}}$  cas d'une surcharge concentré  $B_c$

➤ **Charge uniformément répartie :**

Pour les charges réparties la valeur du coefficient sera déterminée comme suit :

$$K\alpha = \frac{S}{l}$$

Tel que :

$S$  : aire du graphe sous la largeur chargée. Elle sera calculée par la fonction « Aire » sur Autocad;

$l$  : largeur chargée.

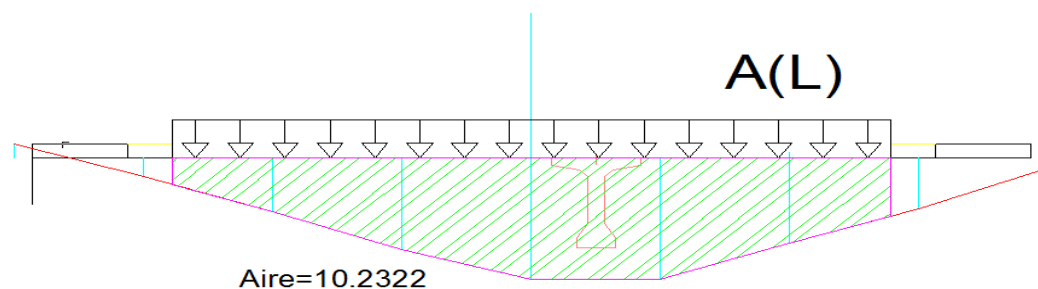


Figure VII. 4. Calcul de  $K\alpha_{\text{moy}}$  cas d'une charge répartie  $A(L)$

On dispose les charges afin de générer le coefficient de répartition le plus grand possible. Les surcharges roulantes seront limitées par les bordures et devront laisser des sur largeurs données par le RCPR.

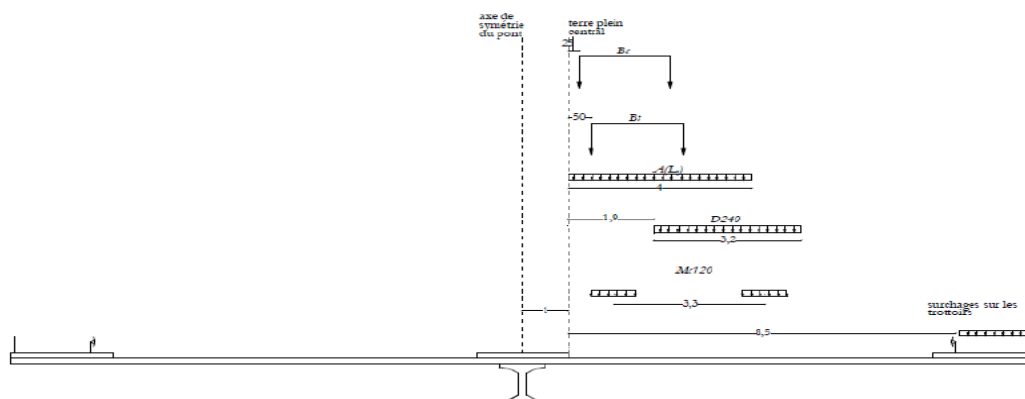


Figure VII. 5. Disposition des surcharges.

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Type de chargement	Positions
Le système A(L)	Sur la largeur chargeable
Le système Bc	partir 25 cm des bords de la largeur chargeable
Bt	À partir de 50 cm des bords de la largeur chargeable
Mc120	Au moins 50 cm des bordures
D240	Au moins 1.9 m des bords de la largeur chargeable

Tableau VII. 10. Disposition des surcharges.

**NB :** les lignes d'influence de  $K_\alpha$  pour chaque poutre sans présentées dans l'annexe

### VII.5.2.2.1. VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANT REELS DUS AUX SURCHARGES EN $X= 0.25L$

#### ✓ VALEURS DE $K_{\alpha \text{ moy}}$ POUR CHAQUE POUTRE

Désignation		Poutre 1	Poutre 2	Poutre3	Poutre4
		$K_{\alpha \text{ moy}}$	$K_{\alpha \text{ moy}}$	$K_{\alpha \text{ moy}}$	$K_{\alpha \text{ moy}}$
A(l)		1,279	1,1734	0,9203	0,9429
St	1T	0,4425	1,2534	2,5437	1,2087
	2T	0,2389	0,5705	1,2094	0,5636
Bc	1 file	1,6754	1,7596	1,8763	1,8247
	2 files	1,5023	1,562	1,3957	1,0814
Bt	1T	1,6754	1,7421	1,7929	1,6037
	2T	1,4568	1,4429	1,2126	0,867
Br		1,7596	1,8329	2,4254	3,3152
Mc120		1,4487	1,5286	1,4981	1,3401
D240		1,6771	1,4687	0,9872	0,4296

Tableau VII. 11. Valeur de  $K_{\alpha \text{ moy}}$  pour chaque poutre.

#### ✓ VALEUR DES MOMENTS

Les moments longitudinaux à mi – travée de chaque chargement sont multipliés par le coefficient de répartition transversale, pour donner le moment réel supporté par la poutre étudié.

$$M_{\text{réel}} = M_0 * K_{\alpha \text{ moy}}$$

Surcharge	Nombre de voies	$M_0$	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre4	
			$K_{\alpha \text{ moy}}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha \text{ moy}}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha \text{ moy}}$	$M_{\text{réel}}$	$K_{\alpha \text{ moy}}$	$M_{\text{réel}}$
G		129,458								
A(l)		58,118	1,279	74,333	1,1734	68,196	0,9203	53,486	0,9429	54,799
S(t)	1	1,073	0,4425	0,475	1,2534	1,345	2,5437	2,729	1,2087	1,297
	2	2,147	0,2389	0,513	0,5705	1,225	1,2094	2,597	0,5636	1,210
Bc	1	26,88	1,6754	45,035	1,7596	47,298	1,8763	50,435	1,8247	49,048

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

	2	50,002	1,5023	75,118	1,562	78,103	1,3957	69,788	1,0814	54,072
Bt	1	22,453	1,6754	37,618	1,7421	39,115	1,7929	40,256	1,6037	36,008
	2	45,4	1,4568	66,139	1,4429	65,508	1,2126	55,052	0,867	39,362
Br		6,03	1,7596	10,610	1,8329	11,052	2,4254	14,625	3,3152	19,991
Mc120		62,343	1,4487	90,316	1,5286	95,298	1,4981	93,396	1,3401	83,546
D240		81,225	1,6771	136,222	1,4687	119,295	0,9872	80,185	0,4296	34,894

Tableau VII. 12. Moment de chaque poutre à L/4

### ✓ COMBINAISON DES EFFORTS AUX ETATS LIMITENT

Les combinaisons de charge sont retirées du Règlement des Charge pour le calcul des Pont Routier (RCPR2008)

COMBINAISON DES CHARGES					
		P1	P2	P3	P4
ELS	G+1,2 (Al+ St)	219,27	212,91	196,92	196,77
	G+1,2 (Bc+ St)	220,22	224,80	216,48	195,90
	G+Mc120	219,77	224,76	222,85	213,00
	G+D240	265,68	248,75	209,64	164,35
ELU	1,35G+1,6 (Al+ St)	294,52	286,03	264,71	264,52
	1,35G+1,6 (Bc+ St)	295,78	301,89	290,80	263,36
	1,35G+1,35MC120	296,70	303,42	300,85	287,56
	1,35G+1,35D240	358,67	335,82	283,02	221,88

Tableau VII. 13; Les combinaisons de charges

### VII.5.2.2.2. VALEURS DES MOMENTS FLECHISSANT REELS DUS AUX SURCHARGES EN X= 0.5L

Surcharge	Nombre de voies	M <sub>0</sub>	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre4	
			K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub>	K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub>	K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub>	K <sub>amoy</sub>	M <sub>réel</sub>
G		172,611								
A(l)		77,49	1,279	99,110	1,1734	90,927	0,9203	71,314	0,9429	73,065
S(t)	1	1,431	0,4425	0,633	1,2534	1,794	2,5437	3,640	1,2087	1,730
	2	2,862	0,2389	0,684	0,5705	1,633	1,2094	3,461	0,5636	1,613
Bc	1	33,139	1,6754	55,521	1,7596	58,311	1,8763	62,179	1,8247	60,469
	2	61,646	1,5023	92,611	1,562	96,291	1,3957	86,039	1,0814	66,664
Bt	1	29,354	1,6754	49,180	1,7421	51,138	1,7929	52,629	1,6037	47,075
	2	59,361	1,4568	86,477	1,4429	85,652	1,2126	71,981	0,867	51,466
Br		8,04	1,7596	14,147	1,8329	14,737	2,4254	19,500	3,3152	26,654
Mc120		87,362	1,4487	126,561	1,5286	133,542	1,4981	130,877	1,3401	117,074
D240		110,198	1,6771	184,813	1,4687	161,848	0,9872	108,787	0,4296	47,341

Tableau VII. 14. Moment de chaque poutre à L/2

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

---

### ✓ COMBINAISON DES EFFORTS AUX ETATS LIMITENT

COMBINAISON DE CHARGE					
		P1	P2	P3	P4
ELS	G+1,2 (A1+ S <sub>t</sub> )	292,36	283,88	262,56	262,36
	G+1,2 (Bc+ S <sub>t</sub> )	284,56	290,31	280,23	254,68
	G+Mc120	299,17	306,15	303,49	289,68
	G+D240	357,42	334,46	281,40	219,95
ELU	1,35G+1,6(A1+ S <sub>t</sub> )	392,69	381,38	352,95	352,70
	1,35G+1,6(Bc+ S <sub>t</sub> )	382,30	389,96	376,51	342,45
	1,35G+1,35MC120	403,88	413,31	409,71	391,07
	1,35G+1,35D240	482,52	451,52	379,89	296,94

Tableau VII. 15. Les combinaisons de charges

#### NB :

Pour ce qui concerne les efforts tranchants, on va exploiter leurs valeurs à l'aide le logiciel ROBOT.

## VII.6. MODELISATION NUMERIQUE

### VII.6.1. INTRODUCTION

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

### VII.6.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE

#### VII.6.2.1. MODELE STRUCTUREL

Un modèle de calcul est établi avec l'aide des logiciels professionnels ROBOT 2014 pour analyser l'ensemble de l'ouvrage ou les éléments composants, de manière à réaliser l'automatisation de la conception, du calcul et de la vérification de la sécurité de l'ouvrage.

Pour l'analyse du tablier dans la direction longitudinale, on a utilisé un modèle de grille constituée par 8 poutres de 25 m de longueur également distribuée, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarifiées transversalement par une dalle de 20 cm d'épaisseur.

Rappelons que l'ouvrage est composé de 2 travées, identiques et indépendantes, que nous a conduit à modéliser une seule travée pour évaluer les efforts.

#### VII.6.2.2. LES ETAPES DE MODELISATION

La modélisation en 3d de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

1. La déclaration des lignes de construction ;
2. La déclaration des nœuds ;
3. Relier les nœuds par des éléments rectilignes (Barre) ;

4. Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Béton) ;
5. Définition et affectation des différentes sections ;
6. Définition et affectation des différentes charges et surcharges ;
7. Définition des différentes combinaisons de charges ;
8. Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure ;
9. Analyse sous les différentes combinaisons de charges ;
10. L'exploitation des résultats obtenus

### VII.6.2.3. MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Pour l'analyse globale de la structure on a réalisé un modèle FEM qui représente une seule travée, c'est à dire qu'on a modélisé les éléments du pont (Poutres, dalles). Le modèle FEM représente les éléments structurels ci-après

- **LES POUTRES**

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 8 poutres, celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane.

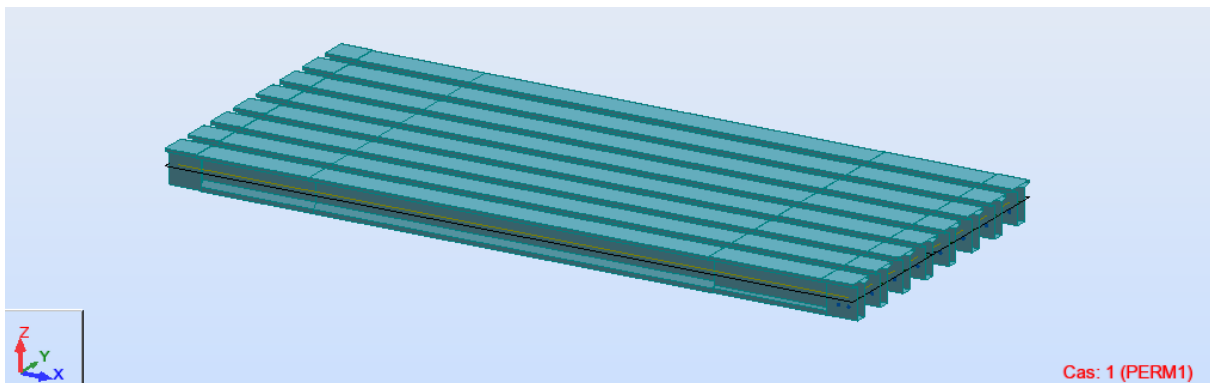


Figure VII. 6. Modélisation des poutres.

- **L'HOURDIS**

La dalle a été modélisée en utilisant l'élément « **Panneau** » avec un maillage fin transversalement et longitudinalement.

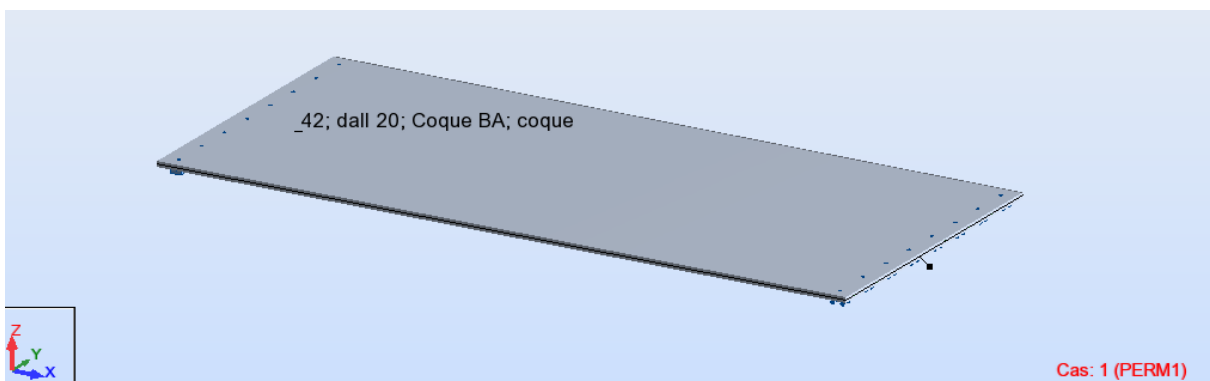


Figure VII. 7. Modélisation de l'hourdis.

## CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### • LES APPUIS

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

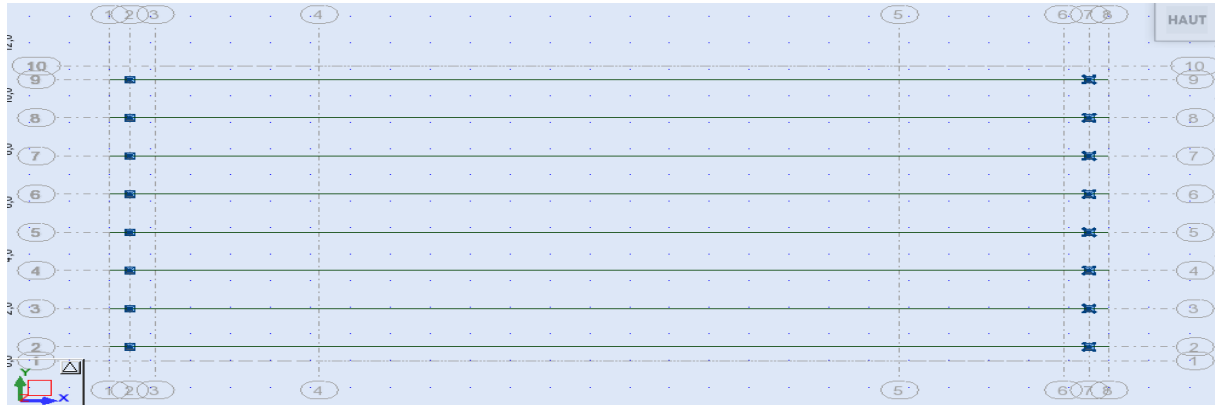


Figure VII. 8. Modélisation des appuis.

On a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples ;
- Appuis double.

## VII.6.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

### VII.6.3.1. DEFINITION DES CHARGES

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques (A(l), St) soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont définies dans le tableau suivant :

Nom	Type	Description	
G	Charge permanente	PP	Poids propre des poutres
		Hourdis	Poids propre de la dalle
		Revêtement	Poids propre de couche de revêtement
		Trottoir	Poids propre du trottoir
		Glissières +gardes corps	Poids des glissières de sécurité et gardes corps
		Corniche	Poids propre des corniches
A(l)	Charge d'exploitation statique	Charge statique du trafic A(l)	
St		Charge statique sur les trottoirs	
Bc	Charge d'exploitation mobile	Charge mobile - Camion	
Mc120		Charge mobile - militaire	
D240		Charge mobile - Exceptionnelle	

Tableau VII. 16. Définition des charges et surcharges.

## VII.6.3.2. AFFECTATION DES CHARGES

### • CHARGES PERMANENTES

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les autres charges permanentes « compléments de charges » sont appliquées comme suit :

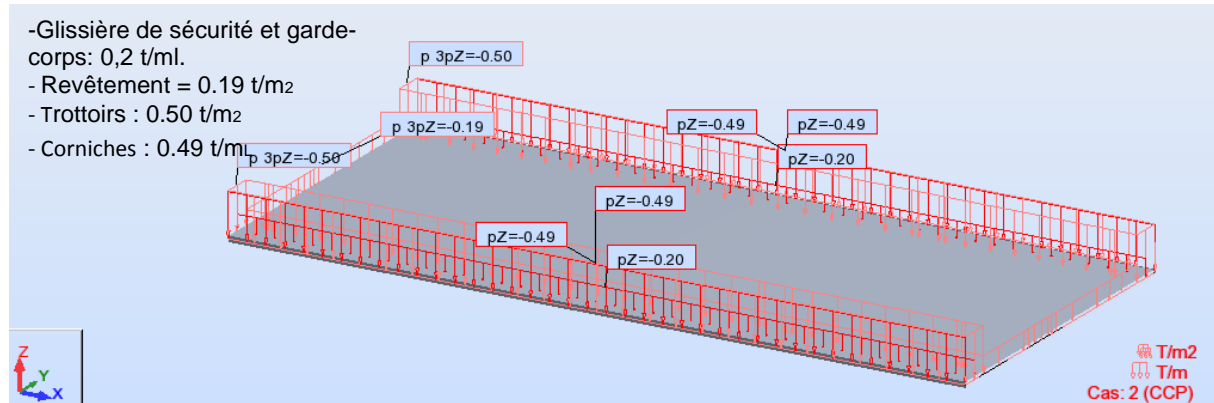
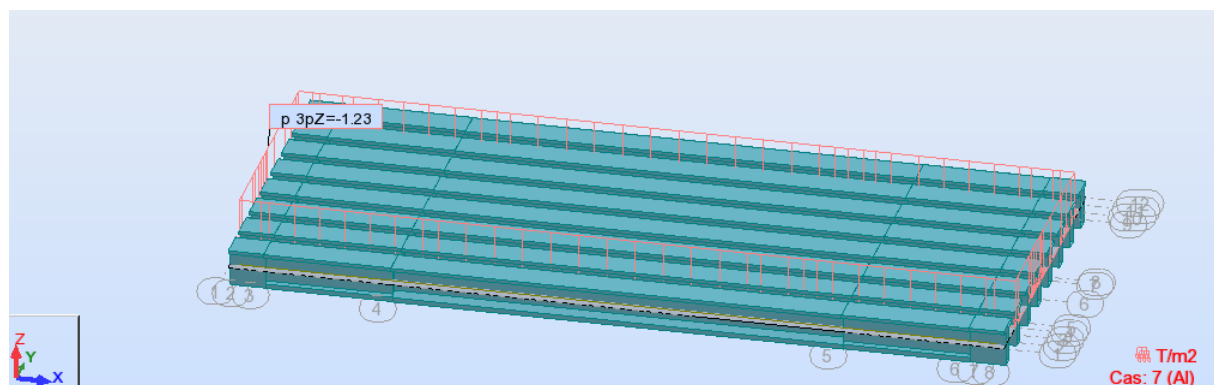


Figure VII. 9. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

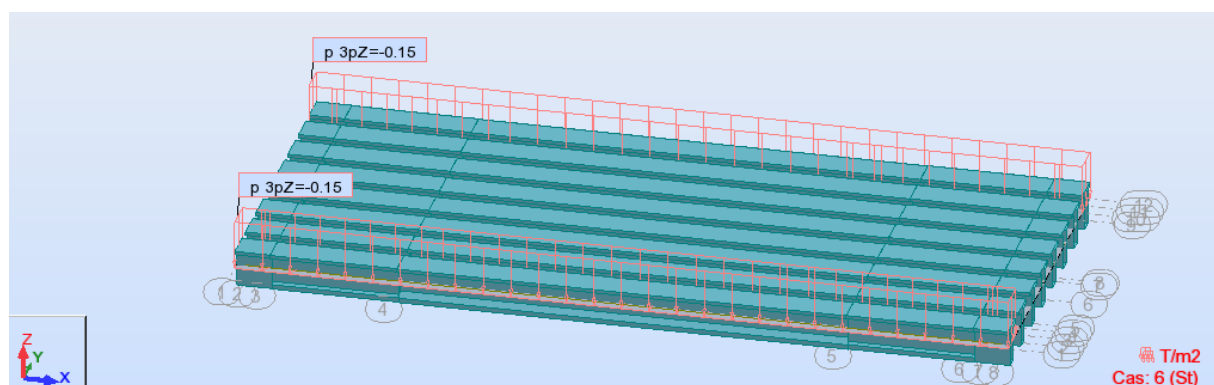
### • SURCHARGES A(I)

Les surcharges A(I) sont modélisées comme des charges réparties sur toute la largeur chargeable.



### • SURCHARGES St

Les surcharges St sont modélisées comme des charges réparties sur tout le trottoir



## • LES CHARGES MOBILES

Les charges (Bc, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée. Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

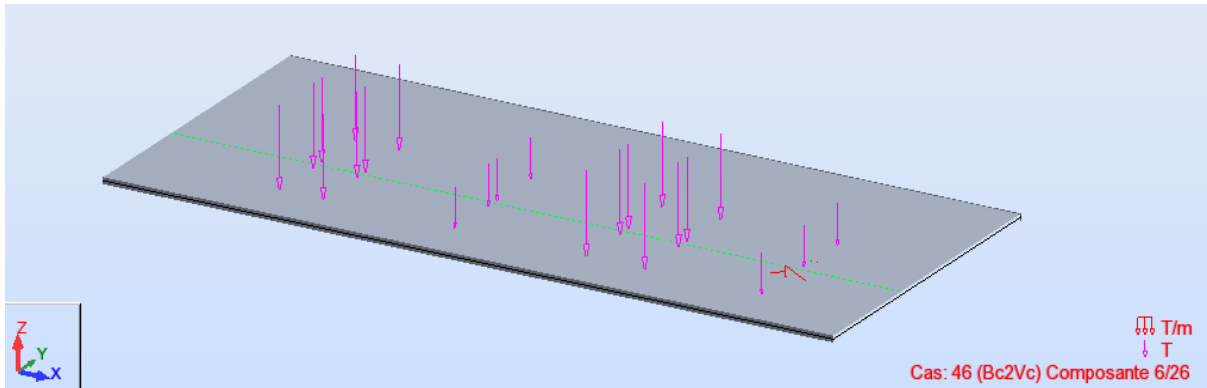


Figure VII. 12. Affectations des charges type Bc.

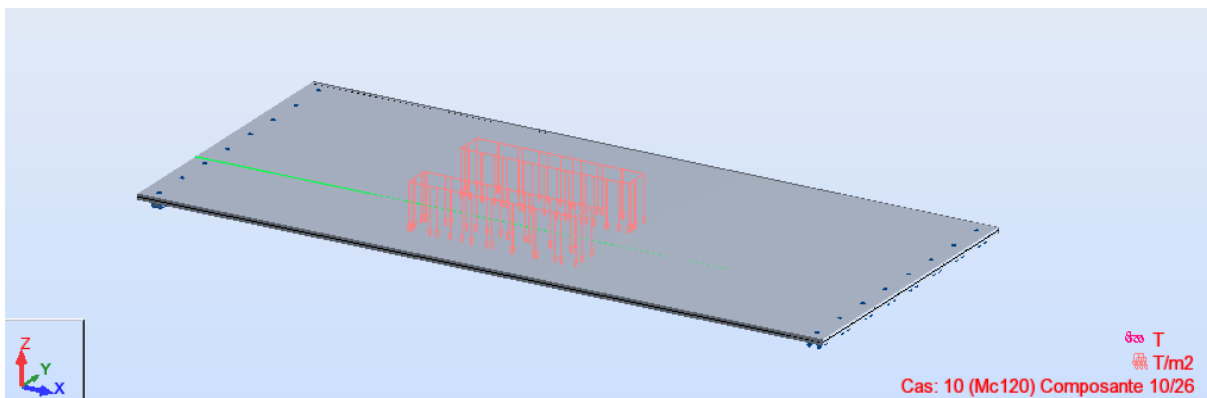


Figure VII. 13. Affectations des charges type Mc120

**NB :**

Charge militaire MC120 – au minimum 30.5 m entre deux convois.

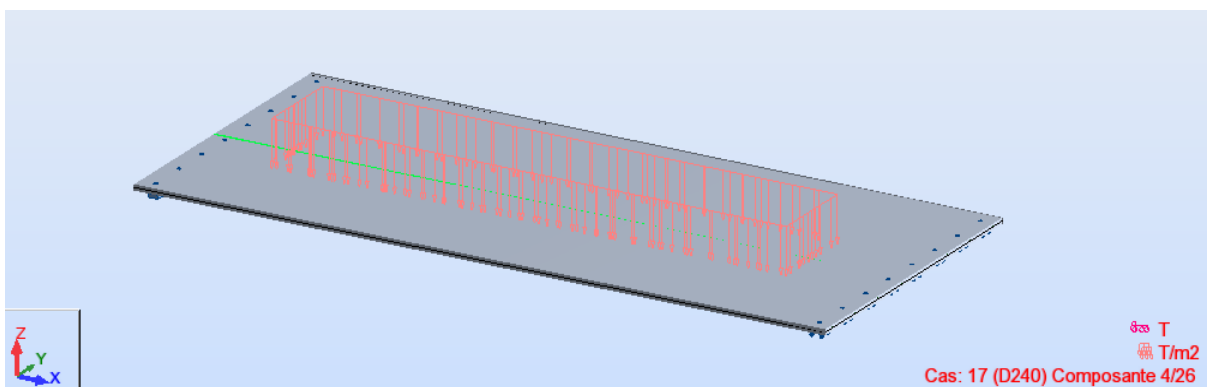


Figure VII. 14. Affectations des charges type D240.

# CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

## VII.6.4. RESULTATS

➤ Tableaux récapitulatifs des valeurs maximales obtenues par le calcul numérique

Chargement	Moment (t.m) (par poutre)	Effort tranchant (t) (par poutre)	Réactions (t)
Poids propre	129,01	22,44	24,03
Ccp	53,89	10,17	13,04
Charge permanente	182,90	32,61	37,07
St	5,20	1,02	1,37
Al (2 voies chargées)	108,03	18,38	20,73
Bc (2voies chargées)	81,31	19,19	24,02
Mc120	125,70	25,71	33,49
D240	167,74	34,92	42,98

Tableau VII. 17. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT

Après toute combinaison faite :

Combinaison	Moment (t.m) (par poutre)	Effort tranchant (t) (par poutre)	Réactions (t)
ELS : G + 1.2 (Al + St)	284,15	48,42	52,56
ELS : G + 1.2 (Bc + St)	269,43	50,24	57,60
ELS : G + Mc120	294,91	53,56	62,19
ELS : G + D240	320,96	61,13	70,83
ELU : 1.35G + 1.6 (Al + St)	354,15	60,37	65,29
ELU : 1.35G+1.6 (Bc + St)	362,29	67,44	69,89
ELU : 1.35 (G+Mc120)	398,12	72,31	83,95
ELU : 1.35 (G+D240)	433,30	82,52	95,62

