

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE JIJEL



FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département de travaux publics

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master académique en génie civil

Option : Voies Et Ouvrages D'art

thème

*Étude d'un pont sur oued Sayoud EX RN 43 plus la
simulation numérique du comportement d'un modèle
réduit de sol renforcé par la colonne ballastée*

Jury :

*MENDACI .F
MESSIOUD .S
LAOUCHE .M*

*Présidente
Examineur
Encadreur*

Présenté et soutenu par :

*BOKAALA Oussama
BOULSANE Nora*

Promotion 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

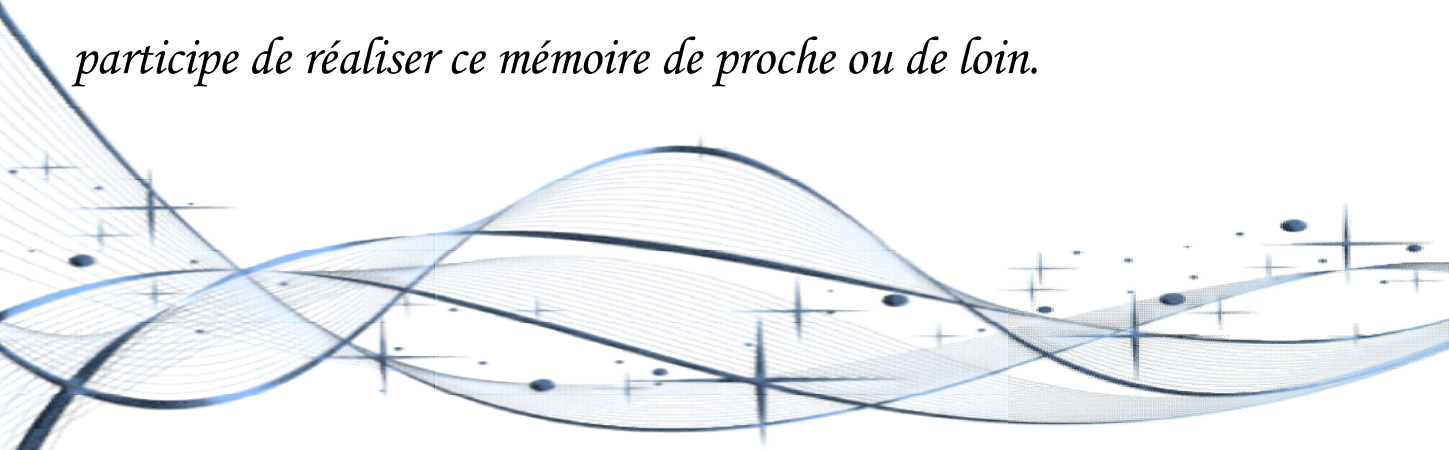
Tout d'abord et avant tout, nous Remercions le DIEU, notre créateur de nos avoir donné les forces, la volonté, la patience et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.


Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté à mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre encadrement :

Mr LAOUCHE MED pour la patience durant tout l'encadrement.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.


Finalemnt, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos famille qui nous ont toujours soutenues et à tout ce qui participe de réaliser ce mémoire de proche ou de loin.





Je dédie ce modeste travail :
A mes très chers parents,
A mes chers frères et mes sœurs,
A toute ma famille,
A tous mes amis
Bien sur mon binôme NORA

OUSSAMA



Je dédie ce modeste travail :
A mes très chers parents,
A mes chers frères et mes sœurs,
Ma petite 'aya',
A mon grand père et ma grande mère,
A toute ma famille,
A tous mes amies
Bien sur mon binom OUSSAMA

NORA

NOMENCLATURE

Conformément à la rédaction du présent projet de fin d'étude, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé, précontraint et le sol

❖ Principe

Majuscules latines

Elles désignent :

- ✓ les actions et sollicitations (forces, moments) ;
- ✓ les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs ;
- ✓ les modules de déformations et d'élasticité.

Minuscules latines

Elles désignent :

- ✓ les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur ;
- ✓ les densités de forces réparties ;
- ✓ les résistances des matériaux ;
- ✓ certains coefficients.

Majuscules grecques

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

Minuscules grecques

Elles désignent :

- ✓ les contraintes ;
- ✓ les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives ;
- ✓ certains coefficients.

❖ Indices

Majuscules latines :

A : afférent aux actions accidentelles.