Tableau VII. 18. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique

➤ Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes

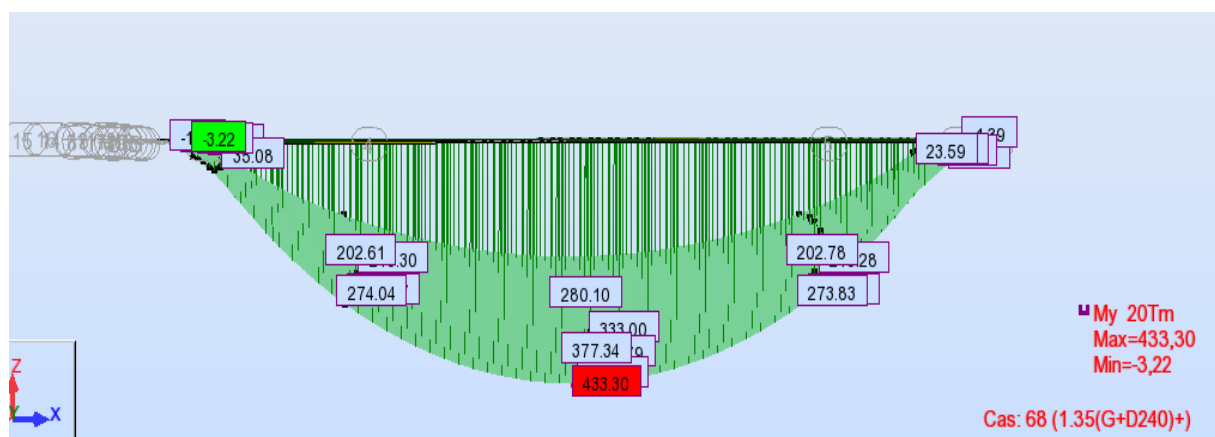


Figure VII. 15. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT

# CHAPITRE VII : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

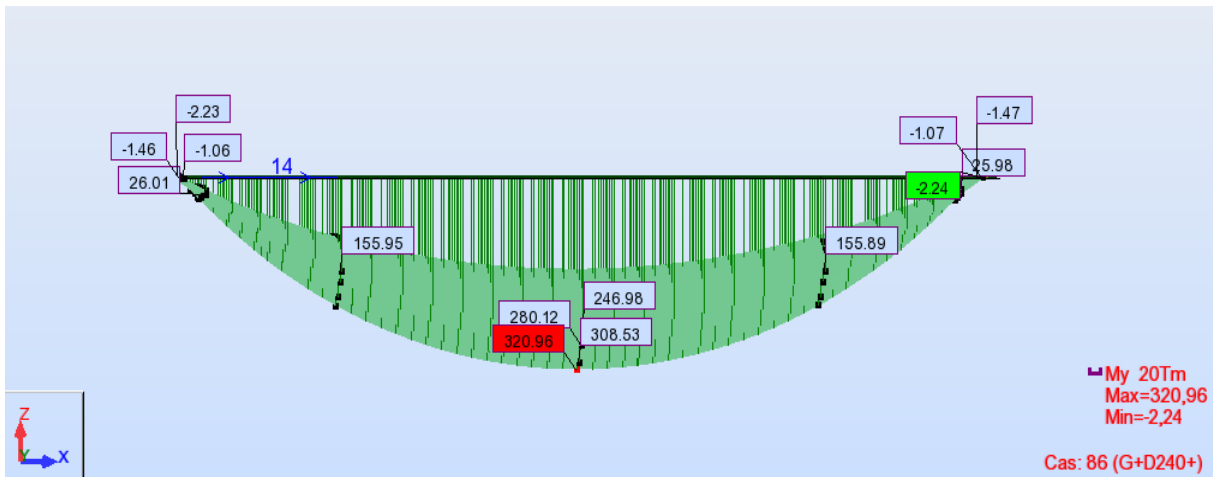


Figure VII. 16. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT

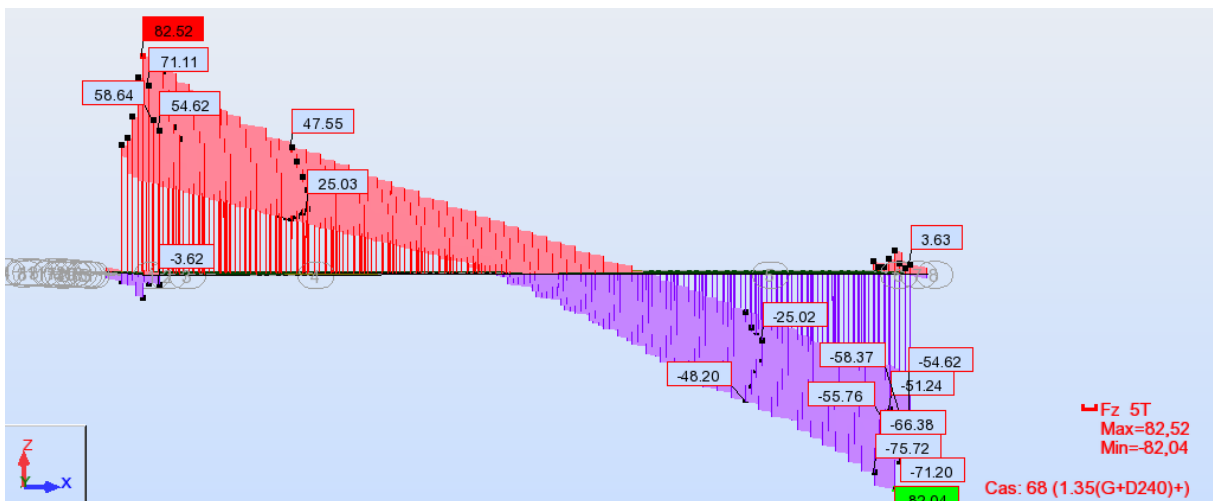


Figure VII. 17. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT

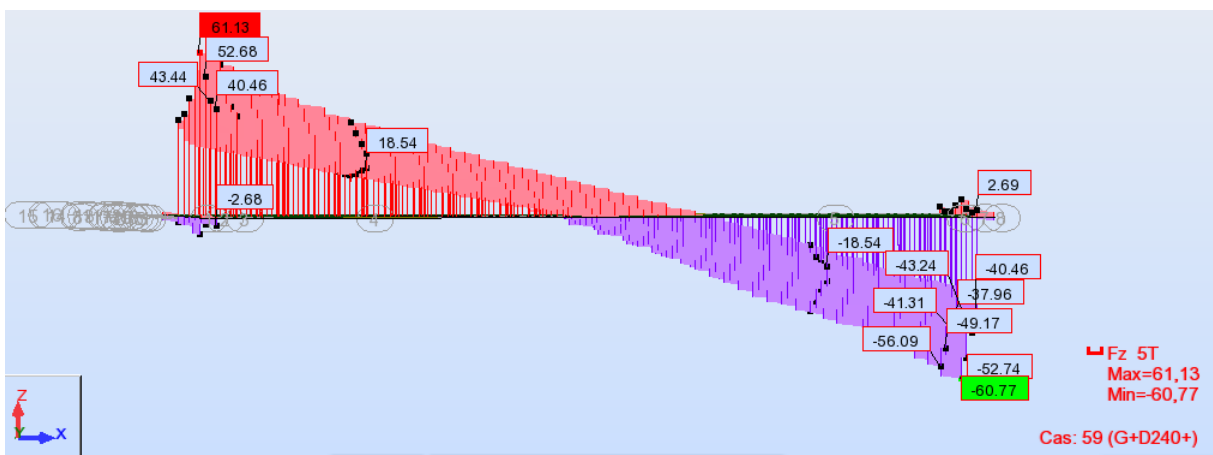


Figure VII. 18. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT

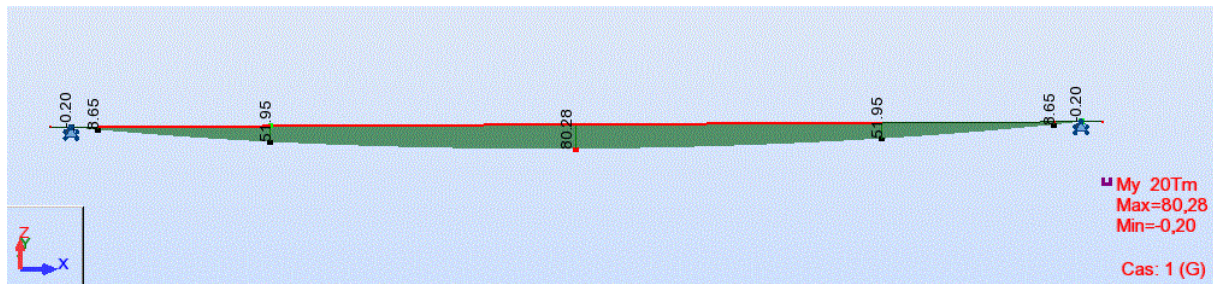
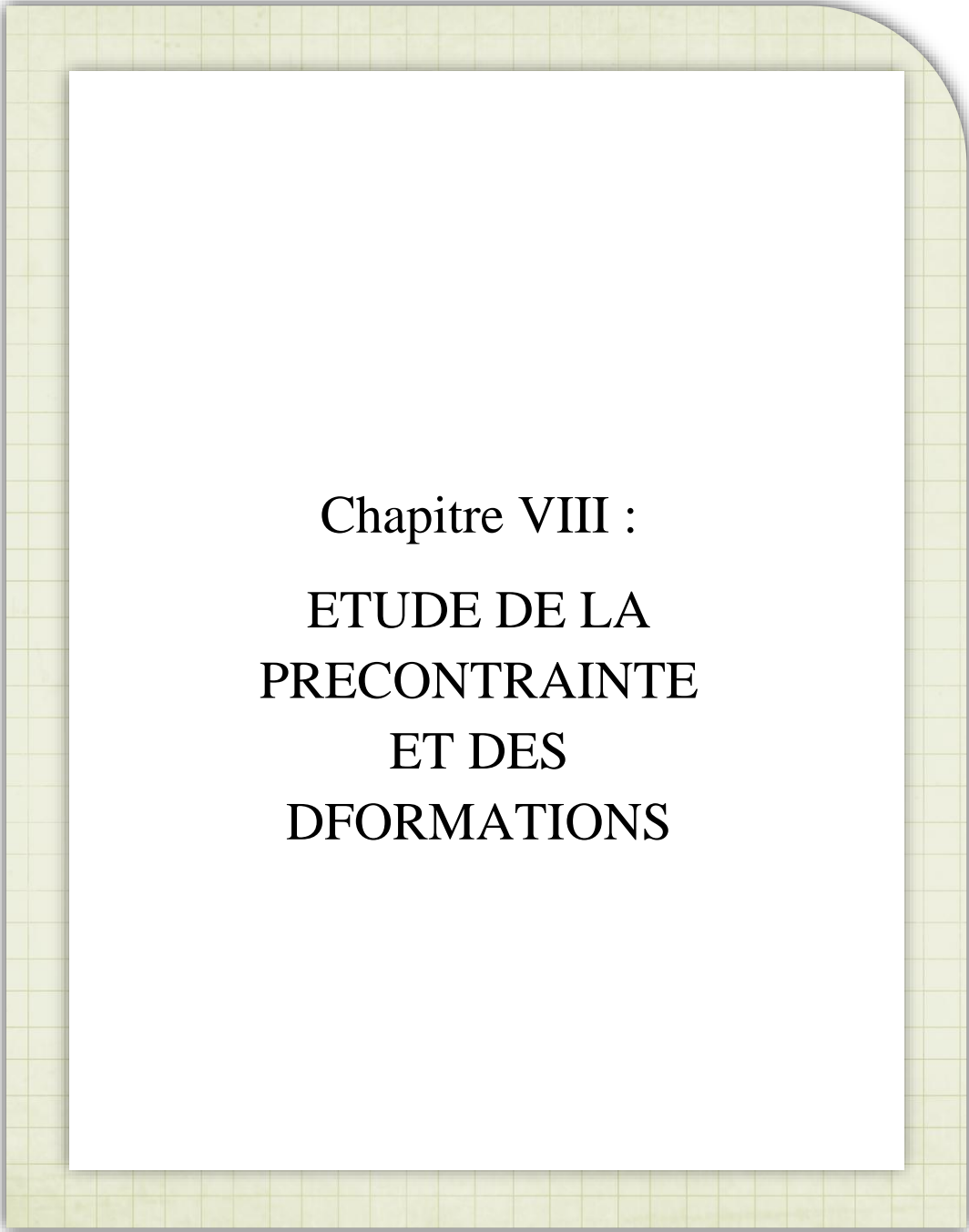


Figure VII. 19. Moment max de la poutre seule.

### VII.7. CONCLUSION

Après avoir fait l'étude transversal et longitudinal nous concluons que la poutre 1 est défavorable, son moment nous permettra de ferrailer nos poutres convenablement.

En comparant ce moment fait manuellement et celui fait avec ROBOT, on constate une légère différence, de ce fait on adopte celui fait par le logiciel fondé par la méthode des éléments finis qui reste une méthode plus fiable.



Chapitre VIII :  
ETUDE DE LA  
PRECONTRAINTE  
ET DES  
DIFORMATIONS

# CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

## VIII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET DES DEFORMATIONS

### VIII.1. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

#### VIII.1.1. INTRODUCTION

Le principe du béton précontraint est d'exercer un traitement mécanique qui consiste à appliquer de façon artificielle et volontaire un système d'efforts permanents de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Ces efforts de traction n'engendrent qu'une décompression du béton, à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction ultérieure.

Dans la suite de ce chapitre on va l'étudier étape par étape.

#### VIII.1.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

##### VIII.1.2.1. CARACTERISTIQUES ET DONNEES

Les caractéristiques pris en considération sont notés comme suit :

##### • POUR LES CABLES

- Type de câble : 12T15 (douze torons avec un diamètre de 15 mm) ;
- Aire nominal de l'acier :  $A_p=1800 \text{ mm}^2$  ;
- Diamètre de la gaine :  $\varnothing= 80 \text{ mm}$  ;
- Tension minimale de rupture  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte élastique de garantie  $f_{peg} = 1640 \text{ MPa}$  ;
- Relaxation à 1000 heures :  $\phi_{1000} = 2.5 \%$  ;
- Module d'élasticité :  $E_p = 195000 \text{ MPa}$ .

##### • POUR LES MOMENTS

- Moment dû à la surcharge G+D240 à l'ELS =  $M_{max}$
- Moment dû aux charges permanentes =  $M_{min}$
- $\Delta M = M_{max} - M_{min}$

Moments fléchissants			
$M_{max}$ (t.m)	$M_{min}$ (t.m)	$\Delta M$	$M_p$ : Moment de la poutre seule (t.m)
320,96	182,90	138,06	80,28
Valeurs a considéré en MN.m			
3,21	1,83	1,38	0,80
Efforts tranchants MN			
$V_{max}$ (G + D240)		$V_{min}$ (G)	
0,61		0,33	

Tableau VIII. 1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

### • POUR LA POUTRE

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

	Section médiane	
	sans hourdis	avec hourdis
B <sub>Brute</sub> (m <sup>2</sup> )	0,4298	0,7178
B <sub>Nette</sub> (m <sup>2</sup> )	0,4083	0,6819
V (cm)	55,638	49,303
V' (cm)	74,362	100,697
I/g net(cm <sup>4</sup> )	0,0804	0,1481
ρ (%)	50,206	46,170
H (m)	1,3	1,5
d <sub>i</sub> = 10%H (m)	0,13	0,15
e = - (V' - d') (m)	-0,614	-0,850

**Tableau VIII. 2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre**

### • POUR LES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II :

D'après le **BPEL 91**

	Contraintes admissibles du béton.	
	A vide	En service
En compression	$\overline{\sigma}_{cs} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{ci} = 0,5 f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$
En traction	$\overline{\sigma}_{ts} = - 1,5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{ti} = - f_{t28} = -2,7 \text{ MPa}$

**Tableau VIII. 3. Contraintes admissibles**

### VIII.1.2.2. FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE

La valeur de la précontrainte minimale est obtenue par l'expression suivante\* :

$$P_{\min} = \max [P_I, P_{II}]$$

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

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

Section sous critique  $\longrightarrow P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} (\overline{\sigma}_{ti} \cdot v + \overline{\sigma}_{ts} \cdot v')$

Section sur critique  $\longrightarrow P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot v \cdot \overline{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot v + v' - d_i}$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

On aura :  $P_I = -0,463 \text{ MN}$  —————  $P_{II} = 2,576 \text{ MN}$

$P_{II} > P_I$  : notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique  $P_I$  n'est plus suffisant.

$$P_{\min} = P_{II} = 2,576 \text{ MN}$$

Calcul de l'excentricité moyenne :  $e_0 = -(v' - d_i)$

$$e_0 = -0,850 \text{ m}$$

### VIII.1.2.3. CALCUL DU NOMBRE DE CABLE

#### • A MI TRAVEE

**NB** : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi- travée avec hourdis.

Dans le cas de la post-tension, la valeur de la précontrainte maximale à l'origine exercée par un câble ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs :\*

$$P_0 = \min \{ 0.8 * f_{prg} * A_p ; 0.9 * f_{peg} * A_p \}$$

$$P_0 = \min \{ 2,678 ; 2,657 \} \longrightarrow P_0 = 2,657 \text{ MN}$$

Nous estimons les pertes de précontrainte total à 32% de  $P_0$  donc :

$$P_{\min} \leq n * 0.68 * P_0 \Rightarrow n \geq \frac{P_{\min}}{0.68 * P_0} = 1,43 \Rightarrow n = 2$$

Nous aurons **2 câbles de 12T15** à mi travée.

#### • A L'ABOUT

**NB** : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$

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

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure :} & \sigma_{\text{sup}} \geq \overline{\sigma_{bt}} \\ \text{Fibre inférieure :} & \sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\min} \cdot V}{I_n} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_n} \right) \geq -1.5 * f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\min} V'}{I_n} + \frac{P}{B_n} - \frac{P e_0 V'}{I_n} \leq 0.6 * f_{c28} = 21 \text{ MPa} \end{cases}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

$$\begin{cases} P \leq 10,08 \text{ MN} \\ p \leq 4,78 \text{ MN} \end{cases}$$

Sachant que :  $P = n \cdot 0,9 \cdot P_0$  ; on aura :

$$\begin{cases} n \leq 4,21 \\ n \leq 2 \end{cases} \longrightarrow \text{On prend 2 câble de 12T15 à l'about.}$$

### • VERIFICATION DE LA BORNE SUPERIEURE DE LA PRECONTRAINTE

Nous vérifions que  $P_0$  n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble. Sachant qu'on avait estimé les pertes à 32% de  $P_0$  donc :

$$P_{\min} = P_0 - \Delta P = 0,68 P_0$$

$$P_{\min} \cdot n \leq \sigma_{bc} \cdot B_n - \Delta M_{ph} \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (en construction)}$$

$$3,61 \text{ MN} \leq 7,62 \text{ MN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

### VIII.1.2.4. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES

**NB :** Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.

On vérifie les contraintes normales par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\min} \cdot V}{I_n} + P \left( \frac{1}{B_n} + \frac{e_0 V}{I_n} \right) \geq \overline{\sigma}_{bt} = -1,5 \cdot f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\min} V'}{I_n} + \left( \frac{P}{B_n} - \frac{p e_0 V'}{I_n} \right) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa} \end{cases}$$

$P$  : Effort de précontrainte ( $P = n_b \text{ câble} \cdot (P_0 \cdot \% \text{ Pertes de } P_0) \cdot \% \text{ Mise en tension}$ )

#### ➤ VERIFICATION DES CONTRAINTES A COURTE TERMES

##### • PREMIERE ETAPE

- Après le septième (7) jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

$$P = 2 \cdot 2,544 \cdot (1 - 0,1) \cdot 50\% = 2,290 \text{ MN}$$

$$f_{c7} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \cdot j} = 23,18 \text{ MPa} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c7} = 13,91 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c7} = 1,99 \text{ MPa} \longrightarrow \overline{\sigma}_{bt} = -1,5 f_{t7} = -2,99 \text{ MPa}$$

##### • DEUXIEME ETAPE

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

### ➤ VERIFICATION DES CONTRAINTES A LONG TERMES

#### • TROISIEME ETAPE

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase :

- Efforts dus à la deuxième phase.
  - Poids propre de l'hourdis coulé sur place.
- On estime les pertes à 32%

Le tableau suivant récapitule les vérifications faites pour chaque étape :

Désignation	Etape 01	Etape 02	Etape 03	
			A vide	En charge
% des pertes	10%	20%	/	/
Mise en tension	50%	100%	/	/
M	0,8	0,80	/	/
P0	2,657	2,657	/	/
P	2,39		/	/
V	0,5564	0,5564	/	/
V'	0,7436	0,7436	/	/
di	0,13	0,13	/	/
e0	-0,5936	-0,5936	/	/
Bn	0,4083	0,4083	/	/
In	0,0804	0,0804	/	/
$\sigma_{sup}$	1,57	-2,10	/	/
$\overline{\sigma}_{bt}$	-2,99	-4,05	/	/
$\sigma_{inf}$	11,58	27,14	/	/
$\overline{\sigma}_{bc}$	13,91	21,00	/	/
Vérification	Vérifiée	N'est pas vérifiée	/	/

**Tableau VIII. 4. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes.**

#### Remarque :

On a une contrainte de compression dans la fibre inférieure qui dépasse la contrainte limite, on peut remédier ce problème en changeant le type du câble en 12T15 à 9T15 (neuf torons avec un diamètre de 15 mm)

Le paramètre qui va changer dans ce cas-là est :

- Aire nominal de l'acier :  $A_p=1350 \text{ mm}^2$  ;

Répetons les calculs précédents nous aurons **2 câbles de 9T15** à mi travée et au niveau de l'about.

⇒ La borne supérieure de la précontrainte est vérifié après cette modification.

⇒ Vérification des contraintes normales

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

Désignation	Etape 01	Etape 02	Etape 03	
			A vide	En charge
% des pertes	10%	20%	32%	32%
Mise en tension	50%	100%	100%	100%
M	0,80	0,80	1,83	3,21
P0	1,993	1,993	1,993	1,993
P	2,39	3,19	2,71	2,71
V	0,5564	0,5564	0,5	0,5
V'	0,7436	0,7436	1	1
di	0,13	0,13	0,15	0,15
e0	-0,6136	-0,6136	-0,85	-0,85
Bn	0,4083	0,4083	0,6819	0,6819
In	0,0804	0,0804	0,1481	0,1481
$\sigma_{Sup}$	2,31	-0,19	2,38	7,03
$\overline{\sigma_{bt}}$	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
$\sigma_{inf}$	7,17	18,50	7,17	-2,15
$\overline{\sigma_{bc}}$	13,91	21,00	21,00	21,00
Vérification	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**Tableau VIII. 5. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes.**

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

### VIII.1.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES

#### VIII.1.3.1. SECTION D'ABOUT

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

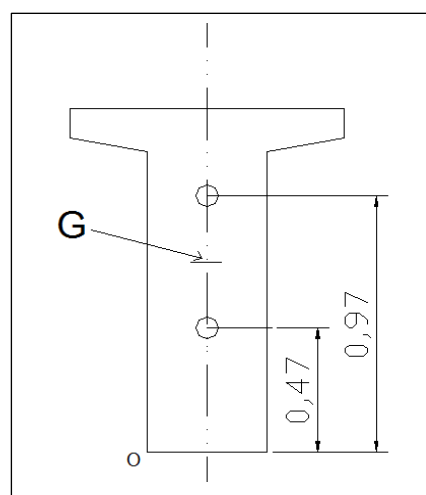
En prenant un espacement de 0,50 m entre 2 plaques d'encrages successifs à l'about.

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow 2P.V' = d_1P + P(d_1 + B) ;$$

Avec  $B = 0,50$  m et  $V' = 0,7198$  m

On aura  $d_1 = (2V' - B)/2$  et  $d_2 = d_1 + B$

$$\Rightarrow d_1 = 0,470 \text{ m et } d_2 = 0,970 \text{ m}$$



**Figure VIII. 1. Disposition des câbles à l'about**

# CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

## VIII.1.3.2. SECTION MEDIANE

En respectant la distance de  $\emptyset$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine  $\emptyset = 8\text{cm}$
- Distance des câbles aux parements de la poutre  $c$  :

$c > \emptyset = 8\text{ cm}$ , on prend  $c = 10\text{ cm}$

Espacement vertical  $e_v$  :  $e_v > \emptyset$ . On prend  $e_v = 15\text{ cm}$

Avec  $c + e_v < 35\text{ cm}$

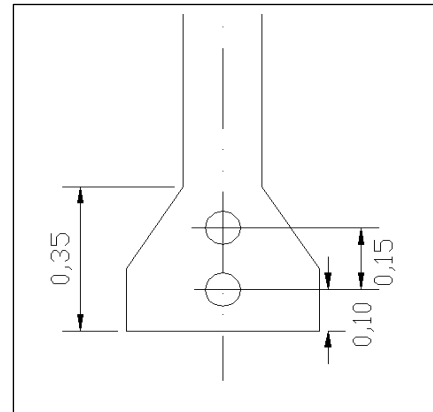


Figure VIII. 2. Disposition des câbles dans la section médiane

## VIII.1.3.3. TRACE DES CABLES

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Il-y-a plusieurs théories pour déterminer le tracé en long des câbles ; on prend la théorie simplifiée qui nous exige deux conditions principales :

- 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.

Dans notre cas, le tracé des câbles de précontrainte prend la forme de parabole tout au long de notre poutre. Ce tracé peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et sa dérivée sont :

Pour le câble n° 1  $Y = a \cdot X^2 + c$  ;  $tg\alpha = dY/dX = Y' = 2 \cdot a \cdot X$

Pour le câble n° 2  $Y = b \cdot X^2 + d$  ;  $tg\alpha = Y' = 2 \cdot b \cdot X$

L'origine du repère  $(x, y)$  se situe dans la moitié de la poutre

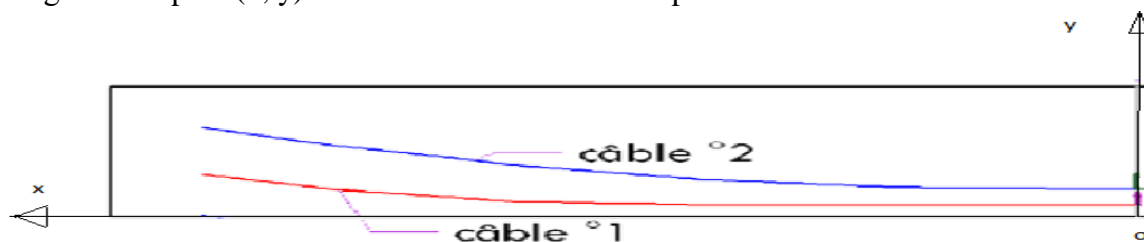


Figure VIII. 3. Schématisation des câbles de précontraintes

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

- Pour le câble n° 1 :

$$X=0 \Rightarrow Y=c=0,1$$

$$X=12,5 \Rightarrow Y=0,47 = a \cdot (12,5)^2 + 0,1 \Rightarrow a = 0,0024$$

$$\text{D'où } Y = 0,0024 \cdot X^2 + 0,1$$

$$\text{tg} \alpha = 0,0048 \cdot X$$

X	Y	$\text{tg} \alpha$	$\alpha$ (rad)	$\alpha$ (deg)
0	0,1	0	0	0
2	0,109	0,0096	0,0096	0,5503
4	0,138	0,0192	0,019198	1,1005
6	0,186	0,0288	0,028792	1,6505
8	0,254	0,0384	0,038381	2,20019
10	0,340	0,048	0,047963	2,74948
12	0,446	0,0576	0,057536	3,29827
12,5	0,475	0,06	0,059928	3,43537

**Tableau VIII. 6. Caractéristiques géométriques du câble°1 sur différents points**

- Pour le câble n° 2 :

$$X=0 \Rightarrow Y=d=0,25$$

$$X=12,5 \Rightarrow Y=0,97 = a \cdot (12,5)^2 + 0,25 \Rightarrow a = 0,0046$$

$$\text{D'où } Y = 0,0046 \cdot X^2 + 0,25$$

$$\text{tg} \alpha = 0,0092 \cdot X$$

X	Y	$\text{tg} \alpha$	$\alpha$ (rad)	$\alpha$ (deg)
0	0,25	0	0	0
2	0,268	0,0184	0,0184	1,05466
4	0,324	0,0368	0,03678	2,1086
6	0,416	0,0552	0,05514	3,16112
8	0,544	0,0736	0,07347	4,21151
10	0,710	0,092	0,09174	5,25908
12	0,912	0,1104	0,10995	6,30314
12,5	0,969	0,115	0,1145	6,56352

**Tableau VIII. 7. Caractéristiques géométriques du câble°2 sur différents points**

Le tableau suivant résume les abscisses et les angles en différentes sections des deux câbles et le câble moyen :

Positions (m)		0	L/8= 3,125	L/4= 6,25	3L/8=9,375	12	L=12,5
Caractéristiques							
1	Y <sub>i</sub>	0,1	0,123	0,194	0,311	0,446	0,475
	$\alpha_i$ (deg)	0	0,85980	1,71923	2,57788	3,29827	3,43537
2	Y <sub>i</sub>	0,25	0,295	0,43	0,654	0,912	0,969
	$\alpha_i$ (deg)	0	1,64764	3,29255	4,93206	6,30314	6,56352
Câble moyen	Y <sub>i</sub>	0,175	0,209	0,312	0,483	0,679	0,722
	$\alpha_i$ (deg)	0	1,25372	2,50589	3,75497	4,80071	4,99945

**Tableau VIII. 8. Les trajectoires des câbles.**

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

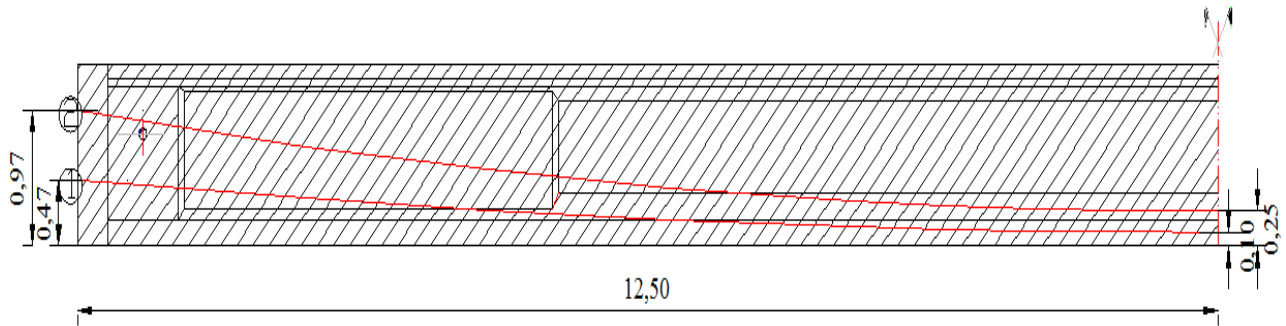


Figure VIII. 4. Disposition réelle des câbles

### VIII.1.3.4. LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL

L'angle de relevage du câble moyen  $\alpha$  au niveau de l'appui donné par la formule suivante [2]

$$\text{Arc sin} \left( \frac{V_M - \bar{V}}{P} \right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin} \left( \frac{V_m + \bar{V}}{P} \right)$$

Telle que :

$P$  : Effort de précontrainte =  $0,68 * n * P_0 = 0,68 * 2 * 1,993 = 2,71 \text{ MN}$

$V_M$  : L'effort tranchant le plus défavorable :  $V_M = T_{\max} (G+D240) = 0,61 \text{ MN}$

$V_m$  : L'effort tranchant sous poids propre :  $V_m = T_{\min} (G) = 0,33 \text{ MN}$

$\bar{V}$  : Effort tranchant limite supportée par la section d'about :

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

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre et l'hourdis = 1,5 m

$b_n$  : largeur nette =  $b_0 - m K \phi = 0,4 \text{ m}$

$$\left[ \begin{array}{l} m = 1 : \text{nombre de gaines par lit ;} \\ K = 0,5 \text{ pour des gaines injectées au coulis de ciment ;} \\ b_0 = 0,44 \text{ m ;} \\ \phi = 0,08 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau} : \text{Contrainte tangentielle limitée en état limite de service. } \bar{\tau} = \left[ 0,4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_x : \text{Contrainte normale au niveau de la fibre neutre : } \sigma_x = \frac{P}{B_{n(p+d)}}$$

$$\text{Avec } B_n = B_{(p+d)} - n \frac{\pi \phi^2}{4} \quad \text{et } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$B_{(p+d)} = 0,9384 \text{ m}^2 \quad \text{et } B_n = 0,928 \text{ m}^2 \quad (n=2) \Rightarrow \sigma_x = 2,728 \text{ MPa}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

$$\Rightarrow \bar{\tau} = 2,367 \text{ MPa}$$

Ce qui nous donne :  $\bar{V} = 1,250 \text{ MN}$

$$\sin^{-1}(-0,1848) \leq \alpha \leq \sin^{-1}(0,4566)$$

$$\Rightarrow -13,66^\circ \leq \alpha \leq 27,17^\circ$$

$$\text{D'où} \Rightarrow -10,66^\circ \leq (3,43 ; 6,56) \leq 35,66^\circ$$

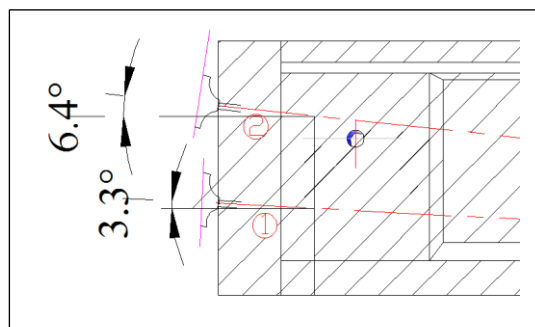


Figure VIII. 5. Les angles de relevage

### VIII.1.4. CARACTERISTIQUES NETTES ET HOMOGENES DES SECTIONS

#### VIII.1.4.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES NETTES

$$B_n = B_{br} - nBg \quad \text{Avec} \quad Bg = \frac{\pi \phi^2}{4} : \begin{cases} n : \text{nombre de trous} \\ \phi : \text{diamètre de la gaine} \end{cases}$$

$$v'_{net} = \frac{v'_{br} B_{br} - Bg \cdot \sum y_i}{B_{net}} \quad \text{et} \quad v_{net} = h - v'_n$$

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

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

PS : Pour le calcul des caractéristiques on va considérer l'origine du repère (x, y) dans l'extrémité (l'about) de la poutre :

Les résultats de la poutre seule et la poutre plus dalle sont représentés respectivement dans le Tableau suivant :

Section		About		Intermédiaire	Médiane		
Nombre de câbles		2	2	2	2	2	2
Anciennes positions		12,5	12	9,375	6,25	3,125	0
Positions		0,0	0,5	L/8=3,125	L/4=6,25	3L/8=9,375	L/2=12,50
Caractéristiques							
B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	P	0,640	0,640	0,527	0,420	0,420	0,420
	P+D	0,928	0,928	0,815	0,708	0,708	0,708
V' <sub>n</sub> (m)	P	0,720	0,720	0,736	0,754	0,756	0,757

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

	P+D	0,931	0,931	0,970	1,017	1,018	1,019
$V_n$ (m)	P	0,580	0,580	0,564	0,546	0,544	0,543
	P+D	0,569	0,569	0,530	0,483	0,482	0,481
$I_n$ (m <sup>4</sup> )	P	0,103	0,103	0,094	0,087	0,086	0,086
	P+D	0,196	0,196	0,177	0,159	0,158	0,172
$\rho_n$	P	38,59	38,61	42,95	50,42	49,90	49,70
	P+D	39,86	39,85	42,27	45,82	45,45	49,47

**Tableau VIII. 9. Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sans et avec hourdis**

### VIII.1.4.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET HOMOGENES

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

Avec :  $K = 5$  : Coefficient d'équivalence.

$n$  : Nombre de trous.

$A_p$  : Section des câbles.

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

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

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

Les caractéristiques géométriques homogènes de la poutre seule ainsi la poutre plus dalle sont données dans le Tableau suivant :

Position Caractéristique		0,0	0,5	L/8=3,125	L/4=6,25	3L/8=9,375	L/2=12,50
$B_h$ (m <sup>2</sup> )	P	0,654	0,654	0,541	0,433	0,433	0,433
	P+D	0,942	0,942	0,829	0,721	0,721	0,721
$V'_h$ (m)	P	0,720	0,720	0,729	0,740	0,739	0,739
	P+D	0,928	0,928	0,962	1,004	1,003	1,003
$V_h$ (m)	P	0,580	0,580	0,571	0,560	0,561	0,561
	P+D	0,572	0,572	0,538	0,496	0,497	0,497
$I_h$ (m <sup>4</sup> )	P	0,104	0,104	0,095	0,090	0,090	0,090
	P+D	0,197	0,198	0,181	0,166	0,167	0,181
$\rho_h$	P	38,09	38,08	42,32	50,06	50,19	50,25
	P+D	39,49	39,50	42,14	46,23	46,33	50,39

**Tableau VIII. 10. Caractéristiques géométriques homogènes de la poutre sans et avec hourdis**

# CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

## VIII.1.5. 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 date 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 classées en deux catégories :

- 1- Les pertes instantanées : Se produisent dans un temps relativement court, Elles sont dues :
  - Au frottement ;
  - Au recul à l'ancrage ;
  - Au raccourcissement instantané du béton.
- 2- Les pertes différées : Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :
  - Au retrait du béton ;
  - Au fluage ;
  - A la relaxation des aciers.

### VIII.1.5.1. LES PERTES INSTANTANÉES

#### • PERTES PAR FROTTEMENT

L'expression de la tension le long du câble et les pertes sont données par les relations suivantes :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - f_{sc} \alpha(x) - \varphi \cdot x]$$

$$(\Delta\sigma_p)_{f_{rou}} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$$

$\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine.  $\sigma_{p0} = P_0/A_p = 1476$  MPa

$f$  : Coefficient de frottement en courbe et vaut  $0,18 \text{ rad}^{-1}$

$\alpha$  : La déviation angulaire du câble à une distance ( $x$ ) de l'origine.  $\alpha(x) = | \alpha(x) - \alpha(0) |$

$\alpha(x)$  : Angle du câble à une distance ( $x$ ) ;  $\alpha(0)$  : Angle du câble à  $x = 0$

$\varphi$  : Coefficient de perte de tension par unité de longueur.  $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

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

Câble	Positions	0,0	0,5	L/8=3,125	L/4=6,25	3L/8=9,375	L/2=12,50
1	$\alpha$ (rad)	0,000	0,002	0,015	0,030	0,045	0,060
	$\sigma_p(x)$	1476,00	1473,89	1462,86	1449,83	1436,91	1424,10
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,00	2,11	13,14	26,17	39,09	51,90
2	$\alpha$ (rad)	0,000	0,005	0,028	0,057	0,086	0,115
	$\sigma_p(x)$	1476,00	1473,32	1459,31	1442,76	1426,38	1410,18
	$\Delta\sigma_p(x)$	0,00	2,68	16,69	33,24	49,62	65,82
Câble moyen	$(\Delta\sigma_p)_f$ (MPa)	0,00	2,40	14,92	29,71	44,35	58,86

**Tableau VIII. 11. Pertes par frottement en différentes sections.**

# CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

## • PERTES DUES AU REcul D'ANCRAGE

Les pertes dues au recul d'ancrage sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \cdot \sigma_0 \cdot \psi \cdot \lambda$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de **THALES** appliqué aux diagrammes des tensions:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma'_{recul} &= \Delta\sigma_{recul} \left(1 - \frac{X_i}{\lambda}\right) \\ &= 2 \cdot \sigma_0 \cdot \psi (\lambda - X_i) \end{aligned}$$

Tel que :

$\Delta\sigma_{rec}$  : Les pertes max

$\Delta\sigma'_{rec}$  : Les pertes en différentes sections

$\sigma_0$  : tension sous vérin.

$\psi$  : La courbe totale.  $\psi = f \cdot \frac{\alpha}{L} + \Phi$

L : Longueur de câble (calculée par AUTOCAD).

$\lambda$  : la longueur d'influence.  $\lambda = \sqrt{\frac{gxEp}{\sigma_0 \alpha \psi}}$

$E_p$  : module d'élasticité d'acier.  $E_p = 1,9 \cdot 10^5$  MPa

$g$  : Le glissement d'ancrage.  $g = 6$  mm

Les valeurs de  $\lambda$  sont représentées dans le tableau suivant :

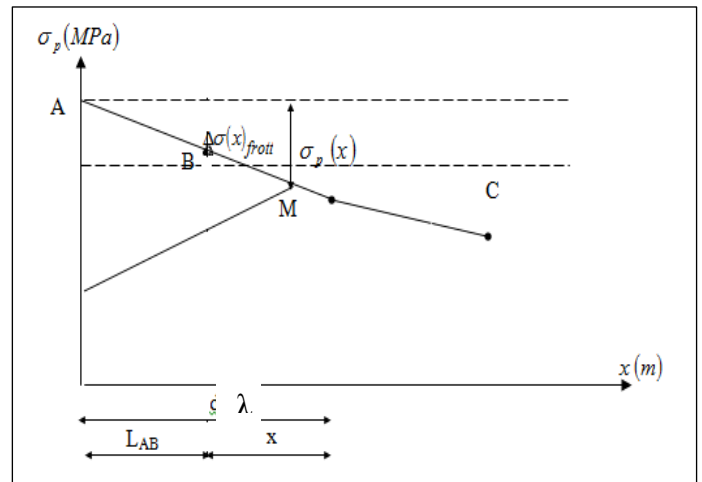
N° câbles	$\alpha$ (rad)	L (m)	$f(a/L) + \Phi$	$\lambda$ (m)
1	0,0599	25,0144	0,0024	18,057
2	0,1145	25,0548	0,0028	16,758

**Tableau VIII. 12. Calcul de la valeur de  $\lambda$  (m).**

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

Câble	Positions	0,000	0,500	3,125	6,250	9,375	12,500
1	$\Delta\sigma'_{recul}(x)$	127,93	124,39	105,79	83,65	61,51	39,37
2	$\Delta\sigma'_{recul}(x)$	138,51	134,38	112,68	86,85	61,02	35,19
Câble moyen	$\Delta\sigma'_{recul}(x)$	133,22	129,38	109,24	85,25	61,27	37,28

**Tableau VIII. 13. Pertes par recul d'ancrage.**



**Figure VIII. 6. Schéma descriptif sur les pertes par recul d'ancrage**

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

### • PERTES DUES AU RACCOURCISSEMENT INSTANTANE DU BETON

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 simultanée des mises en tension.

Les pertes dues au raccourcissement du béton sont calculées par la formule suivante :

$$(\Delta \sigma)_{\text{rac}} = K_j \cdot \frac{E_p}{E_{b_{ij}}} \cdot \Delta \sigma_{c_j}$$

Avec :

$\Delta \sigma_{c_j}$  : Contrainte de compression sous l'action des charges à la mise en tension au niveau du câble moyen ;

K : Coefficient multiplicateur définie par le BPEL ;

$E_p$  : Module de Young instantané des aciers de précontrainte  $E_p = 190000$  MPa ;

$E_{ij}$  : Module de Young longitudinale instantanée du béton au jour j.

#### ➤ Effet des câbles sur eux-mêmes :

$$\Delta \sigma_{c_j} = \frac{M_g(x)}{I_n} \cdot e_{p1} + n A_p \left[ \sigma_{p0} - ((\Delta \sigma_p)_f + (\Delta \sigma_p)_{\text{rec}}) \right] \left[ \frac{e_{p1}^2}{I_n} + \frac{1}{B_n} \right]$$

Tel que :

n : Nombre de câbles tirés. (n=2)

$$M_g(x) = g_p \cdot \left( \frac{L-x}{2} \right) x \quad (g_p = 1,226 \text{ t/ml})$$

$$J = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \quad \rightarrow \quad E_{b_{i28}} = 35981,729 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad K_j = 1/2$$

$$e_{p1} = -v'n + y_1$$

$$A_p = 1350 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

**Remarque :** La section à considérer dans ce cas est la section de la **poutre seule**.

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Positions	0,0	0,50	3,125	6,250	9,375	12,500
$M_g p (x)$	0,000	0,072	0,400	0,680	0,840	0,881
$V'n (m)$	0,720	0,720	0,736	0,754	0,756	0,757
$e p l (m)$	0,002	-0,041	-0,253	-0,442	-0,547	-0,582
$I_n (m^4)$	0,103	0,103	0,094	0,087	0,086	0,086
$B_n (m^2)$	0,640	0,640	0,527	0,420	0,420	0,420
$(\Delta \sigma)_{\text{rac}} \quad 1/1$	15,342	15,443	22,589	36,699	44,296	47,753

**Tableau VIII. 14. Effet des câbles sur eux-mêmes**

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

➤ Effet de la dalle sur les câbles :

$$(\Delta\sigma)_{cj} = \frac{M_g}{I_n} \cdot ep_1$$

$$M_g = g \left( \frac{l-x}{2} \right) \cdot x \rightarrow g = g_{dalle} = 0,695 \text{ t/ml}$$

$$e_{p_1} = -V'(PS) + y_1$$

$$K = 1$$

**Remarque :** La section à considérer dans ce cas est la section de la **poutre seule**

Positions	0,0	0,50	3,125	6,250	9,375	12,500
$Mg(x)$	0	0,041	0,227	0,386	0,476	0,500
$V'n(m)$	0,720	0,720	0,736	0,754	0,756	0,757
$epl(m)$	0,002	-0,041	-0,253	-0,442	-0,547	-0,582
$In(m^4)$	0,103	0,103	0,094	0,087	0,086	0,086
$(\Delta\sigma)_{rac}$ (MPa) D/1	0,000	-0,089	-3,310	-10,598	-16,413	-18,385

**Tableau VIII. 15. Effet de la dalle sur les câbles**

➤ Effet des compléments sur les deux câbles :

$$\Delta\sigma_{cj} = \frac{M_c}{I_n} \times e_{p_1}$$

$$M_c = g_c \cdot \left( \frac{l-x}{2} \right) x, \quad g_c = 0,477 \text{ t/ml}, \quad E_{b_{ij}} = Eb_{i28}, \quad K = 1.$$

Positions	0,0	0,50	3,125	6,250	9,375	12,500
$M_c(x)$	0,000	0,028	0,155	0,264	0,327	0,343
$V'n(m)$	0,931	0,931	0,970	1,017	1,018	1,019
$epl(m)$	-0,209	-0,252	-0,488	-0,705	-0,809	-0,844
$In(m^4)$	0,196	0,196	0,177	0,159	0,158	0,172
$(\Delta\sigma)_{rac}$ [MPa] C/1	0,000	-0,195	-2,321	-6,338	-9,083	-9,126

**Tableau VIII. 16. Effet des compléments sur les deux câbles.**

Résumé des pertes par non simultanéité de la mise en tension sont inscrits dans le tableau suivant :

Positions	0,0	0,50	3,125	6,250	9,375	12,500
$(\Delta\sigma)_{rac}$ [MPa]	15,342	15,159	16,957	19,763	18,801	20,242

**Tableau VIII. 17. Pertes par non simultanéité de la mise en tension.**

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

Le tableau suivant résume les pertes instantanées globales sachant que ces pertes sont la somme algébrique des trois types de pertes instantanées calculés précédemment :

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

Positions	0,0	0,50	3,125	6,250	9,375	12,500
	0L	0L+0,5	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Delta\sigma_{inst}$ [Mpa]	148,565	146,940	141,114	134,721	124,422	116,383

**Tableau VIII. 18. Les pertes instantanées globales**

### VIII.1.5.2. PERTES DIFFEREES

#### • PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON

Les pertes dues au retrait du béton sont calculées par la formule suivante :

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(j)] E_p \quad [\text{Mpa}]$$

Avec :

$\varepsilon_r$  : Le retrait total du béton  $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$  (Nord d'Algérie).

$r(j)$  : Fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps

$$r(j) = \frac{j}{j + 9r_m}$$

$j$  : Age du béton à la date de la mise en tension

$r_m$  : Le rayon moyen en (cm)

$$r_m = \frac{\text{Aire de la section nette}}{\text{Périmètre de cette section}}$$

Les résultats du calcul des pertes par retrait du béton sont donnés dans le tableau ci-dessous :

SECTION		About		Intermédiaire	Médiane		
Positions		0L	0L+0,5	L/8	L/4	3L/8	L/2
		0,0	0,5	3,125	6,250	9,375	12,500
Périmètre	P	4,4927	4,4927	4,6127	4,7114	4,7114	4,7114
	P+D	5,7727	5,7727	5,8927	5,9914	5,9914	5,9914
$r_m$ (cm)		14,2530	14,2530	11,4304	8,9091	8,9091	8,9091
$r(j)$ au 7ème jr		0,0517	0,0517	0,0637	0,0803	0,0803	0,0803
$(\Delta\sigma_p)_r$ [Mpa]		55,473	55,473	54,773	53,803	53,803	53,803

**Tableau VIII. 19. Perte dues au retrait du béton**

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

### • PERTES PAR RELAXATION DES ARMATURES

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

La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$(\Delta\sigma_p)_\rho = 0,06 \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma_{p_i}(x)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mu = \sigma_{p_i}(x) / f_{prg} = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) / f_{prg} \\ \mu_0 = 0,43 \\ \rho_{1000} = 2,5\% \\ f_{prg} = 1860 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

SECTION	About		Intermédiaire	Médiane		
Positions	0L	0L+0,5	L/8	L/4	3L/8	L/2
	0,0	0,5	3,125	6,250	9,375	12,500
$\sigma_{p_i}(x)$	1327,83	1329,45	1335,32	1341,79	1352,06	1360,14
$\mu$	0,71	0,71	0,72	0,72	0,73	0,73
$(\Delta\sigma_p)_\rho$ [MPa]	56,48	56,73	57,60	58,57	60,14	61,38

**Tableau VIII. 20. Pertes par relaxation des armatures**

### • PERTES PAR FLUAGE :

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

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

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

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

j : Age du béton à la date de la mise en tension (28<sup>ème</sup> jour) :

$$\begin{cases} \sigma_M = \frac{M_g^p}{I_n} \cdot e_{n_1} + n A_p (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst})_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \\ \sigma_b = \frac{M_g^T}{I_n} \cdot e_{n_1} + n A_p (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T)_1 \left[ \frac{1}{B_n} + \frac{e_{n_1}^2}{I_n} \right] \end{cases}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

SECTION		About		Intermédiaire	Médiane		
Positions		0L	0L+0,5	L/8	L/4	3L/8	L/2
		0,0	0,5	3,125	6,250	9,375	12,500
M	P	0,0000	0,0720	0,3999	0,6800	0,8405	0,8812
	P+D	0,0000	0,1408	0,7820	1,3298	1,6435	1,7231
$\sigma_M$		5,599	5,636	8,221	13,303	16,057	17,286
$\sigma_b$		3,540	3,543	4,134	5,080	5,382	5,555
$(\Delta\sigma_p)_{fluage}$ [Mpa]		49,49	49,71	66,90	99,52	116,06	123,64

**Tableau VIII. 21. Perte par fluage du béton**

Le tableau suivant résume les pertes différées, sachant que la perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.[3]

Celle-ci vaut :

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

SECTION		About		Intermédiaire	Médiane		
Positions		0L	0L+0,5	L/8	L/4	3L/8	L/2
		0,0	0,5	3,125	6,250	9,375	12,500
$\Delta\sigma_{diff}$ [Mpa]		152,035	152,457	169,674	202,134	219,983	228,599

**Tableau VIII. 22. Récapitulatif des pertes différées**

### VIII.1.5.3. RECAPITULATIF DES PERTES TOTALES

SECTION		About		Intermédiaire	Médiane		
Positions		0L	0L+0,5	L/8	L/4	3L/8	L/2
		0,0	0,5	3,125	6,250	9,375	12,500
$\Delta\sigma_{TOTALES}$ [Mpa]		300,60	299,40	310,79	336,86	344,40	344,98
$\%.\Delta\sigma_{TOT}$		20,37	20,28	21,06	22,82	23,33	23,37

**Tableau VIII. 23. Récapitulatif des pertes totales**

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

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

### VIII.1.6. VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est-à-dire vérifié le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicitée (à mi-travée).

$$\begin{aligned} \text{Selon le BPEL :} \quad P1(x, t) &= 1.02 P_0 - 0.80 \Delta P(x, t) \\ P2(x, t) &= 0.98 P_0 - 1.20 \Delta P(x, t) \end{aligned}$$

#### VIII.1.6.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes que celles subies par l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contraintes en 5<sup>e</sup> phase durant lequel se fait la réalisation de l'ouvrage. On vérifie que la contrainte normale  $\sigma(y)$  est comprise entre les contraintes limites  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{bt}$

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma(y) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec :} \quad \sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

- **Phase 1** : Au 7<sup>ème</sup> jour

La poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50% de  $P_0$  et consomment 50% des pertes instantanées.

$$\Delta \sigma_{inst} = (\Delta \sigma)_f + (\Delta \sigma)_g + (\Delta \sigma)_{rac_{1/1}}$$

Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

$$\sigma_1(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_0 + M^P}{I_n} \cdot y$$

- **Phase 2** : Au 28<sup>ème</sup> jour

Les câbles sont tirés à 100% de  $P_0$ , ils consomment 100% des pertes instantanées.

Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes

$$\sigma_2(y) = \sigma_1(y) + \Delta \sigma_2(y)$$

$$\Delta \sigma_2(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1}{I_n} \cdot y$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

- **Phase 3** : Au 35ème jour

On coule la dalle, les câbles vont consommer en plus des pertes instantanées  $r(j)\%$  des pertes différées.

$j$  : étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100% et cette phase.

$$\Delta\sigma_d = r(35 - 28)\% \Delta\sigma_d^T$$

Section résistante : poutre seule et caractéristiques nettes.

$$\sigma_3(y) = \sigma_2(y) + \Delta\sigma_3(y)$$

$$\Delta\sigma_3(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1 + M^d}{I_n} \cdot y$$

- **Phase 4** : Au 63ème jour

Mise en place des éléments du tablier au 63<sup>ème</sup> jour après durcissement de la dalle. Les câbles consomment  $r(63 - 35)\%$  des pertes différées, dans cette phase on prend en compte l'effet de des compléments sur les câbles  $\Delta\sigma_{rac}(c/l)$ .

Section résistante : poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$\sigma_4(y) = \sigma_3(y) + \Delta\sigma_4(y)$$

$$\Delta\sigma_4(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1 + M_c}{I_n} \cdot y$$

- **Phase 5** :

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes la surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable (G+D<sub>240</sub>).

**A vide** : Section résistante : poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$\sigma_5(y) = \sigma_4(y) + \Delta\sigma_5(y)$$

$$\Delta\sigma_5(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1}{I_n} y$$

**En charge** : Section résistante Poutre + dalle et caractéristiques homogènes.

$$\sigma_6(y)_{en\ charge} = \sigma_6(y)_{à\ vide} + \sigma_M(y)_{D240}$$

$$\sigma_M(y) = \frac{M_{D240}}{I_n}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

Le tableau suivant montre tous les paramètres de calcul et les résultats :

Désignation	Etape 01 7 Jours	Etape 02 28 Jours	Etape 03 35 Jours	Etape 04 63 Jours	Etape 05	
					à vide	En charge (caractéristiques homogènes)
M	0,800	0,800	0,490	0,540	/	1,67
Vn	0,543	0,543	0,543	0,481	0,481	0,50
Vn <sup>2</sup>	0,757	0,757	0,757	1,019	1,019	1,00
Vn- e <sub>d</sub>	/	/	/	0,281	0,281	0,30
e <sub>0</sub>	-0,6572	-0,6572	-0,6572	-0,844	-0,844	-0,844
Bn	0,420	0,420	0,420	0,708	0,708	0,721
In	0,086	0,086	0,086	0,172	0,172	0,181
r(j)	/	/	0,0803	0,2085	1	1
K	0,5	0,5	1	1	1	1
Δσ <sub>i</sub>	143,895	143,895	-18,3850	-9,1264	116,383	/
Δσ <sub>d</sub>	/	/	228,5992	228,599	228,599	/
Δσ <sub>p</sub>	143,895	143,895	-0,0304	38,5289	344,98	/
P1	1,877	1,877	0,0001	-0,083	-0,100	/
Δσ (v)	/	0,642	3,102	/	/	/
Δσ (v- e <sub>d</sub> )	/	/	/	-0,003	-0,003	2,3
Δσ (v')	/	8,302	-4,327	-3,739	-0,641	-9,246
σ (v)	1,726	2,368	5,470	/	/	/
σ (v- e <sub>d</sub> )	/	/	/	5,467	5,464	7,727
σ (v')	8,302	16,604	12,277	8,538	7,897	-1,349
$\overline{\sigma}_{bt}$	-2,986	-4,05	-4,05	-4,05	-4,05	-4,05
$\overline{\sigma}_{bc}$	13,907	21	21	21	21	21
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau VIII. 24. Vérification des contrainte normale à l'ELS**

Toutes les contraintes normales sont vérifiées

Remarque : P2 ne vérifie pas ces contraintes

**NB** : le détail de vérification est cité dans l'annexe

### VIII.1.6.2. VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLE

Notre objectif dans cette étape, 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, de ce fait on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \tau_1^{-2}$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[ 0,6 f_{cj} - \sigma_x \right] \times \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] = \tau_2^{-2}$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle.

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

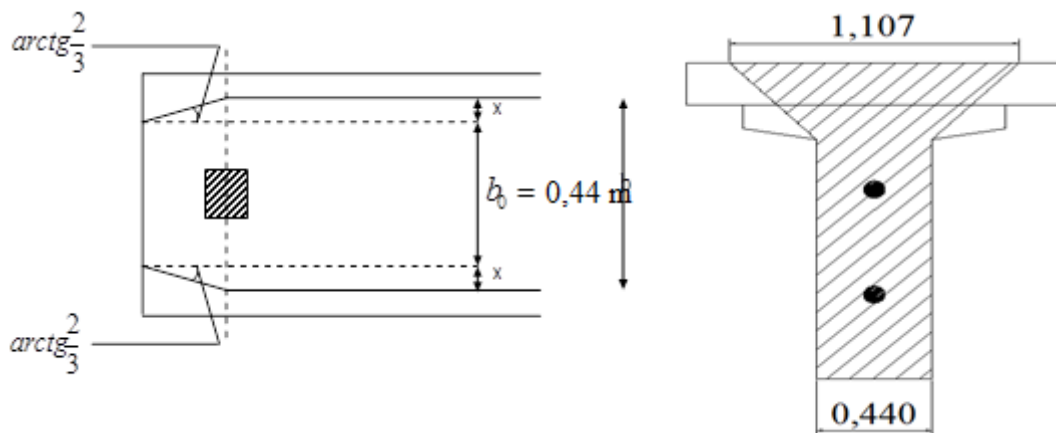
$\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Remarque :

$$\text{Si : } \begin{cases} \sigma_x \leq 0,4f_{cj} \Rightarrow \bar{\tau} = \bar{\tau}_1 \\ \tau^2 \leq 0,4f_{ij} \left( f_{ij} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2 \end{cases}$$

### • LA CONTRAINTE NORMALE « $\sigma_x$ »

$\sigma_x$  Est déterminée au niveau du centre de gravité de la section d'about.



**Figure VIII. 7. Largeur de la table de compression participante dans la contrainte normale.**

$$b = b_0 + 2x = 0,44 + 2 \times 0,5 \times \text{tg} \left( \text{arctg} \frac{2}{3} \right) = 1,107 \text{ m}$$

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

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B_n} \quad \text{Avec} \quad P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

### • DETERMINATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES $\tau$

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$$\text{Avec} \quad V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

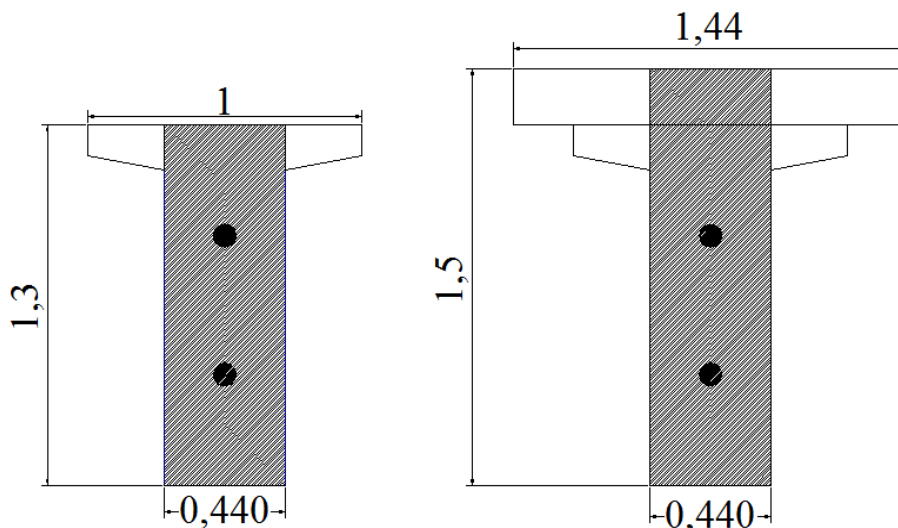
$V_{red}$  : Effort tranchant réduit.

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

- $B_n(\tau_{sc}) = b_0 \times h - n \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right)$  ;
- $V'_n(\tau) = \left[ (b_0 \times h) \frac{h}{2} - \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right) \times (y_1 + y_2 + y_3) \right] / \left[ (b_0 \times h) - n \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right) \right]$  ;
- $V_n(\tau) = h - V'_n(\tau_{sc})$  ;

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

- $S(y)_n(\tau) = V_n \times b_0 \left[ \frac{V_n^2 \cdot b_0}{2} - \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right) (y_3 - V'_n) \right] / \left[ (V_n \times b_0) - \left( \frac{\phi^2 \pi}{4} \right) \right]$ ;
- $I_n(\tau) = \frac{b_0 \times h^3}{12} - \frac{\phi^2 \pi}{64}$ ;
- Poutre seule :  $B_n(\sigma_x) = B_n$  ;
- Poutre + Dalle :  $B_n(\sigma_x) = B_n(\sigma_x)(PS) + (b * h_D)$ .
- $b_n$  : largeur nette de la section  $b_n = b_0 - mK\phi$



**Figure VIII. 8. Sections participantes lors de calcul des contraintes tangentielles**

On résume toutes les caractéristiques de la section d'about dans le tableau suivant :

Caractéristiques nettes		$B_n(m^2)$	$v'_n(m)$	$v_n(m)$	$S(y)(m^3)$	$I_n(m^4)$
$\tau$	Poutre seule	0,562	0,649	0,651	0,0934	0,0799
	Poutre + Dalle	0,650	0,751	0,749	0,1245	0,1231
$\sigma_x$	Poutre seule	0,640	/	/	/	/
	Poutre + Dalle	0,862	/	/	/	/
Caractéristiques homogènes		$B_h(m^2)$	$v'_h(m)$	$v_h(m)$	$S(y)(m^3)$	$I_h(m^4)$
$\tau$	Poutre seule	0,5754	0,6502	0,6498	0,0932	0,0807
	Poutre + Dalle	0,6634	0,7496	0,7504	0,1250	0,1239
$\sigma_x$	Poutre seule	0,9418	/	/	/	/
	Poutre + Dalle	1,1632	/	/	/	/

**Tableau VIII. 25. Caractéristiques géométriques pour le calcul des contraintes tangentielles.**

Les résultats des différentes phases sont regroupés dans le tableau **si dessous**

Avec :

$$P_1 = (1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_{inst}) \times A_p \times K$$

Phase 1: 
$$\Delta V_{ser} = \frac{g_{poutres}}{n_{poutre}} \times \frac{L}{2} \times 10^{-2}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

Phase 3:  $\Delta V_{ser} = \frac{g_{dalle}}{n_{poutre}} \times \frac{L}{2} \times 10^{-2}$

Phase4:  $\Delta V_{ser} = \frac{g_{ccp}}{n_{poutre}} \times \frac{L}{2} \times 10^{-2}$

Phase 5:  $\Delta V_{ser} = T240 \times 10^{-2} \implies \left\{ \begin{array}{l} \text{A vide : caractéristiques nettes} \\ \text{En charge : caractéristiques homogènes.} \end{array} \right.$

Désignation	Etape 01 7 Jours	Etape 02 28 Jours	Etape 03 35 Jours	Etape 04 63 Jours	Etape 05	
					à vide	En charge (caractéristiques homogènes)
$\Delta V_{ser} (MN)$	0,152	0	0,087	0,060	0	0,349
r (j)	/	/	0,052	0,162	/	/
P1 (MN)	0,937	0,937	-0,009	-0,027	-0,035	0,000
P2 (MN)	0,857	0,857	-0,013	-0,040	-0,053	0,000
$\Delta P_i (MN)$	0,937	0,937	0,013	0,040	0,053	0,000
$V_{red} 1 (MN)$	-0,005	-0,157	0,088	0,064	0,006	0,349
$V_{red} 2 (MN)$	0,008	-0,143	0,089	0,066	0,009	0,349
$\Delta V_{red} (MN)$	0,008	0,157	0,089	0,066	0,009	0,349
$\Delta \tau (MPa)$	/	0,509	0,289	0,213	0,028	1,121
$\tau (MPa)$	-0,017	0,492	0,781	0,994	1,022	2,143
$\Delta \sigma_x (MPa)$	/	2,915	0,030	0,093	0,122	0,000
$\sigma_x (MPa)$	2,915	5,830	5,859	5,952	6,074	6,074
$\tau^2 (MPa)^2$	0,000	0,242	0,610	0,988	1,045	4,593
$\tau_1^{-2} (MPa)^2$	3,133	7,113	7,135	7,201	7,289	7,289
$\tau^2 < \tau_1^{-2}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau VIII. 26. Vérification des contraintes tangentielles.**

Les contraintes tangentielles sont largement vérifiées en toute phase de construction et de service.

### VIII.1.7. FERRAILLAGE LONGITUDINAL PASSIF

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

#### ✓ ARMATURES DE PEAU

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne

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

$$B_h (\text{poutre}) = 4332 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,1\% B = 4,3332 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{6 HA10} (4,71 \text{ cm}^2)$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

### ✓ ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ZONES TENDUES

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

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

Avec :

$B_t$  : Aire du béton tendu.