E : afférent aux séismes.

G : afférent aux charges permanentes.

P : afférent à l'action de la précontrainte.

Q : afférent à une action variable quelconque.

V : afférent à l'effort tranchant.

T : afférent aux actions dues aux variations de température.

W : afférent aux actions dues au vent.

Minuscules latines et abréviations :

a : ancrage.

b : béton.

c : compression.

d : différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.

e : limite d'élasticité.

i : initial; instantané; indice.

j : âgé de j jours; indice.

lim : limite.

max : maximal.

min : minimal.

p : précontrainte.

r : retrait du béton ; rupture ; réduit.

réd : réduit.

s : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.

ser : service.

t : transversal ; traction.

u : ultime.

❖ Notations

Notations en majuscules latines :

NOMENCLATURE

As: Aire d'une section d'armatures passives.

Ap: Aire d'une section d'armatures de précontrainte.

At: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

B: Aire d'une section de béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

Es: Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.

Ei: Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev: Module de déformation à long terme (E_{vj} pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

G: Module d'élasticité transversal ; action permanente.

I : Moment d'inertie en général.

M : Moment en général ; moment fléchissant.

Mg : Moment fléchissant dû aux charges permanentes.

Mq : Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.

Mu : Moment de calcul pour l'état limite ultime.

Mser : Moment de calcul pour l'état limite de service.

N: Effort normal.

P: Action de la précontrainte.

Q: Action ou charge variable.

R: Réaction d'appui; force résultante.

S: Moment statique.

T: variations uniformes de température.

V: Effort tranchant.

W: Vent.

Notations en minuscules latines :

a: désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale).

b: désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).

bo: épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

bn: épaisseur nette de l'âme d'une poutre.

b et **b'**: largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.

c: distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).

fe: limite élastique d'un acier pour armature passive.

fpe : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

fpr : limite de rupture d'un acier.

fcj : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

fc28 ou **fc** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

ftj : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

ft28 ou **ft** : résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

h : hauteur totale d'une section.

j : nombre de jours.

k : coefficient en général.

l : longueur ou portée.

n : coefficient d'équivalence acier-béton; nombre entier.

NOMENCLATURE

q : densité de charge variable.

s : espacement des armatures en général.

st : espacement des armatures passives transversales.

st : espacement des armatures de précontrainte transversales.

t : temps.

u : périmètre; dimension.

x : coordonnée en général; abscisse en particulier.

y : ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.

z : coordonnée complémentaire à x et y ; bras de levier du couple de flexion.

Notations en minuscules grecques

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

α (alpha) : angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.

β (bêta) : angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.

γ (gamma) : coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indiqué).

δ (delta) : variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque).

ϵ (epsilon) : déformation relative.

ϵ_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ϵ_r : retrait du béton.

θ (thêta) : température.

λ (lambda) : coefficient sans dimension.

μ (mu) : coefficient sans dimension.

ν (nu) : coefficient de Poisson pour le béton.

ξ (xi) : coefficient sans dimension.

ρ_{1000} : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h.

σ (sigma) : contrainte normale.

σ_b : contrainte du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

σ_{bt} : contrainte de traction du béton.

σ_s : contrainte de l'acier passif.

σ_p : contrainte de l'acier de précontrainte.

τ (tau) : contrainte tangente.

τ_s : contrainte d'adhérence.

φ (phi) : coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.

ω (oméga) : angle.

❖ Autres notations et symboles:

Δ : Variation ou différence.

$\Delta\sigma$ = variation de contrainte

$\Delta\theta$ = différence de température).

Σ : sommation.

\emptyset : diamètre nominal d'une armature.

∞ : final (au temps conventionnel égal à l'infini).

$K\alpha$: coefficient de répartition trans.moments

ϵ_a : coefficient de répartition trans. effo. tanch.

E : Module d'Young.

W : poids **R** : force de réaction

F : force due au renforcement

H_n : force latérale a la tranche

Z : profondeur **r** : rayon

θ : angle du plan de rupture

NOMENCLATURE

K : coefficient de participation du renforcement

V_n : force normale a la tranche

D : travail interne.

δ : Déplacement unitaire.

σ : Contrainte. **τ** : Contraintes de cisaillement (tangentielle).

φ : Angle de frottement interne du sol.

C : Cohésion du sol.

EA : Rigidité normale.