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

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

$f_e$  : La limite élastique des armatures utilisées  $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a :  $\frac{-1,349}{h_t} = \frac{7,727}{1,3 - h_t} \Rightarrow h_t = 0,194 \text{ m}$

D'où  $B_t = 0,084 \text{ m}^2$

$$N_{bt} = \frac{1}{2} \sigma_{bt} \cdot B_t = 0,0567 \text{ MN}$$

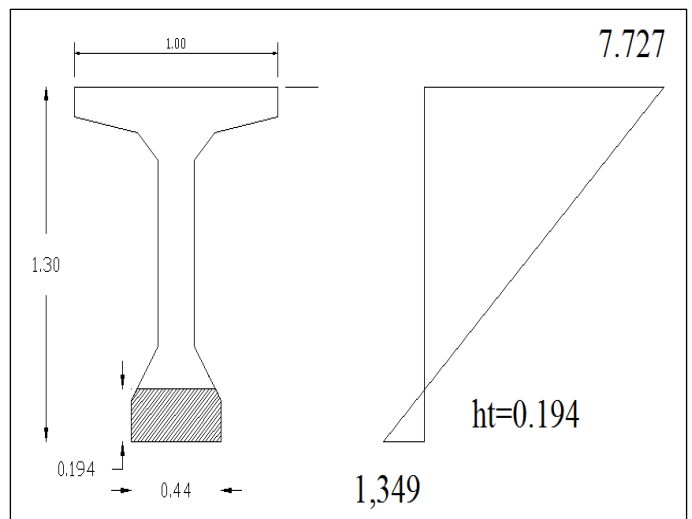
$$f_{ij} = f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s = 3,68 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA12** soit  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$



### VIII.1.8. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU

#### VIII.1.8.1. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

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

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple  $(N_u, M_u)$  se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant  $(\overline{N_u}, \overline{M_u})$

#### ➤ HYPOTHESE DE CALCUL

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

# CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

## ➤ PRINCIPE ET ETAPES DE CALCUL

Le calcul justificatif consiste à s'assurer que le couple  $(N_u, M_u)$  se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction effort normal/moment fléchissant  $(\overline{N}_u, \overline{M}_u)$

- Choisir un diagramme de déformation passant par l'un des 3 pivots.
- Déterminer  $y$  pour le calcul de  $\Delta\varepsilon_p''$ ,  $\Delta\sigma_p$ ,  $N_{bc}$ .
- Faire une comparaison entre  $N_u$  et  $\overline{N}_u$  qui va nous permettre de faire une modification sur le diagramme de déformation choisi.
- Vérifier que :  $M_u \leq \overline{M}_u$

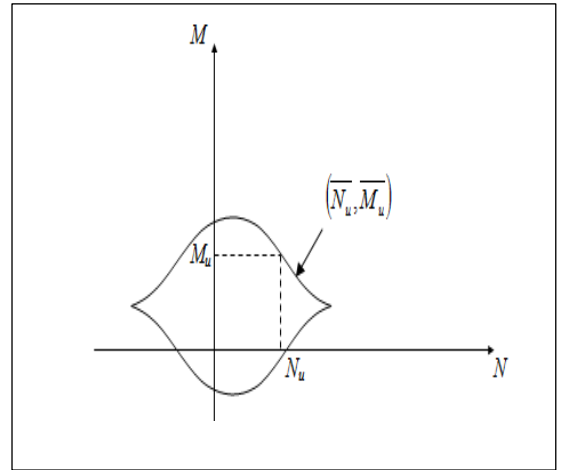


Figure VIII. 9. Courbe d'interaction

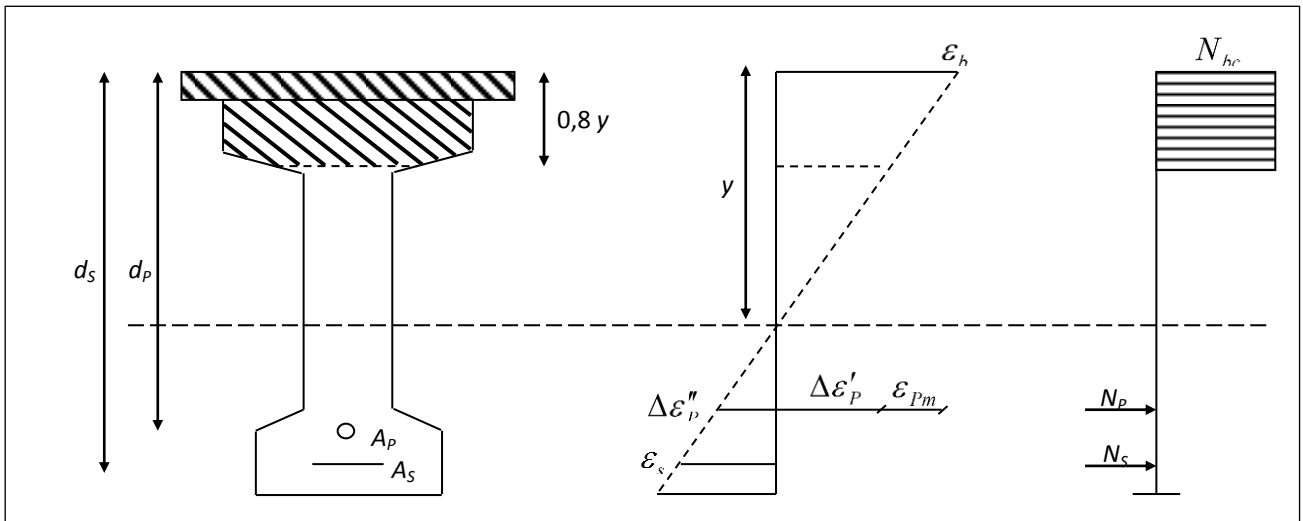


Figure VIII. 10; Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.

$$A_p = 1350 \times 10^{-6} m^2$$

$$d_s = 1,5 - 0,05 = 1,45 m$$

$$d_p = 1,5 - 0,15 = 1,35 m$$

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

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

$\varepsilon_p$  : Déformation du béton.

$\varepsilon_{pm}$  : Allongement préalable.

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

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

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

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

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

### ➤ APPLICATION

$$N_u = P_m \text{ Avec } P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_T) \cdot n \cdot A_p = 3,054 \text{ MN}$$

Et  $M_u = 1.35 (M_G + M_{D240})$  : Moment longitudinal (calculé par ROBOT 2014)

$$D'où \begin{cases} N_u = 3,054 \text{ MN} \\ M_u = 4,33 \text{ MN.m} \end{cases}$$

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

- **1<sup>ère</sup> itération** : On suppose que le diagramme de déformation passe par des pivots A et B.

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

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

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{(\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s)} \cdot d_s \Rightarrow y = 0,376 \text{ m}$$

$$0,8y = 0,301 \text{ m} \quad ; \quad B(y) = 0,389 \text{ m}^2$$

$$N_{bc} = B(y) \cdot \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 7,710 \text{ MN}$$

- $\varepsilon_{p_m} = \frac{P_m}{n \cdot A_p \cdot E_p} = 5,800 \text{ ‰}$ .

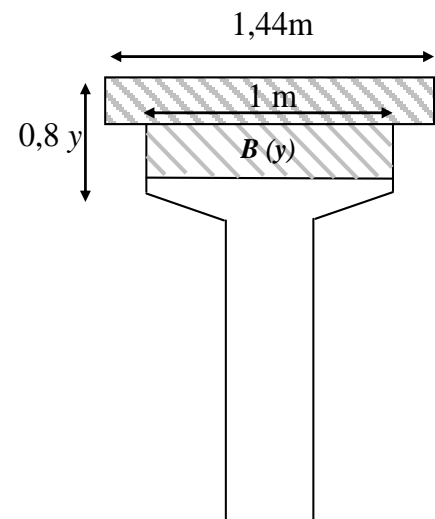
- $\Delta\varepsilon'_p = 5 \cdot \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$  avec  $\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m \cdot e_0 + M_{\min}}{I_n} e_0$

$$\sigma_{bpm} = 4,206 \text{ MPa}$$

$$\Delta\varepsilon'_p = 0,108 \text{ ‰}$$

- $\Delta\varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \cdot \frac{d_p - y}{y} = 9,069 \text{ ‰}$

$$\Rightarrow \sum \varepsilon = \varepsilon_{p_m} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p = 14,977 \text{ ‰}$$



## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

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

- $\Delta\sigma_p = \sigma_{p\alpha1}(\varepsilon_{p_m} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p) - \sigma_{p\alpha2}(\varepsilon_{p_m})$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p\alpha1}(14.977) - \sigma_{p\alpha2}(5.800)$$

Calculons d'abord  $\sigma_{p\alpha1}$  et  $\sigma_{p\alpha2}$

$$14.977 = \frac{\Delta\sigma_{\alpha1}}{1,9 \times 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\sigma}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha1} = 2946.061 \text{ MPa}$$

$$5.800 = \frac{\Delta\sigma_{\alpha2}}{1,9 \times 10^5} + 100 \left( \frac{\sigma_{p\sigma2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \sigma_{p\alpha2} = 2725.921 \text{ MPa}$$

Les solutions sont trouvées avec Encarta maths

$$\text{nsolve} \left( \frac{x}{1.9 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{x}{1860} - 0.9 \right)^5 = 14.977, \{x\} \right)$$

$$x \approx 2946.06100396431$$

$$\text{nsolve} \left( \frac{x}{1.9 \cdot 10^5} + 100 \left( \frac{x}{1860} - 0.9 \right)^5 = 5.8, \{x\} \right)$$

$$x \approx 2725.92171749175$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{p\alpha1} - \sigma_{p\alpha2} = 220,14 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$\overline{N}_u = B(y) \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \Delta\sigma_p = 7,505 \text{ MN}$$

$$\overline{N}_u = 7,405 \text{ MN} \geq N_u = 3,054 \text{ MN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **2<sup>ème</sup> itération** : Supposons que  $\overline{N}_u = N_u$ , on recherche  $\overline{M}_u$

$$\varepsilon_s < 10 \text{ ‰}, \quad \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$$

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

$$\text{On trouve } B(y) = 0,182 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,8y = 0,094 \text{ m} \Rightarrow y = 0,117 \text{ m}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow \varepsilon_{bc} = 0,877\text{‰}$$

On a  $\varepsilon_{p_m} = 5,800\text{‰}$  et  $\Delta\varepsilon'_p = 0,108\text{‰}$

$$\Delta\varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \frac{d_p - y}{y} = 9,250\text{‰}$$

$$\Sigma\varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p = 5,440 + 0,3519 + 9,4772 = 15,158\text{‰}$$

$$15,158 = \frac{\Delta\sigma_{\alpha 1}}{1,9 \times 10^5} + 100 \left( \frac{\Delta\sigma_{\alpha 1}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \Delta\sigma_{\alpha 1} = 2949,124 \text{ MPa}$$

$$5,800 = \frac{\Delta\sigma_{\alpha 2}}{1,9 \times 10^5} + 100 \left( \frac{\Delta\sigma_{\alpha 2}}{1860} - 0,9 \right)^5 \Rightarrow \Delta\sigma_{\alpha 2} = 2725,921 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 223,203 \text{ MPa.}$$

Ce qui donne pour la valeur de  $\overline{N}_u$  :

$$\overline{N}_u = 3,131 \text{ MN} \geq N_u = 3,054 \text{ MN} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

- Calcul de  $\overline{M}_u$

$$z(y) = d_p - 0,4 y = 1,303 \text{ m}$$

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

$$\overline{M}_u = 4,952 \text{ MN.m}$$

$$\overline{M}_u = 4,952 \text{ MPa} > M_u = 4,33 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

### ➤ CONCLUSION

Le couple ( $M_u$ ,  $N_u$ ) se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction, donc les contraintes normales à l'ELU sont vérifiées.

### VIII.1.8.2. 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 :

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

#### VIII.1.8.2.1. ARMATURES TRANSVERSALES DE PEAU

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

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.

### VIII.1.8.2.2. MINIMUM D'ARMATURES TRANSVERSALES

D'après le BPEL, un minimum d'armatures d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre. Il est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1,15} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

On fixe :  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$  (1 cadre de HA12)

$$\text{On devra avoir : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times 1,15 b_n} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 1,15 \times 0,4} = 0,4913 \text{ m}$$

$$b_n = b_0 - nK\phi = 0,44 - 1 \times 0,5 \times 0,08 = 0,4 \text{ m}$$

$$S_t \leq 0,4913 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad S_t = 40 \text{ cm}$$

Avec :  $S_t = 0,4 \text{ m} \leq \min(0,8h ; 3b_0 ; 1 \text{ m}) = 1 \text{ m}$

### VIII.1.8.2.3. 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 de treilles constituées par les bielles de béton et ces armatures.

#### ✓ LA NON RUPTURE DES ARMATURES TRANSVERSALES

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{u \text{ red}} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1,15} \cot g \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

$\beta_u$  : Angle d'inclinaison des bielles de béton.

$$\operatorname{tg} 2 \beta_u = \frac{2 \cdot \tau_{n \text{ red}}}{\sigma_{xu}} \quad \text{Avec : } \sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_h}, \quad \tau_{u \text{ red}} = \frac{V_{u \text{ red}} \cdot S}{I_h b_n}$$

$$P_m = (\sigma_{p_0} - \Delta \sigma_T) A_p = (1476 - 299,40) \times 1350 \times 10^{-6} = 1,588 \text{ MN}$$

$$\sigma_{xu} = \frac{1,588 (\cos 3,298 + \cos 6,303)}{1,163} = 2,721 \text{ MPa}$$

$$V_{u \text{ red}} = V_{u \text{ max}} - \sum P_i \sin \alpha_i = 1,35 (G + D_{240}) - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$V_{u \text{ red}} = 0,83 - 1,588 (\sin 3,298 + \sin 6,303) = 0,564 \text{ MN}$$

Calcul de  $\tau_{u \text{ red}}$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

$$\tau_{u\ red} = \frac{V_{u\ red} \cdot S(y)}{I_h b_n} = \frac{0,564 \times 0,125}{0,1239 \times 0,4} = 1,422\ MPa$$

Calcul de  $\overline{\tau}_u$

$$\operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_{u\ red}}{\sigma_{xu}} = \frac{2 \times 1,422}{2,721} = 1,046 \Rightarrow \beta_u = 23,14^\circ$$

On prend :  $\beta_u = 30^\circ$

$$\overline{\tau}_u = \frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot b_n \cdot 1,15} \cot g \beta_u + \frac{f_{tj}}{3} = \frac{2,26 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,4 \times 1,15} \cdot \cot g 30 + \frac{2,7}{3} = 2,673\ MPa$$

D'où :

$$\tau_{u\ red} = 1,422\ MPa < \overline{\tau}_u = 2,673\ MPa \quad \text{Vérfiée}$$

### ✓ JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON

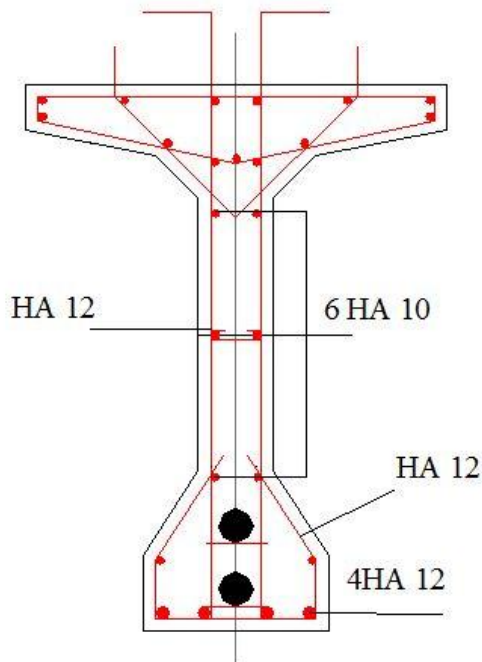
Il suffit de vérifier que :

$$\tau_{u\ red} \leq \frac{f_{cj}}{6} \Leftrightarrow \tau_{u\ red} = 1,422 \leq \frac{40}{6} = 5,833\ MPa \quad \text{Vérfiée}$$

### VIII.1.9. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE

La poutre est équipée des armatures longitudinale et transversale déjà calculé précédemment et d'autre armatures de construction pour permettre la mise en œuvre des câbles. D'autres armatures d'attentes sont aussi présentes pour permettre la mise en place de la poutre et assuré la jonction avec la dalle.

La figure suivante illustre un plan de ferrailage type pour une poutre :



**Figure VIII. 11. Ferrailage d'une poutre précontrainte**

## VIII.2. CALCUL DES DEFORMATIONS

### VIII.2.1. INTRODUCTION

La mise en précontrainte ainsi que la présence des charges permanentes et des surcharges d'exploitations engendrent des déformations dans la poutre sous forme de flèches, de rotations d'appui et de déplacements. D'autres effets tels que le fluage, le retrait et la température provoquent des déformations horizontales.

Ces déformations seront calculées à partir des formules usuelles de la RDM.

### VIII.2.2. CALCUL DES FLECHES

#### VIII.2.2.1. CALCUL DE LA FLECHE DUE AU POIDS PROPRE

Cette flèche prend sa valeur maximale à mi travée, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_g(x) = \frac{gL^4}{24 \cdot E_v I_{eq}} \left[ \frac{x}{L} - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 + \left(\frac{x}{L}\right)^4 \right]$$

En  $x = L/2$  :

$$F_g\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{5 \cdot gL^4}{384 \cdot E_v I_{eq}}$$

$$g = \frac{19,179 \times 10^{-2}}{8} = 2,397 \times 10^{-2} \text{ MN/ml (poids propre du tablier porté par une poutre)}$$

L : La portée 24m.

$E_v$  : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$\left. \begin{aligned} E_v &= \frac{E_{inst}}{3} = \frac{11000}{3} \cdot 3\sqrt{f_{c28}} = 11993,910 \text{ MPa} \end{aligned} \right\}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

$$E_{inst} = 11000 * 3\sqrt{f_{c28}} = 35981,729 \text{ MPa}$$

$I_{eq}$  : Moment d'inertie de la section équivalente « poutre + hourdis », tel que :  $I_{eq} = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i}$

$$\begin{aligned} I_1 &= 0,1971 \text{ m}^4 & L_1 &= 1,135 \text{ m} \\ I_2 &= 0,1798 \text{ m}^4 & L_2 &= 4,105 \text{ m} & \Rightarrow I_{eq} &= 0,1725 \text{ m}^4 \\ I_3 &= 0,1645 \text{ m}^4 & L_3 &= 7,260 \text{ m} \end{aligned}$$

D'où : Fg= 5,006 cm

### VIII.2.2.2. CALCUL DE LA FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE

Pour le calcul de cette flèche, on utilisera la méthode graphique de MOHR pour le calcul des flèches :

$$F_p = \frac{2}{E_v \cdot I_{ea}} \int_0^{L/2} M_p(x) \cdot \bar{M} dx$$

Avec :

$M_p(x)$  : Moment dû à la précontrainte.

$$M_p(x) = \sum N_i e_{pi} \quad , \quad N = \sum P \cos \alpha_i \quad , \quad P = (\sigma_{po} - \Delta\sigma_T) A_p$$

$\bar{M}$  : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.

$e_{pi}$  : L'excentricité des câbles.

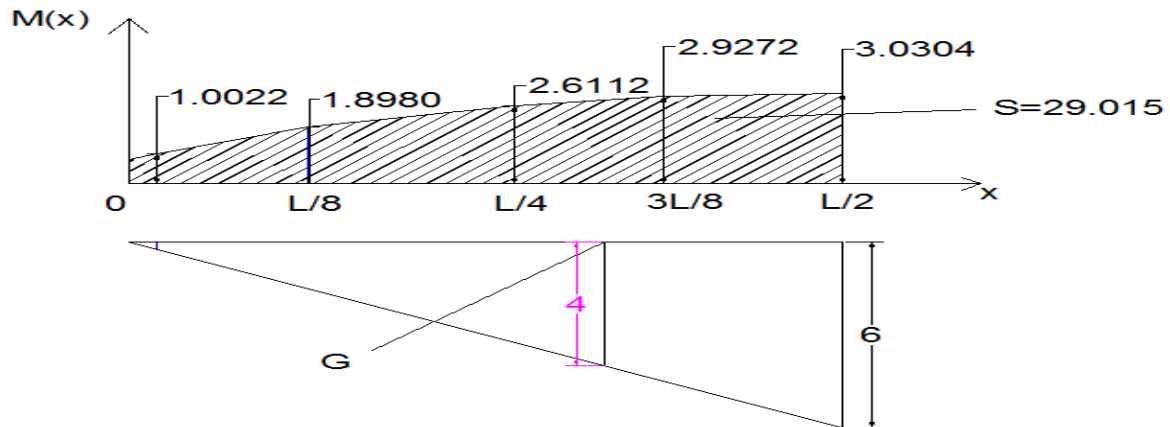
Positions	0L	0L+0,5	L/8	L/4	3L/8	L/2
	0,0	0,5	3,125	6,250	9,375	12,500
N(MN)	3,9685	3,9730	3,8898	3,7047	3,6170	3,5915
ep (m)	-0,2088	-0,2523	-0,4879	-0,7048	-0,8093	-0,8438
Mp (MN.m)	-0,8286	-1,0022	-1,8980	-2,6112	-2,9272	-3,0304

**Tableau VIII. 27. Valeurs des moments dus à la précontrainte.**

Le calcul d'intégrale se fait en multipliant la surface sous diagramme de moment (calculer à l'aide de l'Autocad) par la valeur du moment unitaire au centre de gravité de ce dernier.

Le diagramme des moments  $M_p(x)$  et  $\bar{M}$  est représenté dans la figure suivante :

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS



**Figure VIII. 12. Diagramme des moments dus à la précontrainte  $M_p, \bar{M}$**

$$\int_0^{L/2} M_p(x) \cdot \bar{M} dx = -117,06 \text{ MN.m}$$

$$F_p = \frac{2}{11993,910 * 0,1725} * (-117,896) = -11,314$$

$$F_p = -11,314 \text{ cm}$$

### VIII.2.2.3. FLECHE DE CONSTRUCTION

On adopte pour le fond de coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte. Elle est calculée par la formule suivante :

$$F_c = \frac{3}{4} (|F_p| - F_g)$$

$$F_c = 4,732 \text{ cm}$$

### VIII.2.2.4. FLECHE DUE A LA SURCHARGE EXCEPTIONNELLE

#### D240

Le cas le plus défavorable est donné par le convoi D240 à  $x=L/2$ , cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_D = \frac{1}{E_{inst} I_{eq}} \cdot \frac{K_\alpha}{n} \cdot 2 \int_0^{L/2} M_p \bar{M} dx$$

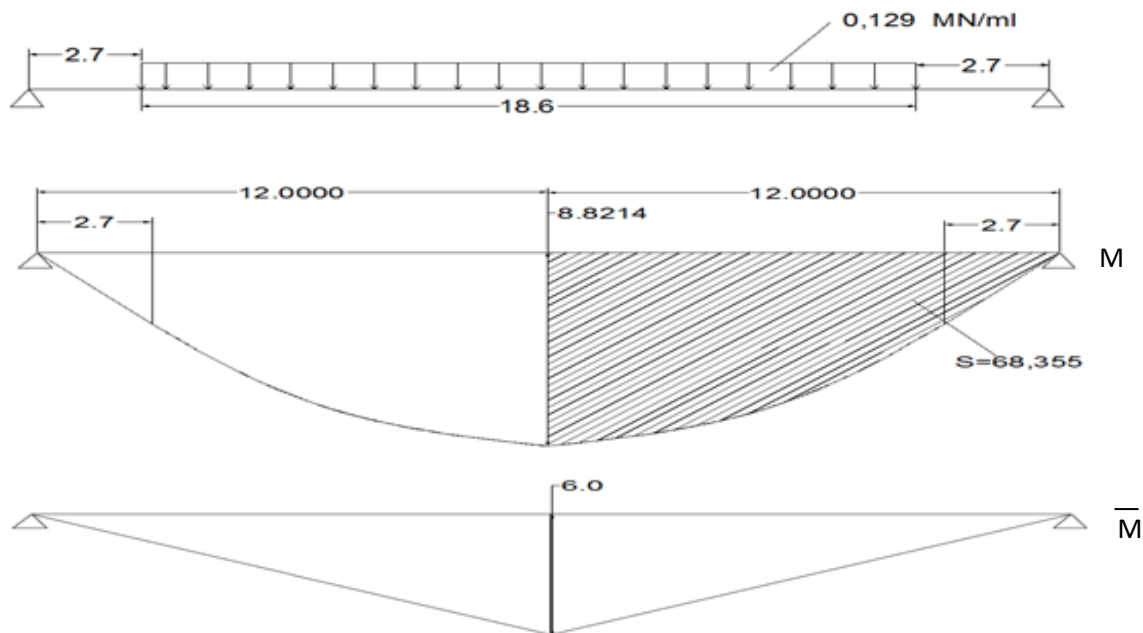
Avec :

$n$  : Nombre de poutre  $n = 6$ .

$$K_\alpha = 1,9154$$

Le diagramme des moments  $M_{240}(x)$  et  $\bar{M}$  est représenté dans la figure suivante :

# CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS



**Figure VIII. 13. Diagramme des moments dus à la surcharge exceptionnelle.**

➤ Calcul de  $M(x)$  :

$$M(x) = \begin{cases} 1,2 x & 0 < x < 2,7(m) \\ 1,2 x - \frac{0,129}{2} (x - 2,7)^2 & 2,7 < x < 12(m) \end{cases}$$

$$\int_0^{L/2} M_p \bar{M} dx = 410,13 MN.m$$

$$F_{D240} = 3,164 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	$F_g(\text{cm})$	$F_p(\text{cm})$	$F_{D240}(\text{cm})$	$F_c(\text{cm})$	$F_{\text{total}}(\text{cm})$
A vide	5,006	-11,314	0	4,732	-1,5774
En charge	5,006	-114,3	3,164	4,732	1,586

**Tableau VIII. 28. Récapitulatif des flèches totales à vide et en charge.**

Avec :

Flèche à vide :  $f = f_g + f_p + f_c$

Flèche en charge :  $f = f_g + f_p + f_c + f_D$

## VIII.2.3. CALCUL DES ROTATIONS

### VIII.2.3.1. ROTATION DUE AUX CHARGES PERMANENTES

$$\theta_G = \frac{g \cdot l^3}{24 \cdot E_v \cdot I_{eq}}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

$$\theta_G = 6,67 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

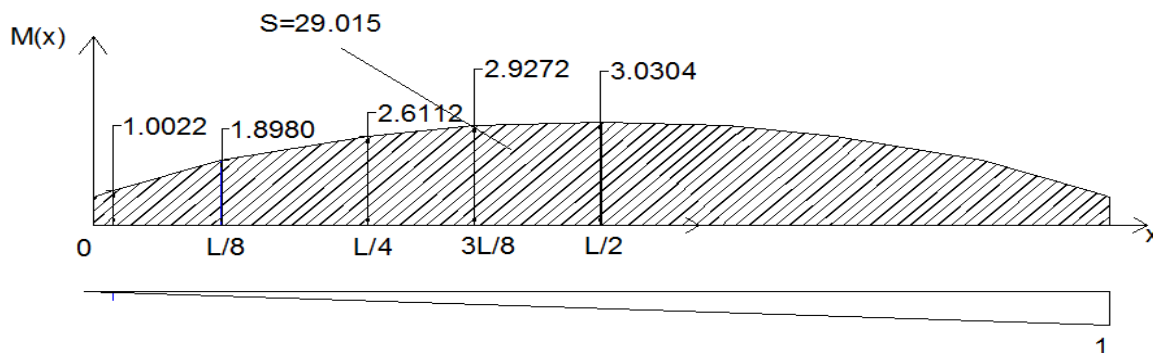
### VIII.2.3.2. ROTATION DUE A LA PRECONTRAINTE

$$\theta_p = \frac{1}{2 \cdot E_v \cdot I_{eq}} \cdot \int_0^L M_p(x) \cdot \bar{M} \, dx = \frac{1}{E_v \cdot I_{eq}} \cdot \int_0^{L/2} M_p(x) \cdot dx$$

Avec :  $\bar{M}$  : Moment unitaire appliqué sur l'appui gauche.

$M(x)$  : Moment dû à la précontrainte.

Le diagramme des moments est représenté par la figure suivante :



**Figure VIII. 14. Diagramme des moments dus à la précontrainte.**

L'aire sous le diagramme de moment due à la précontrainte (demi portée) est déjà calculé (B=29,015 m<sup>2</sup>)

$$\theta_p = -14,02 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

### VIII.2.3.3. ROTATION DUE A LA SURCHARGE D240 :

$$\theta_{D240} = \frac{1}{E_i \cdot I_{eq}} \cdot \frac{k_\alpha}{n} \cdot \int_0^L M(x) \cdot \bar{M} \, dx = \frac{1}{E_i \cdot I_{eq}} \cdot \frac{k_\alpha}{n} \cdot 2 \cdot \int_0^{l/2} M(x) \cdot dx$$

L'aire sous le diagramme de moment sous chargement D240 (demi portée) est déjà calculé (B=68,355 m<sup>2</sup>)

$$\theta_{D240} = 5,41 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	$\theta_G$ (rd)	$\theta_p$ (rd)	$\theta_{D240}$ (rd)	$\theta$ total
A vide	$6,67 \times 10^{-3}$	$-14,02 \times 10^{-3}$	0	$-7,35 \times 10^{-3}$
En charge	$6,67 \times 10^{-3}$	$-14,02 \times 10^{-3}$	$5,41 \times 10^{-3}$	$-1,94 \times 10^{-3}$

**Tableau VIII. 29. Récapitulatif des rotations totales à vide et en charge.**

Avec :

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

Rotation A vide :  $\theta = \theta_p + \theta_G$

Rotation en charge :  $\theta = \theta_p + \theta_G + \theta_{D240}$

### VIII.2.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX

#### VIII.2.4.1. DEPLACEMENT DU A LA ROTATION D'APPUI

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{rot} = \theta_{rot} \cdot \frac{h_t}{2}$$

Avec :

Ht=1,5 m (Poutre + dalle)

$$\Delta h_{rot} = -5,5 \times 10^{-3} \text{ m (A vide)}$$

$$\Delta h_{rot} = -1,5 \times 10^{-3} \text{ m (En charge)}$$

#### VIII.2.4.2. DEPLACEMENT DU AU RETRAIT

Il est donné par la relation suivante :

$$\Delta h_{ret} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :  $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$  (Nord de l'Algérie)

$$\Delta h_{ret} = 3,75 \times 10^{-3} \text{ m}$$

#### VIII.2.4.3. DEPLACEMENT DU AU FLUAGE

Il est donné par la relation suivante :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} \cdot \frac{\Delta \sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :  $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$\Delta h_{flu} = \frac{34}{2} \times \frac{49,71}{1,9 \cdot 10^5} = 0,003059 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta h_{flu} = 3,059 \times 10^{-3} \text{ m}$$

#### VIII.2.4.4. DEPLACEMENT DU A LA VARIATION DE LA TEMPERATURE

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \varepsilon_T \cdot \frac{L}{2} \quad \text{Avec : } \varepsilon_T = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE & DES DEFORMATIONS

---

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \begin{cases} 3,75 \cdot 10^{-3} m & \text{actions de courte durée} \\ 2,50 \cdot 10^{-3} m & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

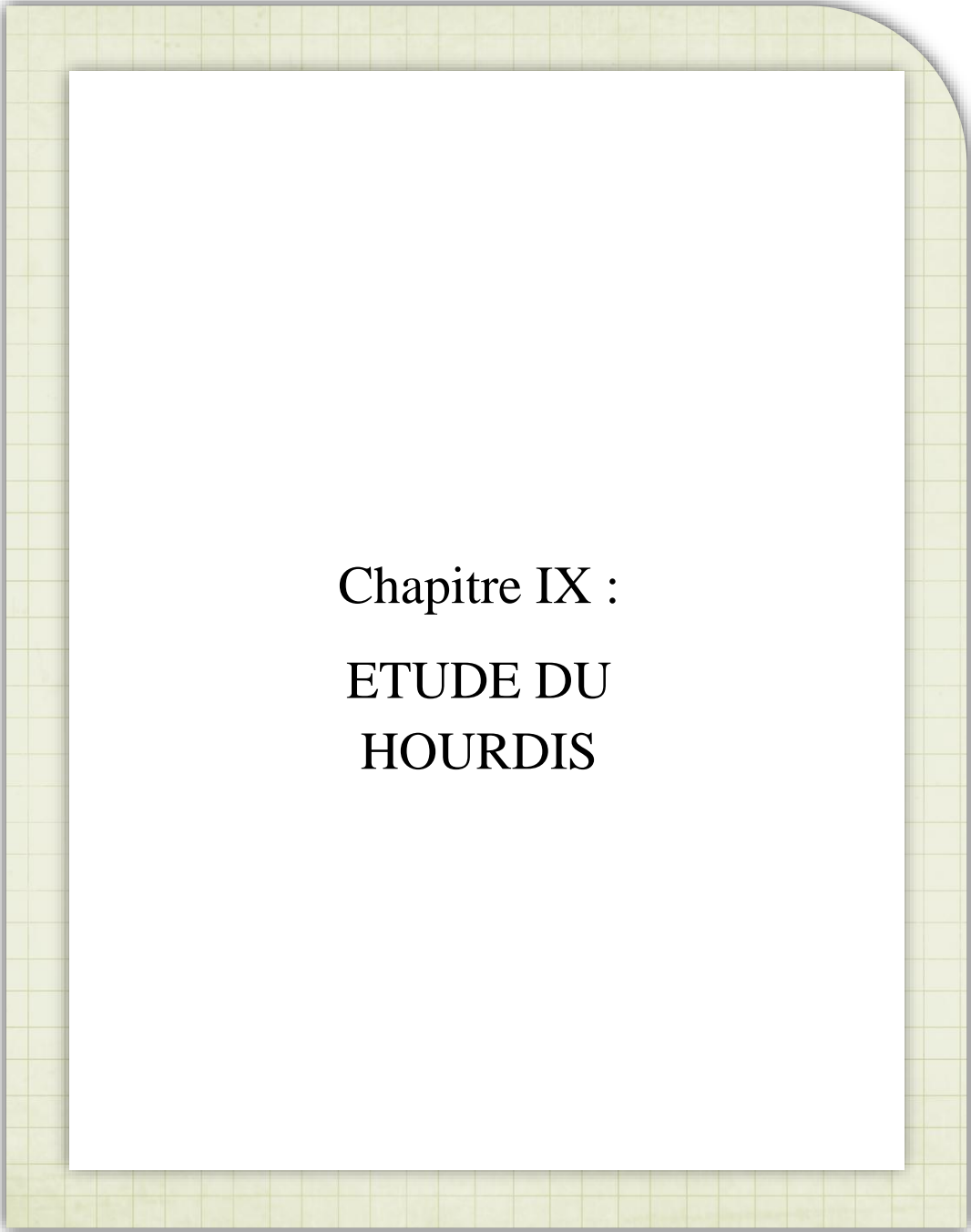
➤ Bilan des déplacements

$$\Delta h_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta h_{T^{\circ}} + \Delta h_{rot}$$

$$\Delta h_{\max} = \begin{cases} 2,78 \cdot 10^{-3} m & \text{actions de courte durée} \\ 1,53 \cdot 10^{-3} m & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

### VIII. 3. 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. Notamment notre ouvrage est moyennement déformé.



Chapitre IX :  
ETUDE DU  
HOURDIS

### IX. ETUDE DU HOURDIS

#### IX.1. INTRODUCTION

L'hourdis pour notre ouvrage est constitué d'une dalle en béton armé, destiné à recevoir les surcharges et les transmettre aux poutres principales. Ce dernier est un élément qui travail en flexion simple sous un chargement perpendiculaire à son plan, les moments correspondants sont donnés par l'effort locale (**flexion locale**) en chaque point de la dalle, on aura donc a étudié deux sorte de flexions pour déterminer le ferrailage nécessaire.

- Flexion transversale ;
- Flexion locale.

#### IX.2. ETUDE DE LA FLEXION

La dalle présente une largeur de 11,12 m et une épaisseur de 20 cm, et s'appuie longitudinalement sur 8 poutres avec un entraxe de 1,44 m.

##### IX.2.1. FLEXION LOCALE

Ce type de flexion est dû au moment de flexion transversale quand une charge répartie, partiellement répartie ou ponctuelle est appliqué, 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 RSAP sous les différents cas de chargement.

##### IX.2.1.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS

Pour avoir les sollicitations, nous utilisons la fonction " cartographies- panneaux" puis nous allons prendre les résultats du modèle robot (Moment suivant xx)

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

ELS	Moment ( $M_{xx}$ ) (t.m)	
	sur appuis	A mi- travée
G+ 1,2(AI + St)	0,71	-1,93
G+ 1,2(Bc + St)	4,64	-5,38
G + D240	2,38	-7,43
G + Mc120	1,45	-3,13
Max	4,64	-7,43

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

## IX.2.1.2. FERRAILLAGE

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre III), le dimensionnement de ferrailage de la dalle se fait à l'ELS [4] sur la section rectangulaire suivante :

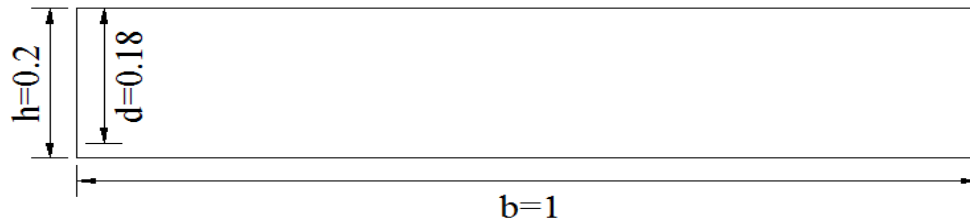


Figure IX. 1. Section d'étude du ferrailage de la dalle

### IX.2.1.2.1. DIMENSIONNEMENT À L'ELS

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes [2] :

$$\text{Si } M_{ser} \leq \overline{M}_1 \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \overline{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z$$

$$Z = d - \frac{x}{3} \rightarrow \left( x = \frac{3\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} \times d \quad \text{et} \quad d = \frac{9h}{10} = 0,18 \text{ m} \right)$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Tel que: } \begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{nftj}) = 228,63 \text{ MPa (déjà calculée en chap III)} \end{cases}$$

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

$$A_{ser} > A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$$

	ELS	
	Sur appuis	En travée
M ser (MN.m)	$4,64 \cdot 10^{-2}$	$7,43 \cdot 10^{-2}$
x	0,02	0,02
Z	0,173	0,173
$\overline{M}_1$ (MN.m)	$36,33 \cdot 10^{-2}$	$36,33 \cdot 10^{-2}$
Aser (cm <sup>2</sup> )	11,73	18,78
Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	2,79	2,79

Tableau IX. 2. Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS

## IX.2.1.2.2. CHOIX DES ARMATURES

Les sections d'acier maximales retenues sont :

	Sections d'acier	Barres
Nappe inférieure	18,78 (cm <sup>2</sup> )	<b>7HA20</b> /ml (As=21,99 cm <sup>2</sup> ) Une barre <b>HA20</b> tous les 15 cm
Nappe supérieure	11,73 (cm <sup>2</sup> )	<b>6HA16</b> /ml (As=12,06 cm <sup>2</sup> ) Une barre <b>HA16</b> tous les 18 cm

Tableau IX. 3. Choix des armatures transversales

## IX.2.1.3. SCHÉMA DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL

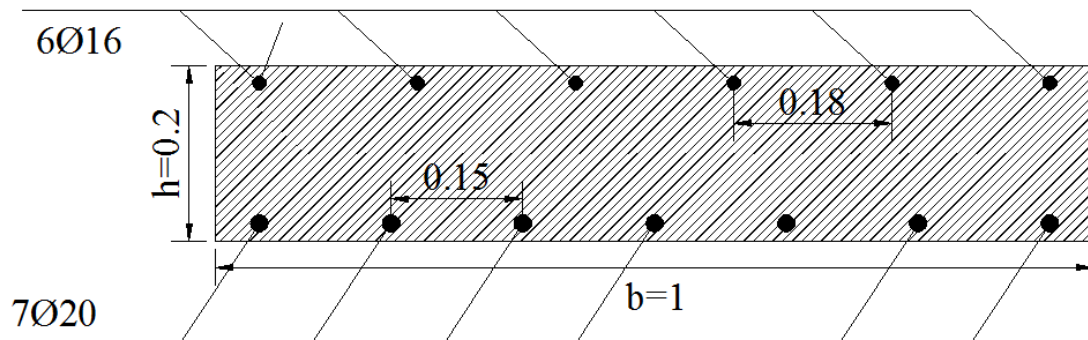


Figure IX. 2. Schéma de ferrailage transversal de la dalle

## IX.2.2. FLEXION GLOBALE

Ce type de flexion se manifeste dans un seul sens (moment suivant yy). De ce fait, nous allons calculer le ferrailage longitudinal de la dalle du pont, en utilisant les valeurs de moments Myy obtenu par le logiciel ROBOT sous les différents cas de chargement.

### IX.2.2.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS

ELS	Moment (Myy) (t.m)	
	sur appuis	A mi- travée
G+ 1,2(AI + St)	0,19	-2,54
G+ 1,2(Bc + St)	1,10	-4,15
G + D240	0,48	-3,92
G + Mc120	0,33	-2,67
Max	1,10	-4,15

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

## IX.2.2.2. DIMENSIONNEMENT À L'ELS

	ELS	
	Sur appuis	En travée
M ser (MN.m)	$1,10 \cdot 10^{-2}$	$4,15 \cdot 10^{-2}$
x	0,02	0,02
Z	0,173	0,173
$\overline{M}_1$ (MN.m)	$36,33 \cdot 10^{-2}$	$36,33 \cdot 10^{-2}$
Aser (cm <sup>2</sup> )	2,78	10,49
Amin (cm <sup>2</sup> )	2,79	2,79

Tableau IX. 5. Dimensionnement des armatures longitudinaux à L'ELS

### IX.2.2.2.2. CHOIX DES ARMATURES

Les sections d'acier maximales retenues sont :

	Sections d'acier	Barres
Nappe inférieure	10,49 (cm <sup>2</sup> )	<b>6HA16</b> /ml (As=12,06 cm <sup>2</sup> ) Une barre <b>HA20</b> tous les 18 cm
Nappe supérieure	2,78 (cm <sup>2</sup> )	<b>4HA10</b> /ml (As=3,14 cm <sup>2</sup> ) Une barre <b>HA10</b> tous les 30 cm

Tableau IX. 6. Choix des armatures longitudinaux

### IX.2.2.3. SCHÉMA DE FERRAILLAGE LONGITUDINALE

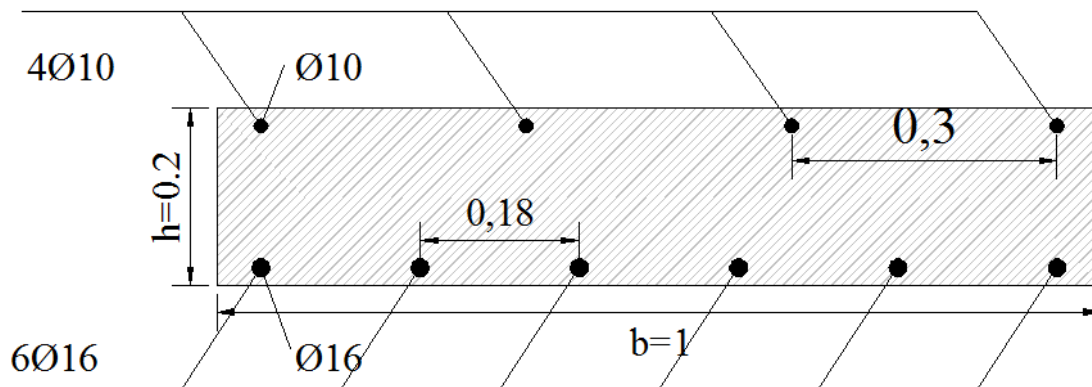


Figure IX. 3. Schéma de ferrailage longitudinale de la dalle

## IX.3. VERIFICATIONS

### IX.3.1. VERIFICATION DES ESPACEMENTS

Les espacements maximaux à ne pas dépasser suivant les deux directions (xx) et (yy) [2]

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

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

### IX.3.2. VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT

La vérification de non poinçonnement se vérifie par la formule suivante [2]

$$Q_u \leq Q = (0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b)$$

Avec :

$$Q_u = 1,6 P$$

P : charge de la roue (Bc, Bt, Br)

h = 0.20 m (Hauteur de la dalle);

h0 (Epaisseur du revêtement) = 0.08 m.

$U_c = 2(u + v)$  : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\text{Tel que : } \begin{cases} v = v_0 + h_d + 2 \xi h_{rev} \ (\xi=0,75) \\ u = u_0 + h_d + 2 \xi h_{rev} \end{cases}$$

Charges	$P(t)$	$u_0$	$v_0$	u	v	$U_c$	$0,045 U_c h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	$Q_u (MN)$	Conclusion
B <sub>c</sub>	6	0,25	0,25	0,57	0,57	2,28	0,4788	0,096	Vérifiée
	3	0,20	0,20	0,52	0,52	2,08	0,4368	0,048	Vérifiée
B <sub>t</sub>	8	0,25	0,60	0,57	0,92	2,98	0,6258	0,128	Vérifiée
B <sub>r</sub>	10	0,60	0,30	0,92	0,62	3,08	0,6468	0,160	Vérifiée

Tableau IX. 7. Vérification de non poinçonnement

### IX.4. CONCLUSION

Le dimensionnement de la dalle du pont est une étape primordiale, car elle joue un rôle très important se présente à la répartition des charges sur les poutres néanmoins c'est un élément support.

Chapitre X :

ETUDE  
SISMIQUE

## X. ETUDE SISMIQUE

### X.1. INTRODUCTION

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique (relatif à la terre) sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

### X.2. CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le **RPOA** suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

Classe de pont : Groupe 2 (Pont important)

Zone sismique : Wilaya de RELIZANE zone **II.a (Sismicité moyenne)**

Classification du site : S3 (site meuble), les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique

Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.20$

### X.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

#### • PRINCIPE ET CRITERES D'UTILISATION

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du [6]

L'application de la méthode monomodale est régie par les critères ci-dessous :

#### ➤ CRITERE N°1 : MASSES MODALES

" La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre)". [6]

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal.

$M_{\text{modale}} > 70 \% M_{\text{totale}}$  cette condition est vérifiée si  $M_{\text{pile}} < 0,43 M_{\text{totale}}$

$M = G + \alpha.Q$  Tel que :  $\alpha = 0$  Pont non urbain (RPOA 2008)

$M_{\text{totale}} = M_{\text{tablier}} * \text{Nombre de travée}$

$= (M_{\text{poutres}} + M_{\text{dalle}} + M_{\text{équipements}}) * \text{Nombre de travée}$

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

---

$$= 960,8246 \text{ t}$$

On a :  $M_{\text{pile}} = M_{\text{chevêtre}} + (M_{\text{fût}} \times 3)$

$$M_{\text{pile}} = 232,219 \text{ t}$$

$M_{\text{piles}} = 232,219 \text{ t} < 0.43 M_{\text{totale}} = 413,155 \text{ t} \longrightarrow$  La condition est **vérifiée**.

### ➤ CRITERE N°2 : ANGLE DE BIAIS

" L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de 95,35 gr > 70 gr, l'ouvrage étudié présente un faible angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

### ➤ CRITERE N°3 : ANGLE DE COURBURE

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ". [6]

L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

### ➤ CRITERE N° 4 : SYMETRIE TRANSVERSALE

" 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 ".

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

$$e_0 = |cdm - cea| < 5\% L$$

Avec :            cdm : centre de masse  
                     cea : centre élastique des appuis

### ✓ CALCUL DU CENTRE DE MASSE

Le tablier étant parfaitement symétrique de plus, il est complètement isolé par des appuis, donc le centre de masse se situe au milieu.

$$cdm = 50,20 / 2 = 25,10 \text{ m}$$

### ✓ CALCUL DU CENTRE ELASTIQUE DES APPUIS

$$cea = \frac{\sum Ki \cdot Xi}{\sum ki}$$

#### • DETERMINATION DE LA RAIDEUR LONGITUDINALE DU SYSTEME

La raideur du système comprend la raideur des appuis et la raideur des appareils d'appui sur culées.

- **Raideur de la culée ( $K_{\text{culé}}$ )**

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

---

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 [15] :

$$K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée1}} + \frac{1}{K_{appareils\ d'appuis}}}$$

$$K_{culée1} = \infty \Rightarrow \frac{1}{K_{culée1}} = 0$$

$$\text{Donc : } K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils\ d'appuis}}} \Rightarrow K_C = K_{appareils\ d'appuis}$$

$$K_{ap.app} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

Avec :

- n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur (**n = 8 appareils 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 (**0,25\*0,35 m<sup>2</sup>**) ;
- e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil (**e= 0,05 m**).

On aura donc :  $K_{appareils\ d'appuis} = 16,8 \text{ MN/m}$  d'où  $K_C = 16,8 \text{ MN/m}$

### - Raideur de la pile (k pile)

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{pile1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fûts}} + \frac{1}{K_{appareils\ pile}}}$$

$K_{appareils\ d'appuis} = 33,6 \text{ MN/m}$  avec  $n= 16$

### - Raideur des fûts (K fût)

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la RDM par la formule suivante :

$$K_{fûts=n} = n * \frac{3 \cdot E \cdot I}{l^3}$$

- n : Nombre de fût composant la pile (**n = 3**) ;
- E : module de déformation instantanée de béton ( $E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$ ) ;
- I : moment d'inertie longitudinal d'un fût ( $I = \frac{\pi d^4}{64} = 0,1017 \text{ m}^4$ ) ;
- l : hauteur du fût ( $l = 4,05 \text{ m}$ ).

$$K_{fûts} = 454,848 \text{ MN/m}$$

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fûts}} + \frac{1}{K_{appareilpile}}} = \frac{1}{\frac{1}{454,848} + \frac{1}{33,6}}$$

$$K_{pile} = 31,289 \text{ MN/m}$$

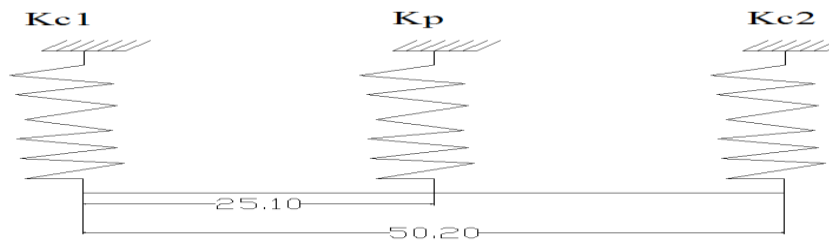


Figure X. 1. Schématisation des raideurs du système.

Donc :

$$cea = \frac{31,289 * 25,10 + 16,8 * 50,20}{31,289 + 16,8} = 25,10 \text{ m}$$

$$e_0 = |25,10 - 25,10| < 2,51 \text{ m} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

## X.4. SEISME LONGITUDINAL

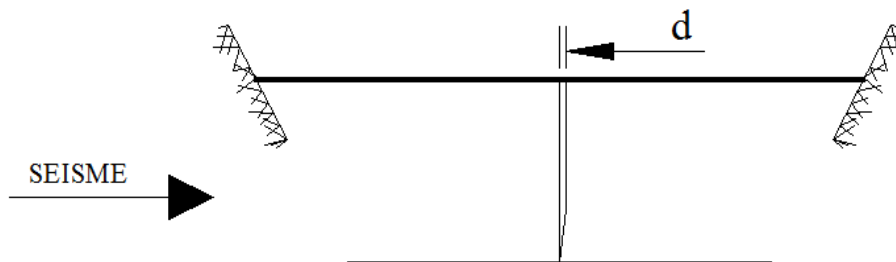


Figure X. 2. Séisme longitudinal

### X.4.1. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME

$K_{sys} = K_{pile} + 2 K_{culé}$  ( $K_c$  et  $K_p$  sont calculées auparavant)

$$K_{sys} = 64,889 \text{ MN/m}$$

### X.4.2. PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{960,8246}{64,889 * 10^3}} = 0,765 \text{ s}$$

$K$  : Raideur longitudinale de système

$M$  : est la masse totale du tablier

### X.4.3. DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES :

L'effort longitudinal global vaut :  $F = M \cdot Sa(T)$

$Sa(T)$  : étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale  $T$  et  $Sa(T) = Sae(T)$  pour le calcul élastique. (**RPOA 2008**).

### X.4.3.1. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement( $\xi$ )de l'ouvrage par :

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

Avec :

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

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. ( $T_1=0,20s, T_2=0,50s$ )

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

$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement. ( $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$ )

( $\xi$ ):Taux d'amortissement  $\xi = 5$  .

$$\text{On a } T_2 < T < 3s \Rightarrow Sae(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) \\ Sae(T, \xi) = 3,849 \text{ m/s}^2$$

### X.4.3.2. EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE

$$F_{\text{longétudinal}} = M \cdot Sae(T) \Rightarrow F_{\text{longétudinal}} = 3698,43 \text{ kN}$$

### X.4.3.3. REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES SUR LES APPUIS

$$F_{\text{long}}^i = \frac{K_i}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long}}^{\text{TOT}}$$

➤ Effort longitudinal sur culée :

$$F_{\text{long}}^{\text{culée1}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long}}^{\text{TOT}} = 957,541 \text{ kN}$$

➤ Effort longitudinal sur pile :

$$F_{\text{long}}^{\text{pile1}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{long}}^{\text{TOT}} = 1783,344 \text{ kN}$$

### X.4.3.4. EVALUATION DES DEPLACEMENTS

➤ Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{long}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot Sae(T) \Rightarrow d_{\text{long}}^{\text{tablier}} = 0,057 \text{ m}$$

➤ Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{long}^{pile} = \frac{F_{long}^{pile}}{K_{pile}} \Rightarrow d_{long}^{pile} = 0,057 \text{ m}$$

### X.5. SEISME TRANSVERSAL

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

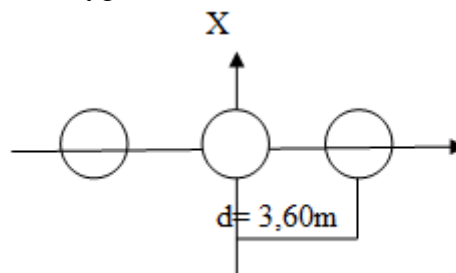
Le tablier peut être considéré rigide si :  $\frac{L}{B} \leq 5$

Dans notre cas on a :  $\frac{L}{B} = \frac{50,20}{11,12} = 4,51 < 5$  La condition est **vérifiée**.

Donc les mêmes étapes utilisées dans le sens longitudinal

#### X.5.1. DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME

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



**Figure X. 3. Vue en plane des fûts.**

$$I_{eq} = 2(I + A(d^2)) + I = 2(0,1017 + 1,131(3,6^2)) + 0,1017 = 29,620 \text{ m}^4$$

$$K_{fûts} = \frac{3 \cdot E \cdot I_{eq}}{l^3} = \frac{3 \cdot 33000 \cdot 29,620}{4,05^3} = 44142,378 \text{ KN/m} \text{ et } K_{appareils \text{ d'appuis}} = 53,76 \text{ MN/m}$$

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fûts}} + \frac{1}{K_{appareil \text{ pile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{44142,378} + \frac{1}{53,76}}$$

$$K_{pile} = 33,574 \text{ MN/m}$$

$$K_{sys} = K_{pile} + 2 K_{appareil \text{ culé}}$$

$$K_{sys} = 67,174 \text{ MN/m}$$

### X.5.2. PÉRIODE PROPRE DU SYSTEME

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{960,8246}{107,455 * 10^3}} = 0,751 \text{ s}$$

### X.5.3. DETERMINATION DES ACTIONS SISMQUES :

#### X.5.3.1. SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

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

$$\begin{aligned} \text{On a } T_2=0,50s < T < 3s & \Rightarrow S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) \\ S_{ae}(T, \xi) & = 3,916 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

#### X.5.3.2. EFFORT TRANSVERSAL GLOBALE

$$F_{\text{Transversal}} = M \cdot S_a(T) \Rightarrow F_{\text{Transversal}} = 3763,002 \text{ kN}$$

#### X.5.3.3. EFFORT PAR ELEMENT PORTEUR

$$F_{\text{Trans}}^i = \frac{K_i}{K_{\text{sys}}} F_{\text{Trans}}^{\text{TOT}}$$

➤ Effort longitudinal sur culée :

$$F_{\text{Trans}}^{\text{culée}} = \frac{K_{\text{culée}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{Trans}}^{\text{TOT}} = \frac{26,88}{101,838} \times 4633,257 = 941,108 \text{ kN}$$

➤ Effort longitudinal sur pile :

$$F_{\text{Trans}}^{\text{pile}} = \frac{K_{\text{pile}}}{K_{\text{sys}}} F_{\text{Trans}}^{\text{TOT}} = \frac{48,078}{101,838} \times 4633,257 = 1880,785 \text{ kN}$$

#### X.5.3.4. EVALUATION DES DEPLACEMENTS

➤ Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{long}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a(T) \Rightarrow d_{\text{long}}^{\text{tablier}} = 0,056 \text{ m}$$

➤ Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{\text{long}}^{\text{pile}} = \frac{F_{\text{long}}^{\text{pile}}}{K_{\text{pile}}} \Rightarrow d_{\text{long}}^{\text{pile}} = 0,056 \text{ m}$$

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

---

### X.6. SEISME VERTICAL

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante :

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

Tel que :

a : accélération du sol ;

b : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs b sont tirées à partir des

tableaux normalisés « en annexe »).

$$\left. \begin{array}{l} R_{pile} \rightarrow b = 0,89 \\ R_{culée} \rightarrow b = 0,31 \end{array} \right\}$$

$\mu$  : masse linéique du tablier ( $\mu = 19,140$  t/ml)

L : longueur travée (L=25m)

$a = \alpha \cdot S_{ae}^v(T, \xi)$  avec  $\alpha = 0,7$  (Pour la zone II.a)

Sa : accélération spectrale en plaçant sur le plateau de spectre de réponse

$S_{ae}^v(T, \xi) = 2,5 \alpha A g \eta = 3,434$  m/s<sup>2</sup>  $\Rightarrow a = 2,403$

D'où

$$\begin{cases} R_{pile} = 2,403 * 0,89 * 19,140 * 25 \\ R_{culée} = 2,403 * 0,31 * 19,140 * 25 \end{cases}$$

$\Rightarrow \begin{cases} R_{pile} = 104,317 \\ R_{culée} = 36,335 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow N = 104,317 \text{ t}$

### X.7. L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

Le tableau suivant représente la combinaison des efforts les plus défavorables :

	Efforts selon chaque direction			Efforts sous combinaison		
	Ex	Ey	Ez	E1	E2	E3
V long (t)	178,334	0,0000	0,000	178,334	53,500	53,500
M long (t.m)	989,754	0,0000	0,000	989,754	296,925	296,925
V trans (t)	0,000	188,079	0,000	56,424	188,079	56,424
M trans (t.m)	0,000	1043,838	0,000	313,153	1043,838	313,153

## CHAPITRE X : ETUDE SISMIQUE

---

N (t)	0,000	0,000	104,317	31,295	31,295	104,317
-------	-------	-------	---------	--------	--------	---------

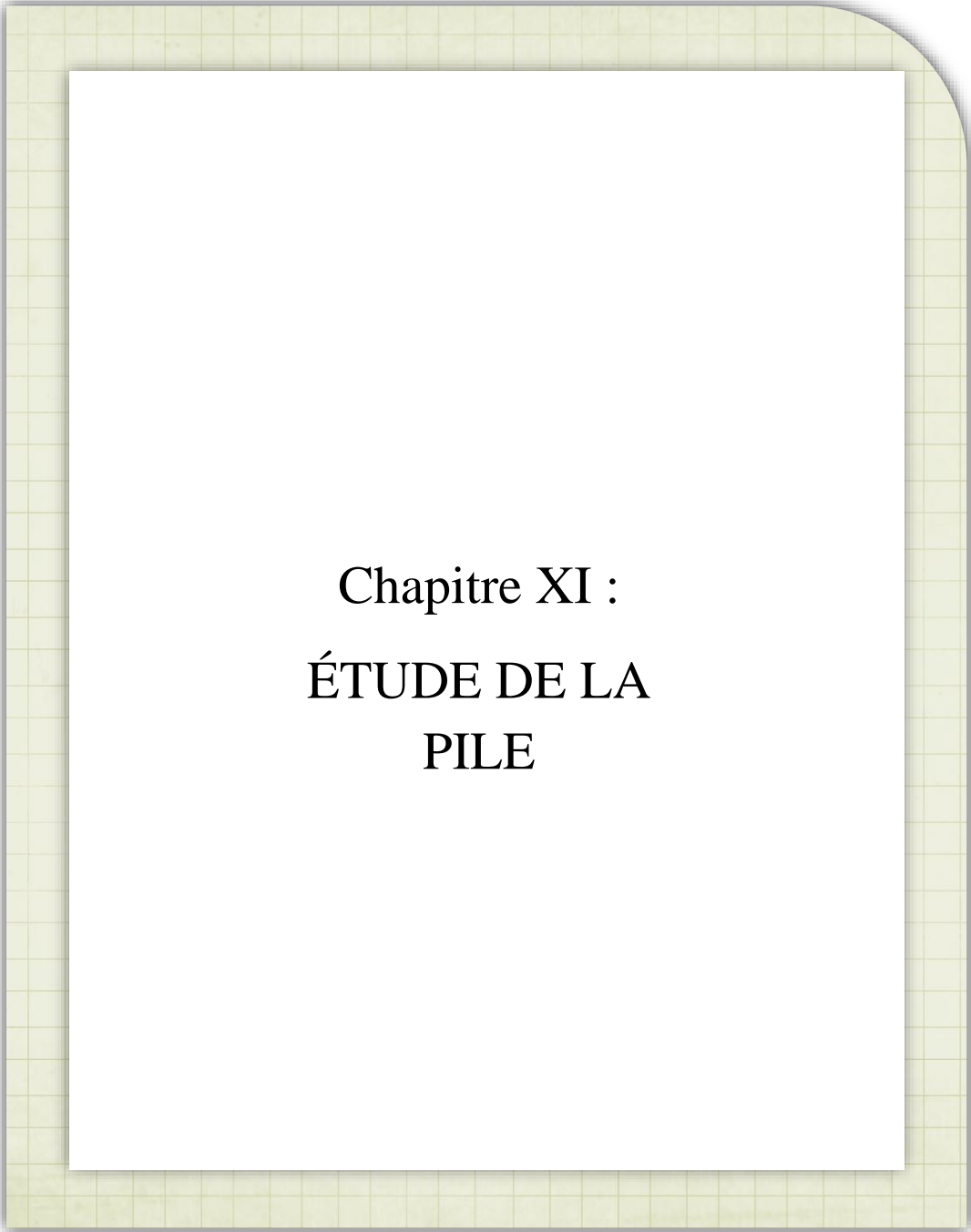
**Tableau X. 1. Effort sismique combiné selon le RPOA pour la pile**

	Efforts selon chaque direction			Efforts sous combinaison		
	Ex	Ey	Ez	E1	E2	E3
V long (t)	59,445	0,000	0,000	59,445	17,833	17,833
M long (t.m)	329,918	0,000	0,000	329,918	98,975	98,975
V trans (t)	0,000	62,693	0,000	18,808	62,693	18,808
M trans (t.m)	0,000	347,946	0,000	104,384	347,946	104,384
N (t)	0,000	0,000	34,772	10,432	10,432	34,772

**Tableau X. 2. Effort sismique combiné selon le RPOA pour un fut**

### X.8. CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage des appuis et afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques



Chapitre XI :  
ÉTUDE DE LA  
PILE

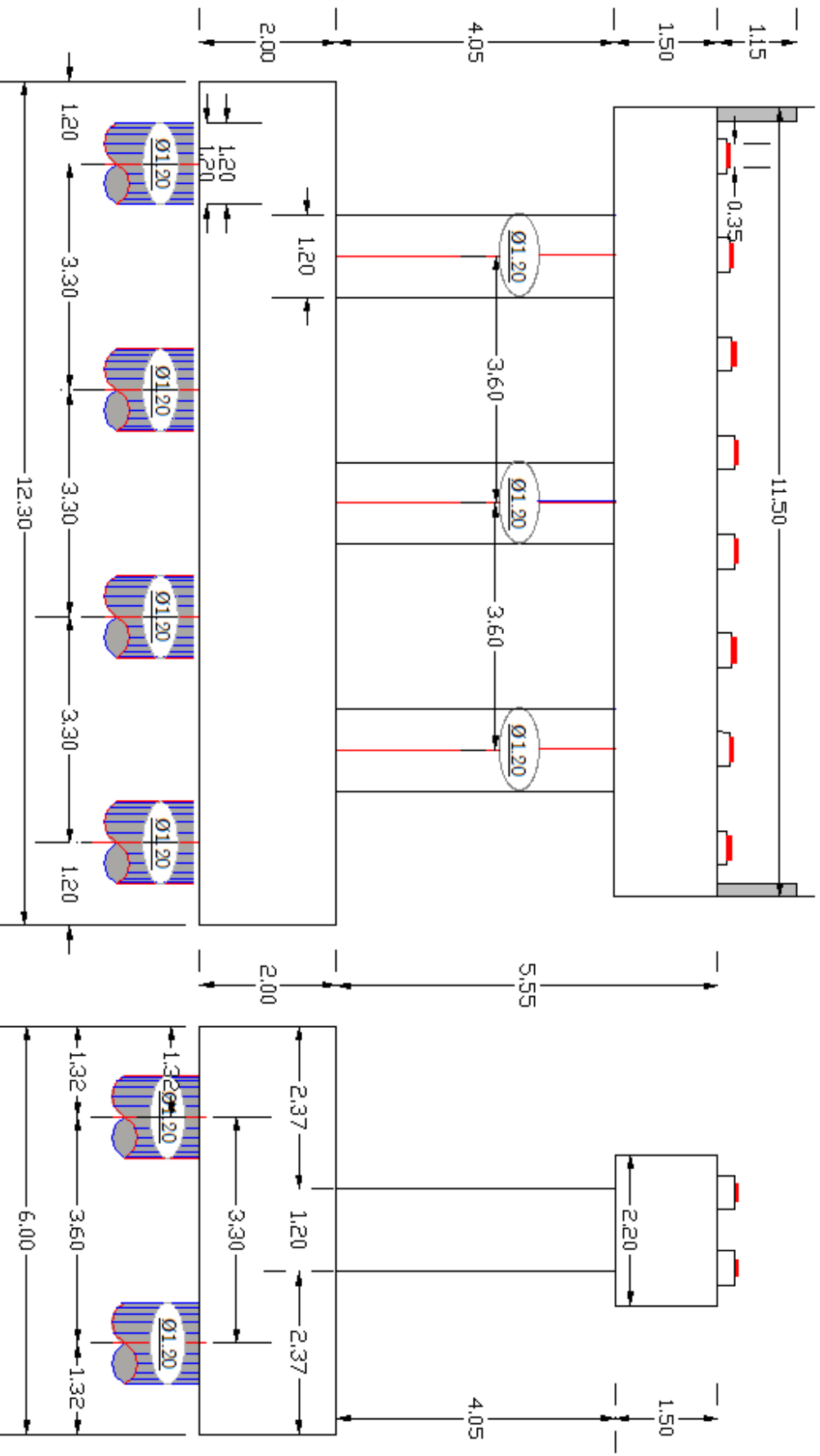


Schéma de la pile

# CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

## XI. ÉTUDE DE LA PILE

### XI.1. INTRODUCTION

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissant sur la pile.

Notre ouvrage franchit une autoroute, alors nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

### XI.2. DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA PILE

#### XI.2.1. CHEVETRE

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- ✓ Longueur :  $L = 4,05$  m ;
- ✓ Largeur :  $b = 2,20$  m ;
- ✓ Hauteur :  $H = 1,50$  m.

#### XI.2.2. Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous avons trois (03) fûts à un diamètre constant  $\Phi=1,2$ m et un entraxe de 3,6 m.

#### XI.2.3. SEMELLE

- ✓ Epaisseur : 2 m ;
- ✓ Largeur : 6 m ;
- ✓ Longueur : 12,30 m ;
- ✓ Béton de propreté : 0,10 m.

### 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.

#### XI.3.1. REPARTITION DE CHARGE SUR PILE

##### ✓ Poids propre de chevêtre

$$P_{ch} = \gamma_b \cdot V = 2.5 * 37,95 = 94,875 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad P_{ch} = 8,25 \text{ t/ml}$$

##### ✓ Poids propre de tablier

Cas 01 : 1 travée

$$G_t = 480,412\text{t} \quad \longrightarrow \quad R_1 = R_2 = R_{\max} = 240,206 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad R_{\max/p} = 30,026 \text{ t}$$

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

### Cas 02 : 2 travée

$$Gt = 960,825 \text{ t} \longrightarrow R1 = R2 = R \text{ max} = 480,412 \text{ t} \Rightarrow R \text{ max/p} = 60,052 \text{ t}$$

### XI.3.2. REPARTITION DE SURCHARGE SUR PILE

#### ✓ La surcharge A(l)

#### Cas 01 : 1 travée

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L+12} \text{ kN/m}^2 \longrightarrow A(l) * a1 * a2 = 10,76 \text{ kN/m}^2 = 1,076 \text{ t/m}^2 \text{ Avec } (L=24)$$

$$\text{On aura une réaction qui vaut : } R \text{ max} = 1,076 * 8 * 24/2 = 103,296 \text{ t} \Rightarrow R \text{ max/p} = 12,912 \text{ t}$$

#### Cas 02 : 2 travée

$$A(l) = 8,3 \text{ KN/m}^2 \text{ Donc après majoration } A(l) = 0.726 \text{ t/m}^2$$

$$\text{On aura une réaction de : } R \text{ max} = 0.726 * 8 * 24 = 139,392 \text{ t} \Rightarrow R \text{ max/p} = 17,424 \text{ t}$$

#### ✓ Le chargement Bc

#### Cas 01 : 1 travée

La réaction maximale est obtenue en chargeant 2 voies :

$$R1 = 42,375 \text{ t (trouvé en VI.2.2.4.)}$$

$$R \text{ max} = \delta * R * n * bc \quad \text{Avec : } \delta = 1,107 ; bc = 1,1 \text{ et } n = 2 \text{ (4 camions)}$$

$$R \text{ max} = 103,200 \text{ t} \Rightarrow R \text{ max/p} = 14,270 \text{ t}$$

#### Cas 02 : 2 travée

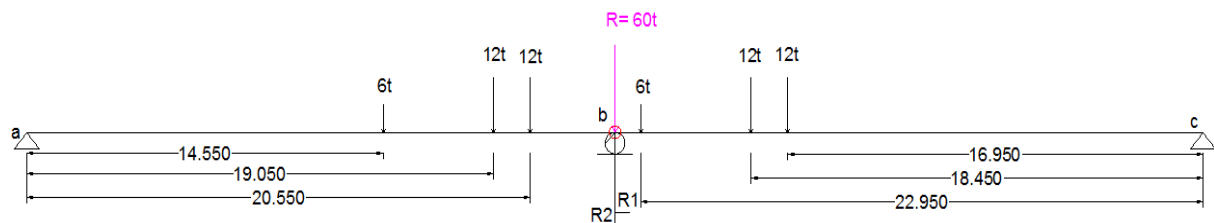


Figure XI. 1. Surcharge Bc sur deux travées chargées.

$$R \text{ max} = \delta * (R1 + R2) * bc * n$$

$$R1 = (12 * 16,95 + 12 * 18,45 + 6 * 22,95) / 24 = 23,438 \text{ t}$$

$$R2 = (12 * 20,55 + 12 * 19,05 + 6 * 14,55) / 24 = 23,438 \text{ t}$$

$$R \text{ max} = 114,159 \text{ t} \Rightarrow R \text{ max/p} = 14,270 \text{ t}$$

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

### ✓ La charge militaire Mc120

#### Cas 01 : 1 travée

Pour une travée chargée la réaction maximale est déjà calculée

$$R_{\max} = 105,697 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad R_{\max/p} = 13,212 \text{ t}$$

#### Cas 02 : 2 travées

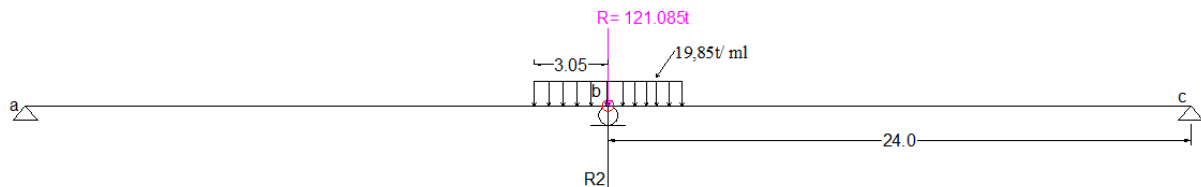


Figure XI. 2. Surcharge Mc120 sur deux travées chargées.

$$R_{\max} = R_2 = 2 * (56,69) = 113,391 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad R_{\max/p} = 14,174 \text{ t}$$

### ✓ La charge exceptionnelle D240

#### Cas 01 : 1 travée

$$R_{\max} = 147 \text{ t (voir VI.2.1.8)} \quad \Rightarrow \quad R_{\max/p} = 18,375 \text{ t}$$

#### Cas 02 : 2 travées

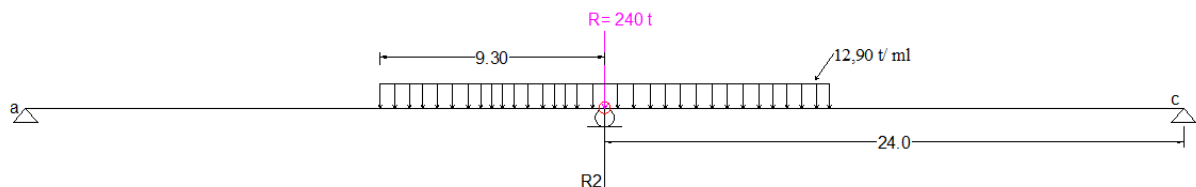


Figure XI. 3. Surcharge D240 sur deux travées chargées.

$$R_{\max} = R_2 = 2 * (96,75) = 193,5 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad R_{\max/p} = 24,188 \text{ t}$$

### ✓ Surcharge sur trottoir

$$Q (\text{tr}) = 0,30 \text{ t/m}^2 \text{ (2 trottoirs)}$$

#### Cas 01 : 1 travée

$$R = 0,30 * 24 / 2 = 3,6 \text{ t}$$

#### Cas 02 : 2 travées

$$R = 0,30 * 48 / 2 = 7,2 \text{ t}$$

# CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

Le tableau suivant récapitule les réactions trouvées par poutre

Charges et Surcharges	R(t) (t/ml) (Deux travées chargées)
Gt	60,052
P <sub>ch</sub>	8,25
A(l)	17,424
Bc	14,270
Mc120	14,174
D240	24,188
St	7,2

Tableau XI. 1. Réactions sur le chevêtre

## XI.4. ETUDE DU CHEVETRE

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous. Son étude est faite en deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion

### XI.4.1. ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA FLEXION

#### XI.4.1.1. EVALUATION DES EFFORTS

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel Robot 2014, le chevêtre est modélisé telle une poutre encastrée sur les fûts. Les forces concentrées présentent les forces transmises par les poutres (la valeur des forces est prise dans le cas le plus défavorable).

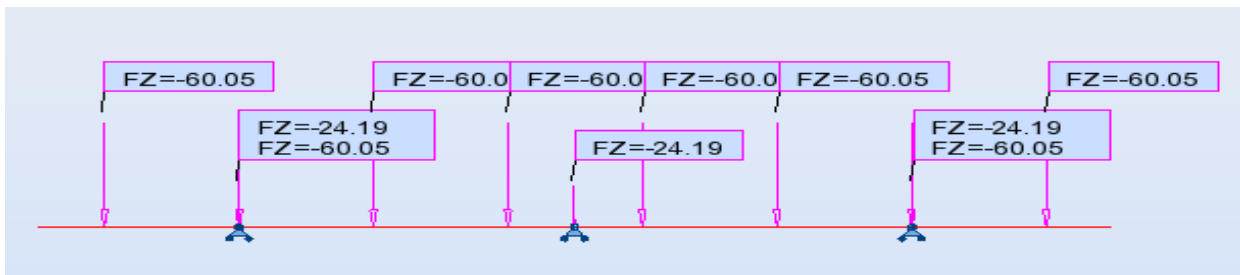


Figure XI. 4. Efforts agissants sur le chevêtre

Ces cas de charges nous donneront les moments et efforts tranchants Max avec la combinaison G+D240 et les résultats sont les suivants :

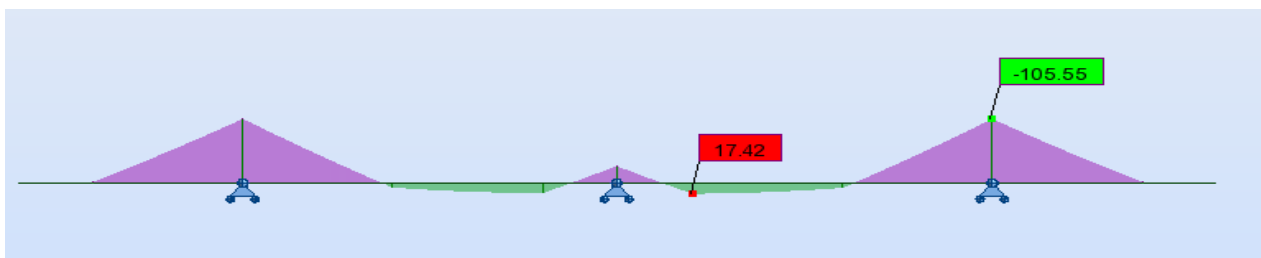


Figure XI. 5. Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G+D240

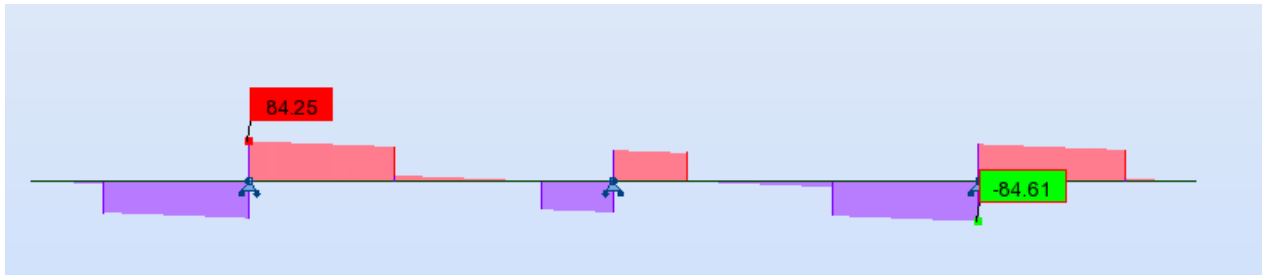


Figure XI. 6. Effort tranchant à l'ELS sous combinaison G+D240

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	M+ max (TRAVÉE) (MN.m)	M- max (APPUI) (MN.m)	Tmax (MN)
ELU	0,24	1,43	1,14
ELS	0,17	1,06	0,84

Tableau XI. 2. Résultats de modélisation du chevêtre

## XI.4.1.2. FERRAILLAGE LONGITUDINALE

On utilisera le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (2.2 x 1.5) et on aura comme résultat :

### Armature supérieure : Sur appuis

$A_s = 37,4 \text{ cm}^2$  on prend : 12 HA 20 avec  $A_s = 37,7 \text{ cm}^2$  avec  $St = 18 \text{ cm}$

### Armature inférieure : Sur travée

$A_s = 35,1 \text{ cm}^2$  on prend : 12 HA 20 avec  $A_s = 37,7 \text{ cm}^2$  avec  $St = 18 \text{ cm}$

## XI.4.1.3. FERRAILLAGE TRANSVERSALE

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,7 \text{ MPa}$$

Tel que :

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle dans le béton.

$V_u$  : effort tranchant sur appui à l'ELU.

$$\tau_u = 0,384 \text{ MPa} < 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $St$  inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » et on prend  $St = 15 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28k})}{0,9 f_e} \gamma_s b_0$$

Avec :

$K = 0$  reprise de bétonnage.

$$\gamma_s = 1,15$$

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

Nous trouvons alors :  $A_t = 4,048 \text{ cm}^2$

✓ Calcul de section d'armature minimale

$$A_{\min} \geq \frac{0,4b_0S_t}{f_e} = 3,3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) = A_t = 4,048 \text{ cm}^2$$

### XI.4.2. ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION

La torsion dans le chevetre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à  $\frac{\emptyset}{6}$

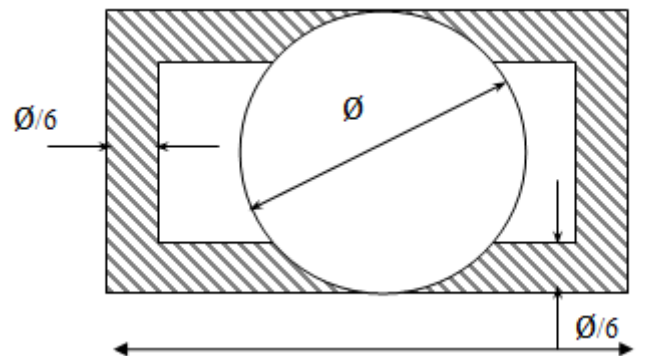


Figure XI. 7. Section de torsion.

#### XI.4.2.1. CALCUL DU MOMENT DE TORSION

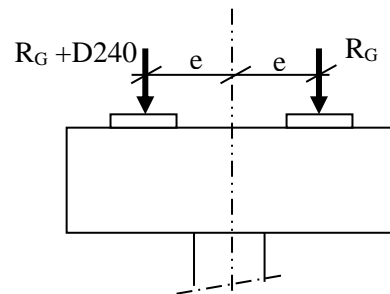
Rappelons que le moment de torsion égale à la réaction d'appuis multiplié par l'excentricité.

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est  $e=0.55\text{m}$ .

$$M_{tu} = (1,35 \cdot R_G + 1,35 \cdot R_{D240} - 1,35 R_G) \cdot e$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 1,35 \cdot (R_{D240}) \cdot e \quad \text{avec : } e = 0,55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 17,96 \text{ t.m} = 0,18 \text{ MN.m}$$



### XI.4.2.2. CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu}}{2\Omega b_n}$$

Avec :

$b_n$  : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente :  $b_n = h/6 = 0,25$  m

$$\Omega = (b - b_n) \cdot (h - b_n) = 2,437 \text{ m}^2$$

On trouve alors  $\tau_{bt} = 0,15 \text{ MPa}$

### XI.4.2.3. ARMATURES LONGITUDINALES

$$A_l \geq \frac{M_{tu \max} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :  $U$  : périmètre extérieur du chevêtre  $U = 7,4$  m

On trouve  $A_l = 7,86 \text{ cm}^2$  donc on opte pour un ferrailage de 6HA14 avec  $A_l = 9,24 \text{ cm}^2$

### XI.4.2.4. ARMATURES TRANSVERSALES

$$A_t \geq \frac{M_{tu \max} \cdot S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Donc:  $A_{t2} = 0,159 \text{ cm}^2$  avec:  $S_t = 15 \text{ cm}$

“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 (SETRA)

$$A_t = A_{t1} + A_{t2}$$

D’où:  $A_t = 4,207 \text{ cm}^2$  Soit 2 cadres HA12 ( $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ ).

### XI.4.2.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Il faut que.  $\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$ .

$$\tau_u = 0,384 \text{ MPa} \quad \tau_{bt} = 0,15 \text{ MPa} \quad \overline{\tau_u} = 2,7 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0,17 \text{ MPa} < 7,29 \text{ MPa}$  (condition vérifiée)

## XI.4.2. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU CHEVETRE

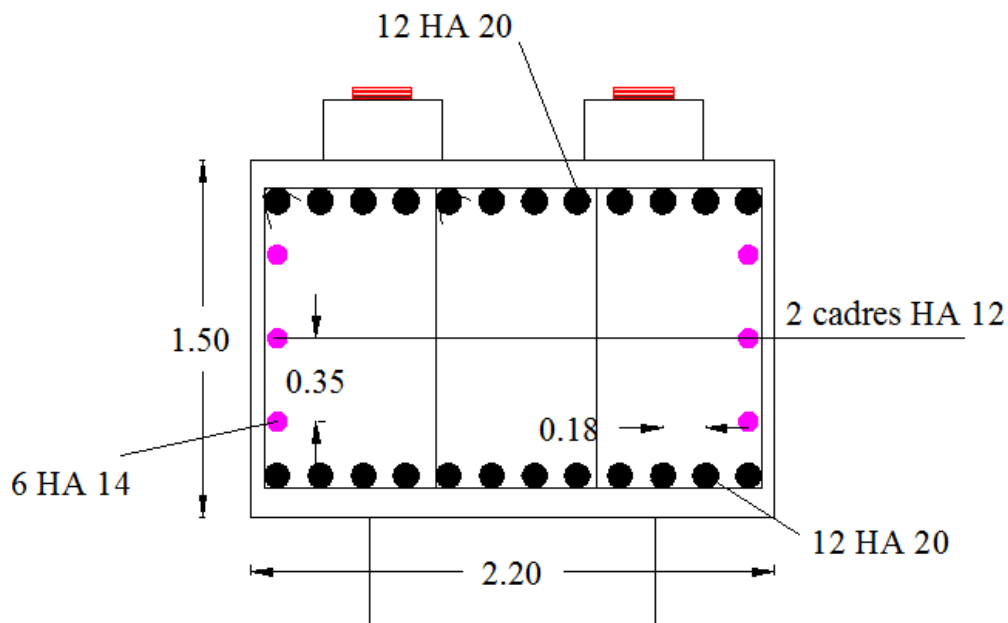


Figure XI. 8. Ferrailage du chevêtre.

## XI.5. ETUDE DES FUTS

### XI.5.1. VERIFICATION DU FLAMBEMENT

On vérifie que  $\lambda < \bar{\lambda}$

Tel que :  $\lambda = L_c / i$  et  $\bar{\lambda} = 50$

$L_c = 0.7 \times 4,05 = 2,84$  m (fut encasté en semelle) ;  $i = D / 4 = 0,3$

Donc :  $9,45 \leq 50 \Rightarrow$  La vérification de flambement n'est pas nécessaire.

### XI.5.2. EVALUATION DES EFFORTS

Le tableau suivant englobe tous les efforts internes pour la pile :

		Evaluation des efforts			
		V (t)	H(t)	Bras de levier(m)	M <sub>b</sub> (t.m)
Poids propre du tablier (Gt)	2 travées chargées	480,412	-	-	-
Poids propre du chevêtre (Gc)		94,88	-	-	-
Poids propre du fut (Gf)		34,35	-	-	-
G= Gt + Gc+ Gf		803,142	-	-	-
D240		193,500	-	-	-

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

A(l) + St		146,592			
Freinage sous Bc		-	36	5,55	199,8
Séisme vertical		103,82	-	-	-
Séisme horizontale	Longitudinale	-	188,079	5,55	1043,839
	transversale	-	178,334	5,55	989,754

Tableau XI. 3. Sollicitation sur pile.

### XI.5.3. COMBINAISON DES EFFORTS

Les combinaisons des efforts les plus défavorables sont :

Selon le RCPR :

ELU Fondamentale :  $1,35 G + 1,35 Q_{rp} + 1,6 F_{Bc}$ ;

ELS :  $G + Q_{rp} + 1,2 F_{Bc}$ ;

ELU Accidentelle (ELA) :  $G + 0,6 Q_r + A_d$

Avec :

G : l'ensemble des actions permanentes.

Q<sub>r</sub> : les charges de chaussées A(l) ou B avec charges de trottoirs.

Q<sub>rp</sub> : les charges militaires ou exceptionnelles (Q<sub>rp</sub>=D240);

A<sub>d</sub> : La charge accidentel (charge sismique A<sub>d</sub>= E).

Selon le RPOA :

ELA :  $G + E$  ( $\Psi=0$  pont non urbain, on ne prend pas l'effet de la précontrainte car on est dans l'infrastructure)

La combinaison la plus la défavorable en cas de séisme est prise selon le RCPR

L'ensemble des sollicitations sismique sur chaque fût est donné par le tableau suivant :

Combinaison	N (MN)	M trans (MN.m)	M long (MN.m)
E1	0,10	1,04	3,30
E2	0,10	3,48	0,99
E3	0,35	1,04	0,99
G	8,03	-	-
G /fut	2,68	-	-
Q <sub>r</sub> = (A(l) + St)	1,47	-	-
Q <sub>r</sub> /fut	0,49	-	-
F <sub>Bc</sub>		0,67	0,67
E1+0,6Q <sub>r</sub> +G	3,07	1,44	3,70
E2+0,6Q <sub>r</sub> +G	3,07	3,88	1,39
E3+0,6Q <sub>r</sub> +G	3,32	1,44	1,39
-E1+0,6Q <sub>r</sub> +G	2,87	-1,44	-3,70
-E2+0,6Q <sub>r</sub> +G	2,87	-3,88	-1,39
-E3+0,6Q <sub>r</sub> +G	2,62	-1,44	-1,39

Tableau XI. 4. Sollicitation de calcul à L'ELA pour un fût avec combinaison sismique.

Condition	Effort	N (MN)	M (MN.m)	
Normale	ELU	4,49	1,07	
	ELS	3,32	0,80	
Sismique	ELA	2,87	-3,88	-1,39

Tableau XI. 5. Résultats de combinaisons maximales agissant sur le fût

## XI.5.4. FERRAILLAGE DES FUTS

### ✓ LONGITUDINALEMENT

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée.

On utilise pour le ferrailage le module expert du logiciel ROBOT pour une section circulaire de diamètre 1.2 m

On trouve donc  $A_s = 179,20 \text{ cm}^2$ , on prend 23HA32 avec  $A_s = 184,98 \text{ cm}^2$  avec un espacement 15cm

En imposant des barres d'attentes de longueur  $l_c$ , cette partie d'acier sera participante, on adopte le même ferrailage qu'on a trouvé auparavant pour une hauteur  $l_c$  à partir de la semelle

$$\text{Avec } l_c = \lambda * h = 1,9 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \lambda = \frac{1}{3} * \left(2 + \frac{L}{h}\right) = 2,242 \\ h = \frac{D}{1,4} = 0,857 \text{ m} \end{cases}$$

$A_s \geq A_{min} = 0.23 f_{tj}/f_e * \pi D^2 = 57,718 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition de non fragilité vérifiée.

### ✓ TRANSVERSALEMENT

- Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min} [0.15 f_{c28}/\delta b ; 4 \text{ MPa}] = 2,7 \text{ MPa}$$

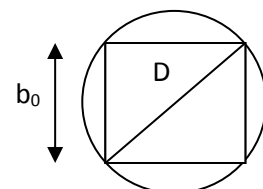
On assimile la section circulaire à une section carré ( $2b_0$ ) (méthode simplifier)

$$\Rightarrow D = \sqrt{2} b_0 \quad \Rightarrow \quad b_0 = 0,848 \text{ m}$$

Avec  $d = 1,1 \text{ m}$

Pour le calcul du ferrailage transversal, on majore les efforts tranchants par le coefficient  $\gamma_r = 1,4$  comme le préconise le RPOA, l'effort tranchant maximal du au séisme vaut alors [7]

$$V_u = 1,4 * 0,63 = 0,882 \text{ MN}$$



## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

$\tau_u = 0,945 \text{ MPa} \leq 2,7 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

- Section d'armature

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_l$ , doit satisfaire la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}k)}{0,9f_e} \gamma_s b_0$$

L'espacement  $S_t$  doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

En zone courante :  $S_t \text{ max} = \min [12\Phi_l, b, 200 \text{ mm}]$

Et en zone critique :  $S_t \text{ max} = \min [8\Phi_l, b/2, 200 \text{ mm}]$

Tel que :

$b$  : est la petite cote du rectangle circonscrit ;

$\Phi_l$  : plus gros diamètre des armatures longitudinales ;

$K=1$  pas prise de bétonnage.

Soit :  $S_t=20 \text{ cm}$  en zone courante et  $S_t= 15 \text{ cm}$  en zone critique.

$A_t=A_{t\text{min}}=1,13 \text{ cm}^2$  soit une cerce HA12 avec  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ .

### XI.5.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU FÛT

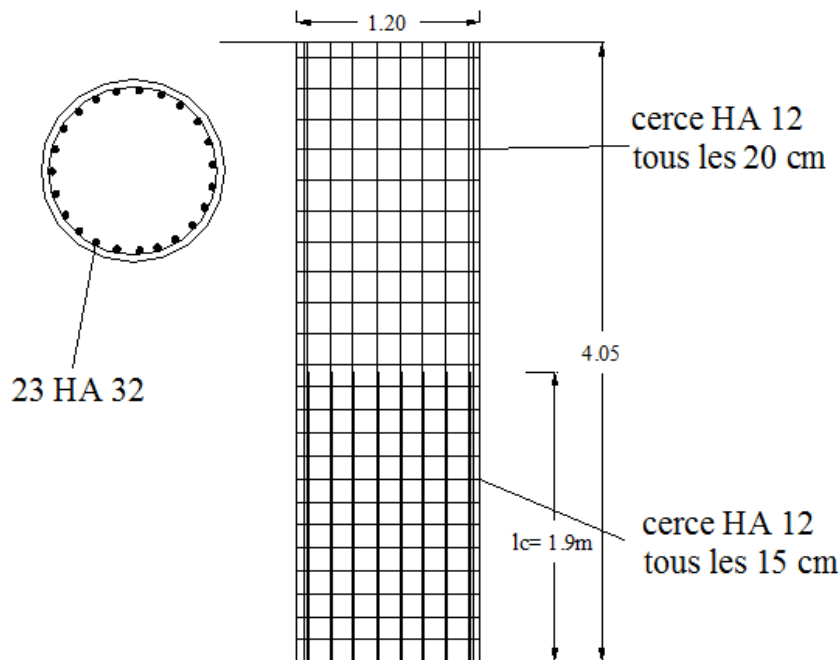


Figure XI. 9. Ferrailage d'un fût

## XI.6. ETUDE DE FONDATION

### XI.6.1. LA SEMELLE

#### XI.6.1.1. EVALUATION DES EFFORTS

Evaluation des efforts					
		V (t)	H(t)	Bras de levier(m)	M <sub>b</sub> (t.m)
G= Gt + Gc+ Gf		803,142	-	-	-
Poids propre de la semelle		375,000			
poids des terres sur semelle		64,45	-	-	-
D240		193,500	-	-	-
A(l) + St		146,592	-	-	-
Freinage sous Bc		-	36	7,55	271,8
Séisme vertical		103,82	-	-	-
Séisme horizontale	Longitudinale	-	188,079	7,55	1419,996
	transversale	-	178,334	7,55	1346,422

Tableau XI. 6. Evaluation des efforts à la base de la semelle

Combinaison	N (MN)	M trans (MN.m)	M long (MN.m)
E1	0,31	4,26	13,46
E2	0,31	14,20	4,04
E3	1,04	4,26	4,04
G	12,43	-	-
Qr= (A(l) + St)	1,47	-	-
F <sub>Bc</sub>	-	2,72	2,72
E1+0,6Qr+G	13,62	5,89	15,10
E2+0,6Qr+G	13,62	15,83	5,67
E3+0,6Qr+G	14,35	5,89	5,67
-E1+0,6Qr+G	12,99	-5,89	-15,10
-E2+0,6Qr+G	12,99	-15,83	-5,67
-E3+0,6Qr+G	12,26	-5,89	-5,67

Tableau XI. 7. Sollicitation de calcul à L'ELA pour la pile avec combinaison sismique.

Condition	Effort	N (MN)	M (MN.m)	
normale	ELU	19,39	4,35	
	ELS	14,36	3,26	
Sismique	ELA	12,99	-15,83	-5,67

Tableau XI. 8. Résultats de combinaisons maximales agissant sur la pile

### XI.6.1.2. VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE

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

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

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

#### • TYPE DE FONDATION

D'après le rapport géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond : semelle radier avec 8 pieux de diamètre  $\Phi = 1.2$  m et de 20m de longueur correspondante à une contrainte admissible du sol de 2,49 MN.

#### • CALCUL DES EFFORTS REVENANT A CHAQUE PIEU

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

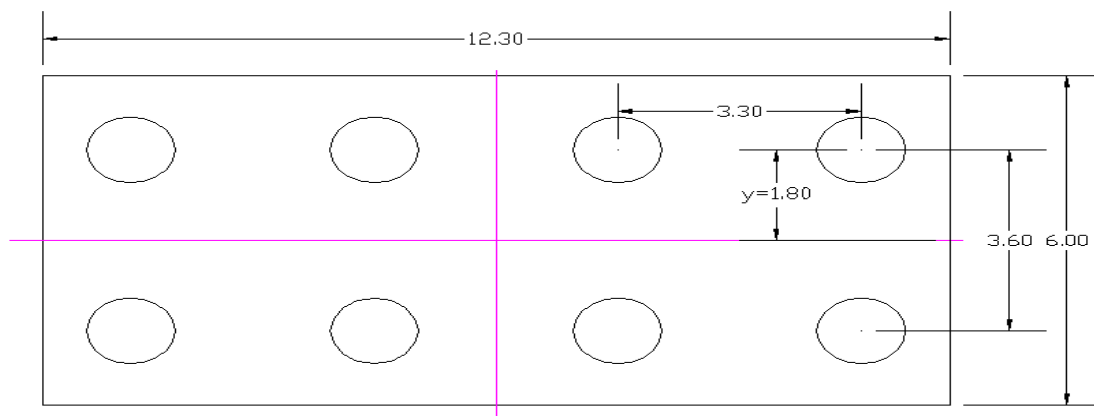


Figure XI. 10. Semelle en plan

#### • COEFFICIENT D'EFFICACITÉ

La valeur du coefficient d'efficacité "Ce" est donnée par la formule suivante : [8]

$$C_e = \frac{1}{4} \left( 1 + \frac{d}{B} \right) \quad \text{pour } 1 < \frac{d}{B} < 3$$

Avec :

- B : diamètre des pieux,
- d : entraxe des pieux

Le tableau suivant résume la réaction maximale et minimale revenant au pieu le plus sollicité :

	Sollicitations		Nbr des pieux	y	Nmax/ Nmin	Ce	Qmax*Ce	Vérification
ELS	M (MN.m)	3,26	8	1,8	2,021	0,94	3,411	Pas de poinçonnement
	N (MN)	14,36	8	1,8	1,569	0,94	3,411	Pas de soulèvement
ELA	M (MN.m)	-15,83	8	1,8	2,723	0,94	5,452	Pas de poinçonnement
	N (MN)	12,99	8	1,8	0,524	0,94	5,452	Pas de soulèvement

Tableau XI. 9. Vérification de la stabilité de la pile

### XI.6.1. 3. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

En appliquant la méthode des bielles pour le dimensionnement de la section d'acier de la semelle suivante :

$$\text{Les conditions de la méthode est : } \begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2}{\frac{3,3}{2} - \frac{1,2}{4}} = 1,03 \Rightarrow \alpha = 55,98 > 45^\circ \\ \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,35 \text{ m} < H = 2\text{m} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la méthode est applicable.

#### a) Armatures transversales inférieures :

##### ▪ Condition normale :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 266,67 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{2,021}{266,67} \times \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}\right)}{2} = 56,83 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 56,83 \text{ cm}^2.$$

##### ▪ Condition sismique :

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{2,021}{400} \times \frac{\left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}\right)}{2} = 37,89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 37,89 \text{ cm}^2.$$

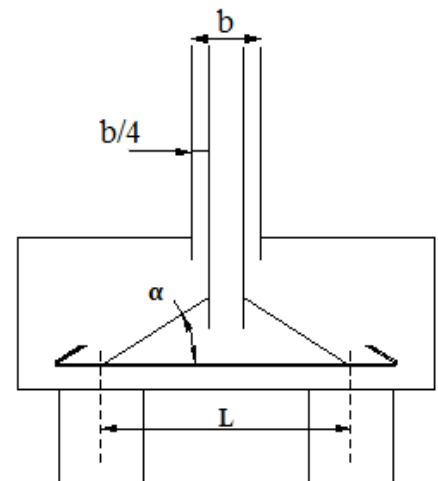


Figure XI. 11. Diffusion des efforts dans la semelle

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est  $A_t = 56,83 \text{ cm}^2$ , on prend 12HA25 ( $A_s = 58,90 \text{ cm}^2$ ).

L'espacement étant :

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

D'où : n : Nombre de barre = 12 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

$\Phi$ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{1,2 + 2 - 0,05}{12 - 1} = 0,28 \text{ m.}$$

On prend:  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

On a donc 5 HA25 avec  $A_s = 24,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### b) Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{24,54}{3} = 8,18 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 ( $A_2 = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ),  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### c) Armatures de construction :

- Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{24,54}{10} = 2,45 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ( $A_{ts} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{Ls} = \frac{A}{3} = \frac{24,54}{3} = 8,18 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 ( $A_2 = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ),  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{24,54}{10} = 2,45 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ( $A_{ts} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## XI.6.2. LES PIEUX

### XI.6.2.1. ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

### XI.6.2.1.1. ACTIONS SUR LES PIEUX

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

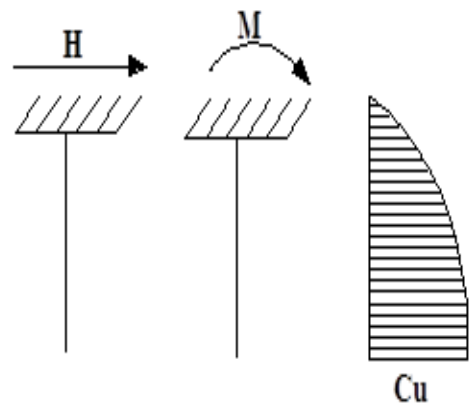


Figure XI. 12. Efforts agissant sur les pieux

Avec :

b : diamètre des pieux ( $\Phi_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$ )

$C_u$  : Module de réaction du sol = 20 MPa (en fonction de la nature de terrain)

y : déplacement en tête des pieux.

E : module d'élasticité du béton = 33000 MPa ;

I : moment d'inertie du pieu = 0,1017 m<sup>4</sup>

$\alpha$  : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nuls.

#### ✓ CALCUL DE $\lambda$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{20 \times 1,2}{4 \times 33000 \times 0,1017}} = 0,21 \text{ m}^{-1}$$

Donc :  $\lambda L = 0,21 \times 20 = 4,20 \text{ m}$ .

Avec :

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;

L : longueur du pieux (L=20 m)

#### ✓ EFFORT TRANCHANT EN TETE DU PIEU

Condition normale : Freinage = 36 t  $\rightarrow \bar{P} = 4,5 \text{ t / pieu}$  ;

Condition sismique : Séisme = 188,079 t  $\rightarrow \bar{P} = 23,51 \text{ t / pieu}$ .

### XI.6.2.1.2. CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis, en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$$

#### ✓ DETERMINATION DES COEFFICIENTS $\chi_{\theta P}$ , $\chi_{\theta M}$ LE LONG DU PIEU

Pour les pieux encastés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}\right)$$

$\bar{M}$  : Moment en tête du pieu.

$\bar{P}$  : Effort tranchant en tête de pieu.

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement,  $\lambda = 1/\alpha$

$\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta P}$  : Tirés des abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(Z) = EI\theta_0 = \left(\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}\right) + \left(\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}\right) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 4 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26, \chi_{\theta M} = 1,54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,45, \chi_{\theta M} = 1,65 \end{cases}$$

$$\text{donc : } \lambda L = 4,20 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,269 ; \chi_{\theta M} = 1,551$$

$$\text{Condition normale : } \bar{P} = 4,5 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -17,53 \text{ t.m.}$$

$$\text{Condition sismique : } \bar{P} = 23,51 \text{ t/pieu} \Rightarrow \bar{M} = -91,60 \text{ t.m}$$

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :  $M_{\max} = -91,60 \text{ t.m.}$

### XI.6.2.1.3. FERRAILLAGE DES PIEUX

#### ✓ FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} N_r = 2,723 \text{ MN} \\ M_r = 0,91 \text{ MN.m} \end{array} \right\} \text{ (Condition sismique)}$$

On doit calculer les valeurs suivantes :

## CHAPITRE XI : ÉTUDE DE LA PILE

---

$$\frac{h'}{D} = \frac{0,05}{1,2} = 0.04$$

Avec : D : diamètre du pieu  
h' : l'enrobage de l'acier.

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{0,91}{3.14 \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.025 \\ \frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{2,723}{3.14 \times 0.6^2 \times 27} = 0.089 \end{cases} \Rightarrow \omega = 0.15$$

Avec :  $\beta_w$  : résistance caractéristique du béton ( $\beta_w = 27 \text{ MPa}$ )

R : rayon du pieu.

$$\text{On a de l'abaque : } \omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec :

$F_a$  : la section des armatures.

$$\sigma_f = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} = 0,15 \Rightarrow F_a = \frac{0,15 \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_f} = \frac{0,15 \times 3.14 \times 0.6^2 \times 27}{400} = 114,45 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 15HA32 ( $A_s = 120,64 \text{ cm}^2$ ).

- L'espacement

$$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{n} = \frac{2 \times 3,14 \times 55}{15} = 23 \text{ cm}$$

Soit un espacement de 23 cm.

### ✓ ARMATURES TRANSVERSALES

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1}{3} = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cerces de HA16 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction.

## XI.7. CONCLUSION

Le ferrailage de chaque élément de la pile est dimensionné avec les combinaisons des charges les plus défavorable en utilisant le logiciel de calcul "ROBOT EXPERT".



Chapitre XII :  
ETUDE DE LA  
CULEE

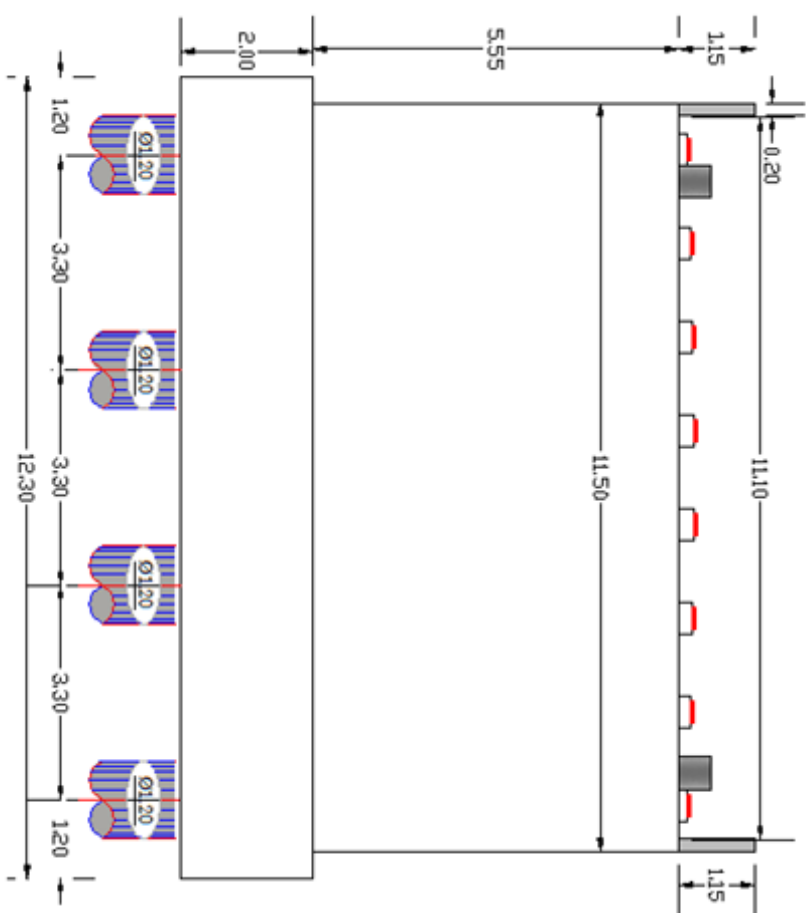
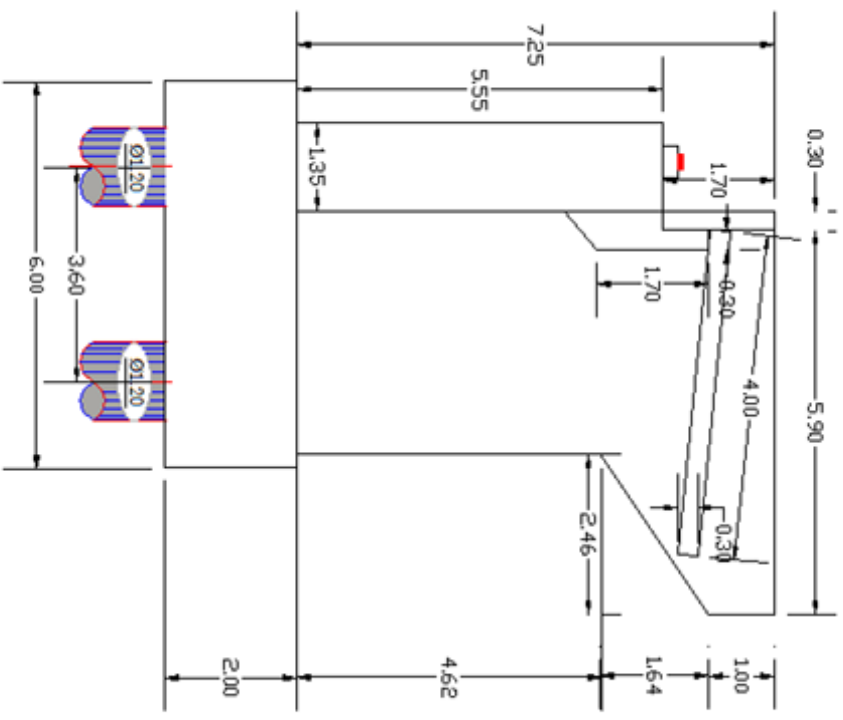


Schéma de la culée

## CHAPITRE XII : ÉTUDE DE LA CULÉE

---

### XII. ETUDE DE LA CULEE

#### XII.1. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

#### XII.2. LES DIFFERENTS CONSTITUANTS DE LA CULEE

Mur frontal	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur En Retour	Semelle	Corbeau
Longueur : 11.5 m	Longueur : 11.5 m	Longueur : 4m	Surface : 30.16 m <sup>2</sup>	Épaisseur : 2 m	Surface : 0.96 m <sup>2</sup>
Epaisseur : 1.35 m	Epaisseur : 0.3 m	Epaisseur : 0.3 m.	Epaisseur : 0.2 m	Largeur : 6 m	Longueur : 11.1 m
Hauteur : 5.55 m	Hauteur : 1.70 m	Largeur : 11.1 m		Longueur : 12.30 m	

Tableau XII. 1. Dimensions des éléments de la culée

#### XII.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

##### XII.3.1. DETERMINATION DES PARAMETRES $K_{AD}$ ET $\theta$

D'après le RPOA 2008 :

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

Avec :

$K_{ad}$  : coefficient de poussée

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$  : angle de frottement remblai-culée.

$\theta$  : Angle entre la direction du séisme et la verticale

$$\theta = \text{artg} \frac{K_H}{(1 \pm K_V)}$$

$K_H = A = 0.2 \rightarrow$  zone IIa

A : coefficient d'accélération de zone

$K_V = 0.3 * K_H = 0.06$

$K_V$ : Accélération sismique dans le sens verticale.

## CHAPITRE XII : ÉTUDE DE LA CULÉE

---

L'ensemble des paramètres  $K_{ad}$ ,  $K_H$  et  $K_V$  pour les quatre cas existants sont résumés dans le tableau suivant :

Action du séisme	Notation	$K_H$	$K_V$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0,00	0,33
Séisme « Vertical vers le bas + horizontal »	Cas N°2	0,20	0,06	10,68	0,46
Horizontal	Cas N°3	0,20	0,00	11,31	0,47
Séisme « Vertical vers le haut + horizontal »	Cas N°4	0,20	-0,06	12,01	0,48

Tableau XII. 2. Valeurs des paramètres  $K_{ad}$ ,  $K_H$ ,  $K_V$  et  $\theta$

### XII.3. 2. DETERMINATION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE

- **Sollicitation due aux poids propres de la culée**

Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante :

$$P = \gamma_b \cdot v$$

NB : le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au centre bas de la semelle.

- **Poussée due aux terres**

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

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

- **Poussée due aux surcharges**

La poussée des surcharges agissant sur une hauteur  $H$  et une largeur  $L$  est :

$$P = K_a \cdot q \cdot H \cdot L \text{ Avec } K_a = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2) \rightarrow K_a = 0.33$$

Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi

Note : Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A (Bas et au centre de la semelle).

Le tableau qui donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas se trouve dans l'annexe.

### XII.4. VERIFICATION DE LA CULEE

### XII.4.1. VERIFICATION DU TIERS CENTRAL

On doit vérifier que [11] :

$$E_{\max} = \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 > e = \frac{(\sum M_S - \sum M_R)}{N} = \frac{(1294,62 - 372,83)}{1502,66} = 0,613 \text{ m}$$

Avec B: la largeur de la semelle.

### XII.4.2. VERIFICATION AU GLISSEMENT :

$$\frac{H}{N} = \frac{103,65}{1502,66} = 0,069 < 0,4 \text{ Donc est vérifier}$$

### XII.4.3. VERIFICATION AU RENVERSEMENT :

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{1294,62}{372,83} = 3,47 > 1,5 \text{ Donc est vérifier}$$

## XII. 5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

**Cas de fissuration** : préjudiciable. (Dimensionnement à l'ELS)

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\} = 207,31 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPa.}$$

Ferraillage par bandes de 1 ml (linéaire)

### XII.5.1. DALLE DE TRANSITION

Pour le calcul de ferraillage de la dalle de transition, on étudie tout d'abord son comportement mécanique, sachant que les dimensions de la dalle sont (5x11.1x0.3) m<sup>3</sup>  
 $\alpha = Lx/Ly = 0,36 < 0,4$  Donc la dalle travaille dans un seul sens, tel que :

$$M_x = pL^2x/8; M_y = 0$$

#### XII.5.1.1. EVALUATION DES EFFORTS

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids de la dalle de transition :  $G_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$ .
- Poids du remblai :  $G_2 = 1,8 \times 1,22 \times 1 = 2,196 \text{ t/m}^2$ .
- Poids propre du revêtement :  $G_3 = 2,4 \times 0,08 \times 1 = 0,192 \text{ t/m}^2$ .
- Poids total:  $G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 3,137 \text{ t/m}^2$ .
- Surcharges :  $Q = 1,2 \text{ t/m}^2$ .

## CHAPITRE XII : ÉTUDE DE LA CULÉE

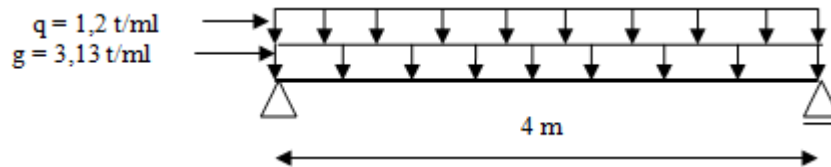


Figure XII. 1. Schéma statique de dalle de transition.

	Charge (t/m <sup>2</sup> )	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente G	3,13	6,26	6,26
Surcharge Q	1,2	2,4	2,4

Tableau XII. 3. Effort appliquée sur la dalle de transition

### XII.5.1.2. COMBINAISON DES EFFORTS

ELU :  $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 12,29 \text{ t.m /ml.}$

$T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 12,29 \text{ t /ml.}$

⇒  $M_{ELU} = 12,29 \text{ t.m /ml ; et } T_{ELU} = 12,29 \text{ t /ml.}$

ELS:  $M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 9,14 \text{ t.m /ml.}$

$T_{ELS} = T_G + 1.2 T_Q = 9,14 \text{ t /ml.}$

⇒  $M_{ELS} = 9,14 \text{ t.m /ml ; et } T_{ELS} = 9,14 \text{ t /ml.}$

### XII.5.1.3. FERRAILLAGE

- Armature Longitudinale

$M_{ELS} = 9,14 \text{ t.m /ml ; } b = 1\text{m; } h = 30 \text{ cm}$

$$\text{Si } M_{ser} \leq \bar{M}_1 \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \times \bar{\sigma}_{bc} \times x \times Z$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,22 \quad \rightarrow \quad (x = 15 \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = 0,145\text{m} \quad \text{et} \quad d = \frac{9h}{10} = 0,27\text{ m})$$

On trouve donc  $\bar{M}_1 = 26,13\text{t.m} > M_{ser} = 14,28 \text{ t.m}$

$$\Rightarrow A_s = 20,04 \text{ cm}^2$$

On prend 7HA20 ( $A_s = 21,99\text{cm}^2/\text{ml.}$ ) avec un espacement de 15 cm

- Pour l'armature de construction :

On prend:  $A'_s = A_s/3 = 7,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : 7HA12 pour ( $A'_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ ) avec espacement de 15cm.

- Armature de répartition :

$$A_s/4 < A_r < A_s/2 \quad \text{D'où } 5,49 < A_r < 10,99$$

## CHAPITRE XII : ÉTUDE DE LA CULÉE

---

On choisit deux cadres HA 14 ( $A_t=6,16 \text{ cm}^2$ ) tous les 20 cm

- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 20,04 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d = 3,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow C. \text{ vérifié}$$

### XII.5.2. MUR GARDE GREVE

#### XII.5.2.1. EVALUATION DES EFFORTS SUR LE MUR GARDE GREVE

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

- ✓ Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

- ✓ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

#### ➤ POUSSEE DES TERRES

Elle est donnée par la formule suivant :

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

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \cdot P_t \cdot h = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec :

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ : Poids volumique des terres.

$h = 1.70 \text{ m}$  : Hauteur du mur garde grève

D'où :  $M_t = 0,486 \text{ t.m/ml}$ .

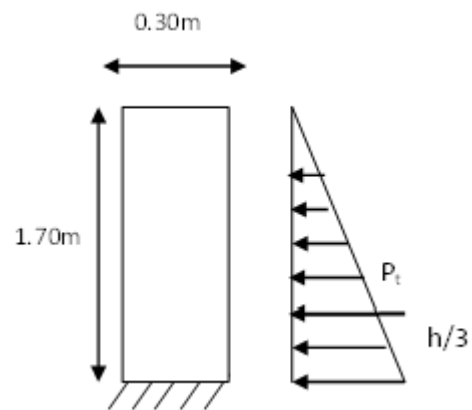


Figure XII. 2. poussée des terres sur le MGG

### ➤ POUSSEE D'UNE CHARGE LOCALE SITUÉE EN ARRIÈRE DU MUR GARDE GREVE

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type B<sub>C</sub> (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6T chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

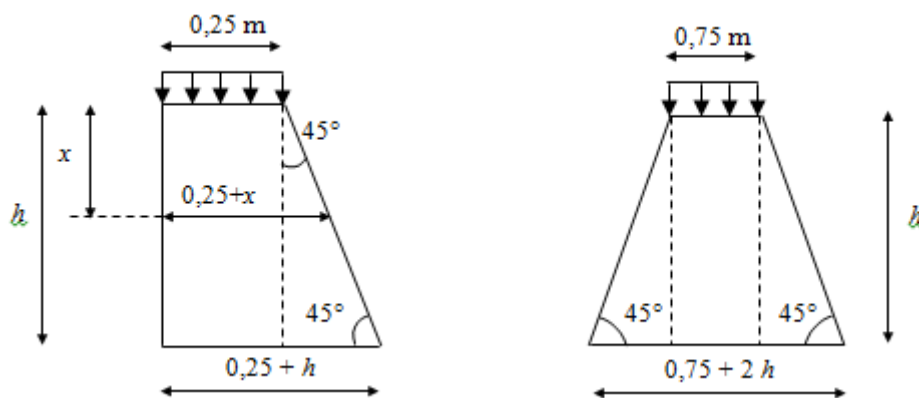


Figure XII. 3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur transition

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad [t.m/ml]$$

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

$\gamma$  : Coefficient de pondération =  $\begin{cases} 1,2 & \text{à l'ELS} \\ 1,6 & \text{à l'ELU} \end{cases}$

$\delta = 1$  : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$b_c = 1,1$  Coefficient de pondération du système  $b_c$

$K_a = 0,333$

D'où :  $K = 0,366\gamma = \begin{cases} 0,4396 & \text{ELS} \\ 0,5861 & \text{ELU} \end{cases}$

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de  $\frac{M_p}{K} = f(h)$  (d'après S.E.T.R.A) :

## CHAPITRE XII : ÉTUDE DE LA CULÉE

h	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/k	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Tableau XII. 4. Les valeurs de  $M_p/K=f(h)$

Pour  $h = 1,70 \text{ m} \Rightarrow M_p = 6,646 \times K (t.m/ml)$

On trouve donc :

$$\begin{cases} M_{p_u} = 2,921 \text{ t.m/ml} \\ M_{p_{ser}} = 3,895 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

### ➤ MOMENT DU A LA FORCE DE FREINAGE

Seul l'effet d'une roue de 6 t est considéré, et le moment du au freinage est donné par l'expression (d'après SETRA)

Soit  $M_F = \frac{6 \cdot h}{0,25 + 2h} \cdot \gamma$

$$M_F = 2,794 \gamma \Rightarrow M_F = \begin{cases} M_{F_u} = 4,471 \text{ t.m/ml} \\ M_{F_{ser}} = 3,353 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

Finalement le moment total de l'encastrement :

$$M_{Tot} = M_t + M_p + M_F \Rightarrow \begin{cases} M_u = 7,878 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} \\ M_{ser} = 7,734 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} \end{cases}$$

### XII.5.2.2. FERRAILLAGE

✓ Verticalement :

$$M_{ELU} = 7,878 \text{ t.m/ml}; M_{ELS} = 7,734 \text{ t.m/ml}$$

$$b = 1 \text{ m}; h = 30 \text{ cm}$$

$$x = 15 \cdot \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,145 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,221$$

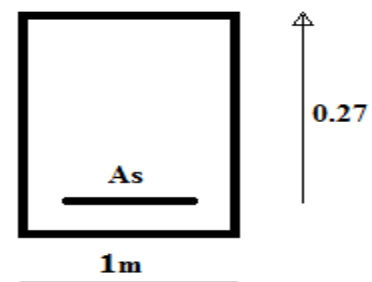


Figure XII. 4. Section de ferrailage de MGG

$$\overline{M}_I = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 26,13 \text{ t.m} > M_{ser} = 7,734 \text{ t.m} \Rightarrow A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = 17,19 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 17,19 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : 9HA16 ( $A_s = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 12 cm.

✓ Pour l'armature de construction on prend :

$A'_s = A_s/3 = 6,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . Soit : 4HA14 pour  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement 25 cm.

## CHAPITRE XII : ÉTUDE DE LA CULÉE

---

✓ Horizontalement

On disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$16,08 \geq 3,36 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{vérifié}$$

### XII.5. 3. CORBEAU

#### XII.5. 3.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

- Réaction due à la dalle de transition + poids propre :  $R_1 = 4,26 \text{ t/ml}$ .
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_2 = 2,07 \text{ t/ml}$ .

- Réactions :  $R_{ELU} = 1,35 R_1 + 1,6 R_2 = 9,06 \text{ t/ml}$ .  
 $R_{ELS} = R_1 + 1,2 R_2 = 6,93 \text{ t/ml}$ .
- Moments :  $M_{ELU} = (1,35 R_1 + 1,6 R_2) \times 0,15 = 1,36 \text{ t.m}$ .  
 $M_{ELS} = (R_1 + 1,2 R_2) \times 0,15 = 1,40 \text{ t.m}$ .

#### XII.5. 3.2. FERRAILLAGE

$$M_{ELU} = 1,36 \text{ t.m /ml}; \quad M_{ELS} = 1,40 \text{ t.m /ml}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad h = 60 \text{ cm}$$

$$x = 15 \cdot \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \cdot d = 0,291 \text{ m} \quad \text{et} \quad z = d - \frac{x}{3} = 0,443 \text{ m}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot x \cdot \overline{\sigma}_{bc} \cdot z = 104,5 \text{ t.m} > M_{ser} = 1,40 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{M_s}{z \cdot \overline{\sigma}_{bc}} = 7,14 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA10 ( $A_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) avec un espacement de 10 cm.

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

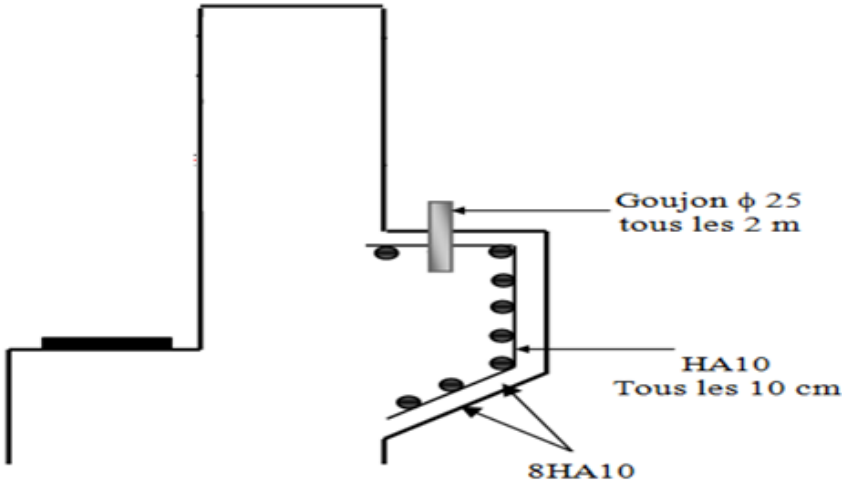


Figure XII. 5. Ferrailage de corbeau d'appui



CONCLUSION  
GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

---

### CONCLUSION GENERALE

Nous avons dans le présent travail effectués l'étude d'un pont-route à poutres en béton précontraint, après avoir vérifié les dimensions des principaux éléments de l'ouvrage.

Notre préoccupation majeure s'est penchée surtout sur le calcul de la résistance et la réalisation de cet ouvrage ; ce qui nous a permis de répondre à plusieurs questions importantes notamment :

- La nécessité d'établir des points de contrôle pour s'assurer du bon fonctionnement, et en permanence de cet ouvrage, son entretien et sa surveillance conformément aux normes réglementaires.
- La définition des différents matériaux à utiliser, nous a permis de calculer les contraintes admissibles.
- Le passage par une répartition transversale des efforts, nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée.
- L'étude du hourdis en flexion locale et transversale, nous a permis de ferrailer la dalle.
- L'étude sismique, nous a permis de ferrailer les fondations
- Enfin, la stabilité au niveau des appuis du tablier ainsi que celle des pieux vis-à-vis de la nature du terrain, nous a permis de confirmer la longévité de l'ouvrage

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances et de les rendre plus accessibles à notre compréhension.

En fin, ce projet de fin d'études a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et aussi une occasion d'entrevoir le milieu professionnel.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] *J. A. CALGARO, (Avril 1987) Projet de construction des ponts, Avril 1987 Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France.*
- Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.*
- [2] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 - Titre I - Section I)*
- [3] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 - Titre I - Section II)*
- [4] *Jean ROUX, Jean PERCHAT. PRATIQUE BAEL 91. EYROLLES.*
- [5] *Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes*
- [6] *Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008. Ministère des travaux publics, 2008.*
- [7] *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.*
- [8] *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil - (Fascicule n° 62 - Titre V)*
- [9] *KIBBOUA, MR. Cours Enstp Des Règlements Parasismiques Des Ouvrages D'art. KOUBA : ENSTP, 2016.*
- [10] *MAZOUAR et LAURARI Cours Structure ENSTP. ENTP, 2014/2015.*
- [11] *BENABDELOUAHAB. Cours MDS 4<sup>ème</sup> année : Murs de soutènement. ENSTP, 2016*

**Résultats des essais géotechniques :**

**TABLEAU DE RESULTATS**

DOSSIER: EGMO 15 13

Projet : Pénétrante Autoroutière traversant la wilaya de Relizane.

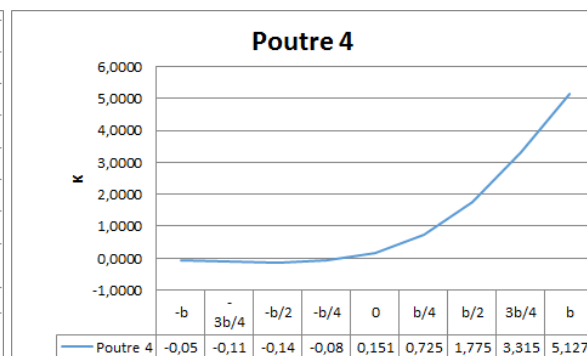
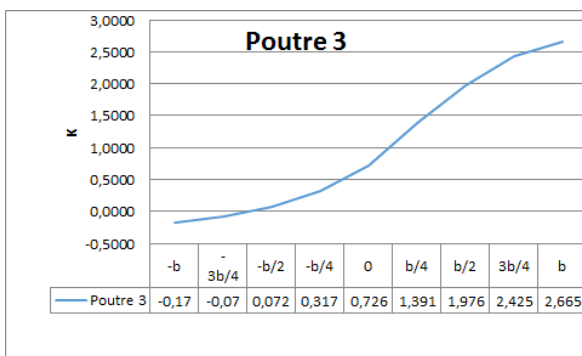
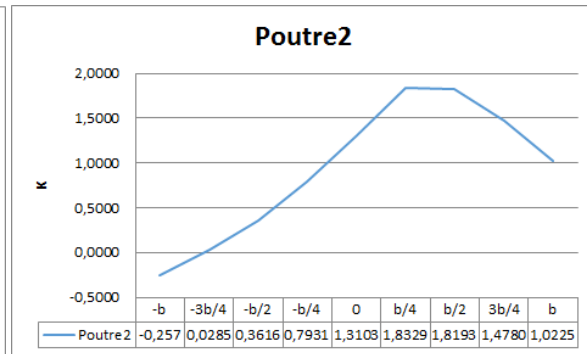
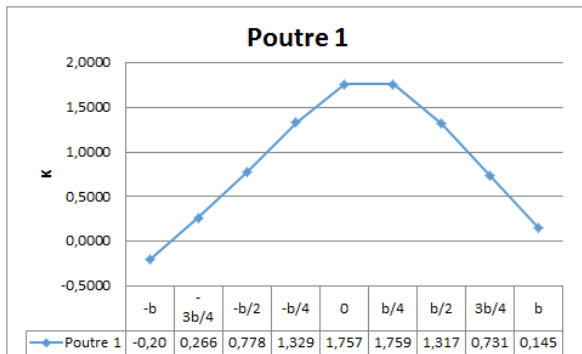
PASSAGE SUPERIEUR N°06

Essais	Sondage	<b>SC-3</b>				
	Prof. Ech Paraff.	4.00/5.00 (4.00/4.40)	7.00/8.00 (7.20/7.60)	12.00/13.00 (12.60/13.00)	23.00/24.00 (23.50/23.80)	
P H Y S I Q U E S	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.65	2.65	2.70	2.58	
	$\gamma_h$ (T/m <sup>3</sup> )	2.16	2.09	2.09	2.19	
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )	1.82	1.81	1.75	1.88	
	W (%)	18.1	15.3	19.6	16.8	
	Ws (%)	17.9	18.2	20.1	16.2	
	Sr (%)	100	84	98	100	
	WL (%)	60.64	38.75	62.77	40.75	
	WP (%)	24.33	17.10	28.48	19.47	
	IP (%)	16.31	21.65	34.29	21.30	
	VBS					
	E.S (%)					
	Caco <sub>3</sub> (%)	20	22	24	25	
	Passant à	5 mm	100%	100%	100%	100%
		1 mm	100%	100%	100%	100%
0.2mm		100%	100%	100%	100%	
0.1 mm		100%	100%	100%	100%	
20 $\mu$		68%	59%	47%	53%	
M E C A N I Q U E S	Pc (bars)	2.124	1.833	2.056	2.095	
	Ct	0.061	0.112	0.086	0.046	
	Cg	0.039	0.012	0.021	0.036	
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )	1.75	1.73	1.65	1.76	
	W init (%)	18.84	14.04	18.97	16.24	
	W fin. (%)	20.73	17.45	22.81	19.49	
	K (cm <sup>3</sup> /s)					
	Rc (bars)					
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )					
	W (%)					
	C <sub>uu</sub> (bars)	2.055	2.184			
	$\phi_{uu}$ (degré)	47.89	32.27			
	W ini. (%)	16.40	14.10			
	W fin. (%)					

LTPO / Unité d'Oran

Établi 30.12.2015	Projet : Pénétrante Autoroutière traversant la wilaya de Relizane	Sce Labo YZ / MB / MBM	A
Révisé le : 30.12.2015 Indice de révision : 1			

## Lignes d'influence :



## Réactions d'appuis :

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

## Justification de la poutre à l'ELS

### Justification des contraintes normales

#### Phase 1

**Phase 1 :** 7<sup>ème</sup> jours (Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes )  
 Les cables de la 1<sup>er</sup> famille sont tirés à 50% de P<sub>0</sub> et consomment 50% des pertes instantanées.

		$\Delta\sigma_{inst} \text{ (Mpa)} :$		143,895			
$F_{c28} \text{ (Mpa)} =$	35	$F_{c7} \text{ (Mpa)} =$	23,179				
$j \text{ (jours)} =$	7	$F_{t7} \text{ (Mpa)} =$	1,991				
$\sigma_{p0} \text{ (Mpa)} =$	1476	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)} =$	13,907				
$A_p \text{ (m}^2\text{)} =$	0,00135	$\sigma_{bt} \text{ (Mpa)} =$	-2,986				
$n =$	2						
$K =$	0,5	$= (1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p \text{ (MN)} =$		<b>1,8770</b>			
$V_n \text{ (m)} =$	0,543						
$V_n' \text{ (m)} =$	0,757	$\sigma_1 \text{ (v)} =$	1,726	$\geq$	$\sigma_{bt7} =$	-2,986	Vérfiée
$I_n \text{ (m}^4\text{)} =$	0,086	$\sigma_1 \text{ (v')} =$	8,302	$\leq$	$\sigma_{bc7} =$	13,907	Vérfiée
$B_n \text{ (m}^2\text{)} =$	0,420						
$e_1 \text{ (m)} =$	-0,6572						
$M_{gp} \text{ (MN.m)} =$	0,800						

#### Phase 2

**Phase 2 :** 28<sup>ème</sup> jours (Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes )  
 Les cables de la 1<sup>er</sup> famille sont tirés à 100% de P<sub>0</sub> et consomment 100% des pertes instantanées.

		$\Delta\sigma_{inst} \text{ (Mpa)} :$		143,895			
$F_{c28} \text{ (Mpa)} =$	35	$F_{c28} \text{ (Mpa)} =$	35				
$j \text{ (jours)} =$	28	$F_{t28} \text{ (Mpa)} =$	2,7				
$\sigma_{p0} \text{ (Mpa)} =$	1476	$\sigma_{bc} \text{ (Mpa)} =$	21				
$A_p \text{ (m}^2\text{)} =$	0,00135	$\sigma_{bt} \text{ (Mpa)} =$	-4,05				
$n =$	2						
$K =$	0,5	$= (1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \Delta\sigma_p) \times n \times K \times A_p \text{ (MN)} =$		<b>1,8770</b>			
$V_n \text{ (m)} =$	0,543						
$V_n' \text{ (m)} =$	0,757	$\Delta\sigma_1 \text{ (v)} =$	0,642				
$I_n \text{ (m}^4\text{)} =$	0,086	$\Delta\sigma_1 \text{ (v')} =$	8,302				
$B_n \text{ (m}^2\text{)} =$	0,420						
$e_1 \text{ (m)} =$	-0,6572	$\sigma_2 \text{ (v)} =$	2,368	$\geq$	$\sigma_{bt21} =$	-4,05	Vérfiée
$M_g \text{ (MN.m)} :$	0,800	$\sigma_2 \text{ (v')} =$	16,604	$\leq$	$\sigma_{bc21} =$	21	Vérfiée

### Phase 3

**Phase 3 :** 35<sup>ème</sup> jours (Section résistante : Poutre seule avec caractéristiques nettes )  
Le coulage de la dalle et les entretoises

$\Delta\sigma_d^T =$	228,5992	$r(t) \% =$	0,0803		
$\Delta\sigma_{rec(D/1)} =$	-18,3850	$\Delta\sigma_3(1 \Phi) =$	18,355		dif 1ère famille
$F_{c28} (Mpa) =$	35	$F_{c28} (Mpa) =$	35	-0,0304	
$j$ (jours) =	35	$F_{t28} (Mpa) =$	2,7		
$A_p (m^2) =$	0,00135	$\sigma_{bc} (Mpa) =$	21		
$n =$	2	$\sigma_{bt} (Mpa) =$	-4,05		
$K =$	1				
$V_n (m) =$	0,543	$P1 = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p =$		<b>0,0001</b>	
$V_n' (m) =$	0,757				
$I_n (m^4) =$	0,086	$\Delta\sigma_3 (v) =$	3,102		
$B_n (m^2) =$	0,420	$\Delta\sigma_3 (v') =$	-4,327		
$e1 (m) =$	-0,6572				
$Md+e (MN.m)$	0,490	$\sigma_3 (v) =$	5,470	$\geq$	$\sigma_{bt28} = -4,05$ <b>Vérifiée</b>
$r_m(ps) =$	8,9091	$\sigma_3 (v') =$	12,277	$\leq$	$\sigma_{bc28} = 21$ <b>Vérifiée</b>

### Phase 4

**Phase 4 :** 63<sup>ème</sup> jours (Section résistante : Poutre +dalle avec caractéristiques nettes )  
Mise en place des éléments du tablier.

$\Delta\sigma_d^T (1 \Phi) =$	228,599	$r(t) \% =$	0,2085	$\Delta\sigma_{rec(C/1)} =$	-9,1264
$\Delta\sigma_d^T (2 \Phi) =$	0,0000	$\Delta\sigma_d(1 \Phi) =$	47,655	$\Delta\sigma_{rec(C/2)} =$	0,0000
		$\Delta\sigma_d(2 \Phi) =$	0,000		
				38,5289	
$F_{c28} (Mpa) =$	35	$F_{c28} (Mpa) =$	35		
$j$ (jours) =	63	$F_{t28} (Mpa) =$	2,7		
$A_p (mm^2) =$	0,00135	$\sigma_{bc} (Mpa) =$	21		
$\sigma_{p0} (Mpa) =$	1476	$\sigma_{bt} (Mpa) =$	-4,05		
$n1 =$	2				
$n2 =$	0	$P1 (1 \Phi) = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p =$		<b>-0,083</b>	
$K =$	1	$P1 (2 \Phi) = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x A_p =$		<b>0,0000</b>	
$V_n (m) =$	0,481				
$V_n-ed (m) =$	0,281				
$V_n' (m) =$	1,019	$\Delta\sigma_5 (v-ed) =$	-0,003		
$I_n (m^4) =$	0,172	$\Delta\sigma_5 (v') =$	-3,739		
$B_n (m^2) =$	0,708				
$e1 (m) =$	-0,844				
$e2 (m) =$	0,000	$\sigma_5 (v-0.2) =$	5,467	$\geq$	$\sigma_{bc28} = -4$ <b>Vérifiée</b>
$Mc (MN.m) :$	0,540	$\sigma_5 (v') =$	8,538	$\leq$	$\sigma_{bc28} = 21$ <b>Vérifiée</b>
$r_m =$	11,8127				

## Phase 5

**Phase 4 : 63<sup>ème</sup> jours**

(Section résistante : Poutre + dalle avec caractéristiques nettes )

Mise en place des éléments du tablier.

$\Delta\sigma_d^T(1 \Phi) =$	228,599	$r(t) \% =$	0,2085	$\Delta\sigma_{rec}(C/1) =$	-9,1264
$\Delta\sigma_d^T(2 \Phi) =$	0,0000	$\Delta\sigma_d(1 \Phi) =$	47,655	$\Delta\sigma_{rec}(C/2) =$	0,0000
		$\Delta\sigma_d(2 \Phi) =$	0,000		
			38,5289		
$F_{c28} (Mpa) =$	35	$F_{c28} (Mpa) =$	35		
$j (jours) =$	63	$F_{t28} (Mpa) =$	2,7		
$A_p (mm^2) =$	0,00135	$\sigma_{bc} (Mpa) =$	21		
$\sigma_{p0} (Mpa) =$	1476	$\sigma_{bt} (Mpa) =$	-4,05		
$n1 =$	2				
$n2 =$	0	$P1 (1 \Phi) = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x Ap =$			<b>-0,083</b>
$K =$	1	$P1 (2 \Phi) = (-0.8x\Delta\sigma_p) x n x K x Ap =$			<b>0,0000</b>
$V_n (m) =$	0,481				
$V_{n-ed} (m) =$	0,281				
$V_{n'} (m) =$	1,019	$\Delta\sigma_5 (v-ed) =$	-0,003		
$I_n (m^4) =$	0,172	$\Delta\sigma_5 (v') =$	-3,739		
$B_n (m^2) =$	0,708				
$e1 (m) =$	-0,844				
$e2 (m) =$	0,000	$\sigma_5 (v-0.2) =$	5,467	$\geq$	$\sigma_{bc28} = -4$
$M_c (MN.m) :$	0,540	$\sigma_5 (v') =$	8,538	$\leq$	$\sigma_{bc28} = 21$
$r_m =$	11,8127				

Vérifiée

Vérifiée

Mise en service de l'ouvrage.


(en charge : caractéristiques homogènes)

$\Delta\sigma^T(1 \Phi) =$	228,599	$\Delta\sigma^T(2 \Phi) =$	0,000		
$\Delta\sigma_{inst} =$	143,8947	$\Delta\sigma_{rec}(D/1) =$	-18,38	$\Delta\sigma_{rec}(2/1) =$	0,00
		$\Delta\sigma_3(1 \Phi) =$	18,35	$\Delta\sigma_d(1 \Phi) =$	47,66
				$\Delta\sigma_{rec}(C/1) =$	-9,13
				$\Delta\sigma_{inst}(2 \Phi) =$	0,00
				$\Delta\sigma_d(2 \Phi) =$	0,00
				$\Delta\sigma_{rec}(C/2) =$	0,00
$F_{c28} (Mpa) =$	35	$F_{c28} (Mpa) =$	35		
$j (jours) =$	$\infty$	$F_{t28} (Mpa) =$	2,7		
$A_p (mm^2) =$	0,00135	$\sigma_{bc} (Mpa) =$	21		
$n1 =$	2	$\sigma_{bt} (Mpa) =$	-4,05		
$n2 =$	0				
$K =$	1			$\sigma_M(V - 0.3) =$	2,7379553
$V_h (m) =$	0,50			$\sigma_M(V') =$	-9,246116
$V_{h-ed} (m) =$	0,30				
$V_{h'} (m) =$	1,00				
$I_h (m^4) =$	0,181	$\Delta\sigma_6 (v-0.25) =$	2,7		
$B_h (m^2) =$	0,721	$\Delta\sigma_6 (v') =$	-9,246		
$e1 (m) =$	-0,844				
$e2 (m) =$	0,000				
$M_{D240} (MN.m)$	1,670	$\sigma_6 (v-0.25) =$	8,202	$\geq$	$\sigma_{bt28} = -4,05$
		$\sigma_6 (v') =$	-1,349	$\leq$	$\sigma_{bc28} = 21,00$
	9,2185166				

Vérifiée

Vérifiée

## Capacités portantes des pieux :

<b>FOXTA - FondProf</b>	Numéro d'affaire : EGMO1513							
	PS 6							
<b>Cas de Charge N° 1</b>								
<b><u>DONNEES</u></b>								
<b><u>Caractéristiques de la fondation</u></b>								
Fondation profonde du Type Pieu ne refoulant pas le sol.								
Pieu circulaire :								
Diamètre :	1.2 m.							
Pas de correction géométrique sur le pieu.								
<b><u>Caractéristiques des couches</u></b>								
Cote z	(p1-p0) (kPa)	qs (kPa)	kp	Nom de la couche				
0.00								
-3.00	0.00	0.00	0.00	REMBLAI				
-12.00	1 500.00	40.00	1.20	ARGILE 2				
-16.00	2 500.00	40.00	1.30	Couche indépendante				
-20.00	3 000.00	40.00	1.30	Couche indépendante				
<b><u>CALCULS ET RESULTATS</u></b>								
Calcul selon le Fascicule 62.								
Critère d'arrêt du calcul : Longueur du pieu = 20 m.								
<b><u>Détail des calculs :</u></b>								
z	P1e* (kPa)	Qp (kN)	Qs (kN)	Q1 (kN)	QELScqp (kN)	QELScr (kN)	QELUcf (kN)	QELUca (kN)
0.00								
-0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.40	1.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.60	5.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.80	12.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.00	22.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.20	34.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.40	50.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.60	68.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.80	88.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.00	112.50	152.68	0.00	152.68	54.53	69.40	109.06	127.23
-3.20	166.67	226.19	30.16	256.35	95.86	122.01	183.11	213.63
-3.40	183.33	248.81	60.32	309.13	119.02	151.48	220.81	257.61
-3.60	200.00	271.43	90.48	361.91	142.18	180.96	258.51	301.59
-3.80	233.33	316.67	120.64	437.31	173.42	220.71	312.36	364.42
-4.00	266.67	361.91	150.80	512.71	204.65	260.47	366.22	427.26
-4.20	300.00	407.15	180.96	588.11	235.89	300.22	420.08	490.09
-4.40	333.33	452.39	211.12	663.50	267.13	339.98	473.93	552.92
-4.60	366.67	497.63	241.27	738.90	298.36	379.73	527.79	615.75
-4.80	400.00	542.87	271.43	814.30	329.60	419.49	581.64	678.58
-5.00	433.33	588.11	301.59	889.70	360.83	459.24	635.50	741.42
-5.20	466.67	633.35	331.75	965.10	392.07	499.00	689.36	804.25
-5.40	500.00	678.58	361.91	1 040.50	423.31	538.75	743.21	867.08
-5.60	533.33	723.82	392.07	1 115.89	454.54	578.51	797.07	929.91
-5.80	566.67	769.06	422.23	1 191.29	485.78	618.27	850.92	992.74
-6.00	600.00	814.30	452.39	1 266.69	517.02	658.02	904.78	1 055.58
-6.20	633.33	859.54	482.55	1 342.09	548.25	697.78	958.63	1 118.41
-6.40	666.67	904.78	512.71	1 417.49	579.49	737.53	1 012.49	1 181.24
-6.60	700.00	950.02	542.87	1 492.88	610.73	777.29	1 066.35	1 244.07
-6.80	733.33	995.26	573.03	1 568.28	641.96	817.04	1 120.20	1 306.90
-7.00	766.67	1 040.50	603.19	1 643.68	673.20	856.80	1 174.06	1 369.73
-7.20	800.00	1 085.73	633.35	1 719.08	704.43	896.55	1 227.91	1 432.57
-7.40	833.33	1 130.97	663.50	1 794.48	735.67	936.31	1 281.77	1 495.40
-7.60	866.67	1 176.21	693.66	1 869.88	766.91	976.06	1 335.63	1 558.23
-7.80	900.00	1 221.45	723.82	1 945.27	798.14	1 015.82	1 389.48	1 621.06
-8.00	933.33	1 266.69	753.98	2 020.67	829.38	1 055.58	1 443.34	1 683.89
-8.20	966.67	1 311.93	784.14	2 096.07	860.62	1 095.33	1 497.19	1 746.73
-8.40	1 000.00	1 357.17	814.30	2 171.47	891.85	1 135.09	1 551.05	1 809.56
 <b>FOXTA</b> v2.0.2 du 07/11/2005 TERRASOL		Calcul réalisé par :						

# FOXTA - FondProf

Numéro d'affaire : EGMO1513

PS 4

PS 6

-8.60	1 033.33	1 402.41	844.46	2 246.87	923.09	1 174.84	1 604.91	1 872.39
-8.80	1 066.67	1 447.65	874.62	2 322.27	954.33	1 214.60	1 658.76	1 935.22
-9.00	1 100.00	1 492.88	904.78	2 397.66	985.56	1 254.35	1 712.62	1 998.05
-9.20	1 133.33	1 538.12	934.94	2 473.06	1 016.80	1 294.11	1 766.47	2 060.88
-9.40	1 166.67	1 583.36	965.10	2 548.46	1 048.04	1 333.86	1 820.33	2 123.72
-9.60	1 200.00	1 628.60	995.26	2 623.86	1 079.27	1 373.62	1 874.18	2 186.55
-9.80	1 233.33	1 673.84	1 025.42	2 699.26	1 110.51	1 413.37	1 928.04	2 249.38
-10.00	1 266.67	1 719.08	1 055.58	2 774.65	1 141.75	1 453.13	1 981.90	2 312.21
-10.20	1 300.00	1 764.32	1 085.73	2 850.05	1 172.98	1 492.88	2 035.75	2 375.04
-10.40	1 334.03	1 810.50	1 115.89	2 926.39	1 204.55	1 533.07	2 090.28	2 438.66
-10.60	1 369.44	1 858.57	1 146.05	3 004.62	1 236.80	1 574.11	2 146.16	2 503.85
-10.80	1 406.25	1 908.52	1 176.21	3 084.73	1 269.72	1 616.01	2 203.38	2 570.61
-11.00	1 444.44	1 960.35	1 206.37	3 166.73	1 303.31	1 658.76	2 261.95	2 638.94
-11.20	1 484.03	2 014.08	1 236.53	3 250.61	1 337.58	1 702.37	2 321.86	2 708.84
-11.40	1 525.00	2 069.68	1 266.69	3 336.37	1 372.52	1 746.84	2 383.12	2 780.31
-11.60	1 567.36	2 127.17	1 296.85	3 424.02	1 408.13	1 792.16	2 445.73	2 853.35
-11.80	1 611.11	2 186.55	1 327.01	3 513.56	1 444.42	1 838.35	2 509.68	2 927.96
-12.00	1 656.25	2 243.53	1 357.17	3 792.30	1 548.27	1 970.53	2 708.78	3 160.25
-12.20	1 750.00	2 372.96	1 387.33	3 960.29	1 612.58	2 052.37	2 828.78	3 300.24
-12.40	1 775.00	2 609.72	1 417.49	4 027.21	1 640.79	2 088.27	2 876.58	3 356.01
-12.60	1 800.00	2 646.48	1 447.65	4 094.12	1 668.99	2 124.17	2 924.37	3 411.77
-12.80	1 850.00	2 719.99	1 477.81	4 197.80	1 710.33	2 176.78	2 998.43	3 498.16
-13.00	1 900.00	2 793.50	1 507.96	4 301.47	1 751.66	2 229.39	3 072.48	3 584.56
-13.20	1 950.00	2 867.02	1 538.12	4 405.14	1 793.00	2 282.00	3 146.53	3 670.95
-13.40	2 000.00	2 940.53	1 568.28	4 508.81	1 834.33	2 334.60	3 220.58	3 757.34
-13.60	2 050.00	3 014.04	1 598.44	4 612.49	1 875.67	2 387.21	3 294.63	3 843.74
-13.80	2 100.00	3 087.56	1 628.60	4 716.16	1 917.00	2 439.82	3 368.68	3 930.13
-14.00	2 150.00	3 161.07	1 658.76	4 819.83	1 958.33	2 492.43	3 442.74	4 016.53
-14.20	2 200.00	3 234.58	1 688.92	4 923.50	1 999.67	2 545.03	3 516.79	4 102.92
-14.40	2 248.96	3 306.57	1 719.08	5 025.65	2 040.46	2 596.94	3 589.75	4 188.04
-14.60	2 295.83	3 375.48	1 749.24	5 124.72	2 080.15	2 647.46	3 660.52	4 270.60
-14.80	2 340.63	3 441.34	1 779.40	5 220.74	2 118.75	2 696.59	3 729.10	4 350.61
-15.00	2 383.33	3 504.13	1 809.56	5 313.69	2 156.26	2 744.32	3 795.49	4 428.07
-15.20	2 423.96	3 563.86	1 839.72	5 403.58	2 192.67	2 790.67	3 859.70	4 502.98
-15.40	2 462.50	3 620.53	1 869.88	5 490.40	2 227.98	2 835.62	3 921.72	4 575.34
-15.60	2 498.96	3 674.13	1 900.04	5 574.17	2 262.21	2 879.17	3 981.55	4 645.14
-15.80	2 533.33	3 724.67	1 930.19	5 654.87	2 295.34	2 921.34	4 039.19	4 712.39
-16.00	2 565.63	3 772.15	1 960.35	5 732.50	2 327.37	2 962.11	4 094.65	4 777.09
-16.20	2 625.00	3 859.45	1 990.51	5 849.96	2 373.63	3 020.98	4 178.54	4 874.97
-16.40	2 637.50	3 877.82	2 020.67	5 898.50	2 395.27	3 048.53	4 213.21	4 915.41
-16.60	2 650.00	3 896.20	2 050.83	5 947.03	2 416.92	3 076.08	4 247.88	4 955.86
-16.80	2 675.00	3 932.96	2 080.99	6 013.95	2 445.12	3 111.98	4 295.68	5 011.63
-17.00	2 700.00	3 969.72	2 111.15	6 080.87	2 473.33	3 147.88	4 343.48	5 067.39
-17.20	2 725.00	4 006.47	2 141.31	6 147.78	2 501.54	3 183.78	4 391.27	5 123.15
-17.40	2 750.00	4 043.23	2 171.47	6 214.70	2 529.75	3 219.68	4 439.07	5 178.92
-17.60	2 775.00	4 079.99	2 201.63	6 281.61	2 557.95	3 255.58	4 486.87	5 234.68
-17.80	2 800.00	4 116.74	2 231.79	6 348.53	2 586.16	3 291.48	4 534.66	5 290.44
-18.00	2 825.00	4 153.50	2 261.95	6 415.45	2 614.37	3 327.38	4 582.46	5 346.21
-18.20	2 850.00	4 190.26	2 292.11	6 482.36	2 642.57	3 363.27	4 630.26	5 401.97
-18.40	2 873.96	4 225.48	2 322.27	6 547.75	2 670.23	3 398.48	4 676.96	5 456.46
-18.60	2 895.83	4 257.64	2 352.42	6 610.07	2 696.80	3 432.29	4 721.48	5 508.39
-18.80	2 915.63	4 286.74	2 382.58	6 669.33	2 722.27	3 464.71	4 763.80	5 557.77
-19.00	2 933.33	4 312.78	2 412.74	6 725.52	2 746.65	3 495.74	4 803.94	5 604.60
-19.20	2 948.96	4 335.75	2 442.90	6 778.65	2 769.93	3 525.37	4 841.90	5 648.88
-19.40	2 962.50	4 355.66	2 473.06	6 828.72	2 792.12	3 553.61	4 877.66	5 690.60
-19.60	2 973.96	4 372.51	2 503.22	6 875.73	2 813.22	3 580.46	4 911.23	5 729.77
-19.80	2 983.33	4 386.29	2 533.38	6 919.67	2 833.22	3 605.92	4 942.62	5 766.39
-20.00	2 990.63	4 397.01	2 563.54	6 960.55	2 852.13	3 629.99	4 971.82	5 800.46



**FOXTA**  
v2.0.2 du 07/11/2005  
**TERRASOL**

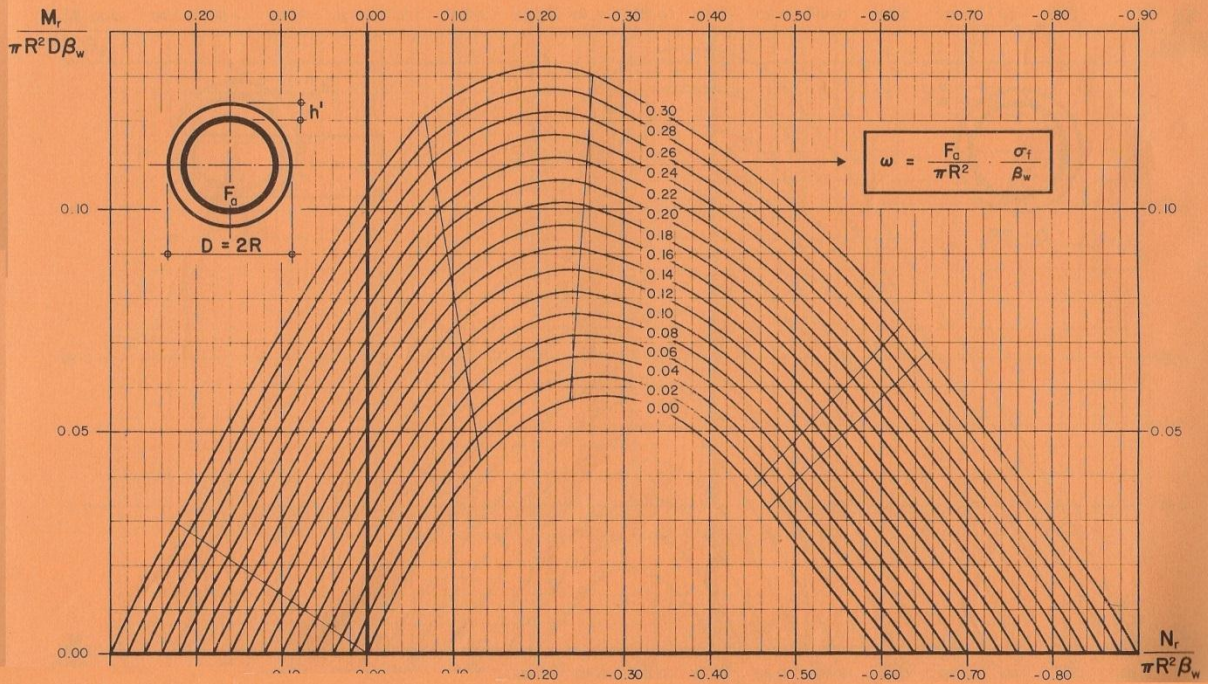
Calcul réalisé par :

# Abaque de WALTHER

154. FLEXION COMPOSEE  
EFFORTS DE RUPTURE  $M_r$  ET  $N_r$

$\sigma_f = 460 \text{ N/mm}^2$   
 $\omega_{\max} = 0.3$

$\frac{h'}{D} = 0.04$



## Sollicitations agissants sur culée

Sollicitation Désignation	Cas°	Clacul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = \epsilon H * P$	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm \epsilon v) * P$ (t)	Bras de levier $\langle H \rangle$ (m)	Bras de levier $\langle V \rangle$ (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)
<b>Mur garde grève</b>	cas n°1	14,66	0,00	14,66	0,52	8,40	0,00	7,62
	cas n°2		2,93	15,54			24,63	8,08
	cas n°3		2,93	14,66			24,63	7,62
	cas n°4		2,93	13,78			24,63	7,17
<b>Corbeau</b>	cas n°1	27,43	0,00	27,43	0,67	7,05	0,00	18,38
	cas n°2		5,49	29,07			38,67	19,48
	cas n°3		5,49	27,43			38,67	18,38
	cas n°4		5,49	25,78			38,67	17,27
<b>Mur frontal</b>	cas n°1	215,42	0,00	215,42	1,73	4,78	0,00	372,68
	cas n°2		43,08	228,35			205,73	395,04
	cas n°3		43,08	215,42			205,73	372,68
	cas n°4		43,08	202,50			205,73	350,32
<b>Mur en retour</b>	cas n°1	15,08	0,00	15,08	2,38	3,92	0,00	35,95
	cas n°2		3,02	15,98			11,83	38,11
	cas n°3		3,02	15,08			11,83	35,95
	cas n°4		3,02	14,17			11,83	33,79
<b>Semelle</b>	cas n°1	369,00	0,00	369,00	0,00	1,00	0,00	0,00
	cas n°2		73,80	391,14			73,80	0,00
	cas n°3		73,80	369,00			73,80	0,00
	cas n°4		73,80	346,86			73,80	0,00
<b>Dalle de transition</b>	cas n°1	43,13	0,00	43,13	1,84	8,33	0,00	79,35
	cas n°2		8,63	45,71			71,85	84,11
	cas n°3		8,63	43,13			71,85	79,35
	cas n°4		8,63	40,54			71,85	74,59
<b>Poids des terres sur la semelle 1</b>	cas n°1	354,48	0,00	354,48	1,80	4,70	0,00	638,06
	cas n°2		70,90	375,75			333,21	676,35
	cas n°3		70,90	354,48			333,21	638,06
	cas n°4		70,90	333,21			333,21	599,78
<b>Poids des terres sur la semelle 2</b>	cas n°1	40,83	0,00	40,83	1,80	1,87	0,00	73,49
	cas n°2		8,17	43,28			15,27	77,90
	cas n°3		8,17	40,83			15,27	73,49
	cas n°4		8,17	38,38			15,27	69,08
<b>Poids des surcharges</b>	cas n°1	35,42	0,00	35,42	1,95	7,90	0,00	69,08
	cas n°2		7,08	37,55			55,97	73,22
	cas n°3		7,08	35,42			55,97	69,08
	cas n°4		7,08	33,30			55,97	64,93

<b>Poussée des terres sur mur garde grève + mur frontale</b>	cas n°1	48,49	48,49	0,00	/	3,63	176,01	0,00
	cas n°2	66,91	66,91	0,00			242,90	0,00
	cas n°3	223,22	223,22	0,00			810,28	0,00
	cas n°4	227,97	227,97	0,00			827,52	0,00
<b>Poussée des terres sur la semelle</b>	cas n°1	5,16	5,16	0,00	/	0,50	2,58	0,00
	cas n°2	7,12	7,12	0,00			3,56	0,00
	cas n°3	7,28	7,28	0,00			3,64	0,00
	cas n°4	7,43	7,43	0,00			3,72	0,00
<b>Poussée des surcharges sur mur frontal et MGG</b>	cas n°1	39,68	39,68	0,00	/	4,70	186,50	0,00
	cas n°2	54,76	54,76	0,00			257,36	0,00
	cas n°3	55,95	55,95	0,00			262,96	0,00
	cas n°4	57,14	57,14	0,00			268,55	0,00
<b>Poussée des surcharges sur la semelle</b>	cas n°1	10,32	10,32	0,00	/	0,75	7,74	0,00
	cas n°2	14,24	14,24	0,00			10,68	0,00
	cas n°3	14,55	14,55	0,00			10,91	0,00
	cas n°4	14,86	14,86	0,00			11,15	0,00
<b>Réaction du tablier (G)</b>	cas n°1	240,21	0,00	240,21	0,00	7,85	0,00	0,00
	cas n°2		48,04	254,62			377,12	0,00
	cas n°3		48,04	240,21			377,12	0,00
	cas n°4		48,04	225,79			377,12	0,00
<b>A(I)</b>	103,296	/	103,30	/	/	/	/	/
<b>Bc 2voies</b>	103,200		103,20					
<b>Mc120</b>	105,697		105,70					
<b>D240</b>	147,000		147,00					
<b>S-Trottoirs</b>	3,600		3,60					
<b>HA(I)</b>	5,82		5,82					
<b>HBc</b>	18,00	18,00	7,85	141,30	0,00			

### Combinaison de charges agissantes sur la culée

Cas	Combinaisons	V (t)	H (t)	MS (t.m)	MR (t.m)	MS-MR
ELU	<b>1,35G + 1,6 (A(I)+Str)</b>	2001,17	149,24	1747,73	576,45	1171,28
	<b>1,35G + 1,6 (Bc+Str)</b>	2001,02	168,73	1747,73	729,40	1018,33
	<b>1,35G + 1,35 Mc120</b>	1972,83	139,93	1747,73	503,32	1244,41
	<b>1,35G + 1,35 D240</b>	2028,59	139,93	1747,73	503,32	1244,41
ELS	<b>G + 1,2 (A(I)+Str)</b>	1483,93	110,64	1294,62	427,68	866,93
	<b>1,35G + 1,6 (Bc+Str)</b>	1483,82	125,25	1294,62	542,39	752,23
	<b>1,35G + 1,35 Mc120</b>	1461,36	103,65	1294,62	372,83	921,79
	<b>1,35G + 1,35 D240</b>	1502,66	103,65	1294,62	372,83	921,79
ELA 1° CAS	<b>G + 0,2 (A(I)+Str)</b>	1458,38	415,33	1372,30	1731,74	359,44
	<b>G + 0,2 (Bc+Str)</b>	1458,36	417,77	1372,30	1750,86	378,56
	<b>G + 0,2 Mc120</b>	1458,14	414,17	1372,30	1722,60	350,30
	<b>G + 0,2 D240</b>	1466,40	414,17	1372,30	1722,60	350,30
ELA 2° CAS	<b>G + 0,2 (A(I)+Str)</b>	1377,04	573,29	1294,62	2305,02	1010,40
	<b>G + 0,2 (Bc+Str)</b>	1377,02	575,72	1294,62	2324,14	1029,52
	<b>G + 0,2 Mc120</b>	1376,80	572,12	1294,62	2295,88	1001,26
	<b>G + 0,2 D240</b>	1385,06	572,12	1294,62	2295,88	1001,26
ELA 3° CAS	<b>G + 0,2 (A(I)+Str)</b>	1295,70	579,69	1216,94	2328,16	1111,23
	<b>G + 0,2 (Bc+Str)</b>	1295,68	582,13	1216,94	2347,28	1130,34

<b>G + 0,2 Mc120</b>	1295,46	578,53	1216,94	2319,03	1102,08
<b>G + 0,2 D240</b>	1303,72	578,53	1216,94	2319,03	1102,08