EI : Rigidité de flexion.

G : Module de cisaillement.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 01 : Conception de l'ouvrage

1. Introduction	2
2. Définition du projet	2
2.1. Situation de l'ouvrage	2
2.2. Données fonctionnelles et naturelles	3
2.2.1. Données fonctionnelles	3
2.2.2. Données naturelles	4
3. Choix du type de pont.....	5

Chapitre 02 : Caractéristiques des matériaux

1. Introduction	6
2. Le béton	6
2.1. Contrainte admissible de compression du béton.....	7
2.2. Module de déformation différée du béton	8
2.3. Module de déformation transversale.....	8
3. L'acier.....	8
3.1. Aciers de béton armé	8
3.2. Acier de béton précontraint.....	10

Chapitre 03 : Pré dimensionnement du tablier

1. Introduction	13
2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier	13
2.1. Types des poutres.....	13
2.2. Hauteur du tablier	14
2.3. Pré-dimensionnement de l'hourdis	14
2.4 Hauteur des poutres.....	14
2.5 Nombre de poutres (N)	14

SOMMAIRE

3. Les caractéristiques de l'ouvrage	15
4. Caractéristiques géométriques des poutres	15
4.1. Notation.....	15
4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes	16
4.2.1. Section médiane	16
4.2.2. Section d'about.....	19

Chapitre 04 : Evaluation des charges et surcharges

1. Introduction	23
2. Calcul des charges permanentes	23
2.1. La charge permanente (Cp).....	23
2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)	24
3. Etude des surcharges	26
3.1. Détermination des caractéristiques du pont	27
3.2. Evaluation des surcharges	27

Chapitre 05 : Répartition longitudinale des efforts

1. Evaluation des efforts dans la poutre.....	32
1.1. Les éléments de réduction dus au poids propre	32
2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges	34
2.1. Moment fléchissant à $x=0,5L$	34
2.2. Moment fléchissant dus aux surcharges $x =0,25L$	37
3. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges	41
3.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X = 0,00L$	41
3.2. Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$	43

Chapitre 06 : Répartition transversale des efforts

1. Introduction	46
2. Le choix de la méthode.....	46

SOMMAIRE

3. Principe fondamentaux de la méthode de <i>G.massonnet</i>	47
4. Détermination des coefficients de répartition transversale.....	50
4.1. Coefficient de répartition transversale k	50
5. Répartition transversale des efforts tranchants	56
5.1. Coefficient de répartition transversale $\epsilon\alpha$	56
5.2. Coefficient de répartition transversale $\epsilon\alpha$	59
6. Calcul des sollicitations maximums	65
6.1. Tableau des combinaisons des moments max dans chaque poutre.....	67
6.2. Tableau des combinaisons des efforts tranchants max dans chaque poutre	68

Chapitre 07 : Modélisation du tablier

1. Introduction	69
2. Présentation logiciel	69
3. Modélisation	70
3.1. Modélisation de la poutre.....	70
3.2. Modélisation de la dalle	71
3.3. Définition de différents cas de charge	72
3.3.1. Système de charge A(L) 02 voies chargées	72
3.3.2. Surcharge sur trottoirs	72
3.3.3. Sous système Bc 02 voies chargées	73
3.3.4. Sous système Bt 02 voies chargées	73
3.3.5. Système militaire Mc120	74
3.3.6. Charge exceptionnelle D240	74
3.4. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels.....	74
3.4.1. Les combinaisons d'action	75
3.4.2. Tableau des moments fléchissant longitudinaux réels	75

SOMMAIRE

3.4.3. Les valeurs extrêmes du moment	76
3.4.4. Comparaison entre les résultats de la méthode de <i>G-MASSONET</i> et les résultats de logiciel <i>ROBOT</i>	76

Chapitre 08 : Etude de la précontrainte

1. Introduction	77
1.1. Principe de la Précontrainte	77
1.2. Modes de précontrainte.....	77
1.2.1. Précontrainte par pré-tension	77
1.2.2. Précontrainte par post-tension.....	77
1.3. Choix du procédé	78
2. Dimensionnement de la précontrainte	78
2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre:	78
2.2. L'effort de précontraint minimum	78
2.3. Calcul du nombre des câbles.....	79
2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension.....	81
2.4.1. En construction (section sans hourdis).....	81
2.4.2. En exploitation (section avec hourdis).....	81
2.5. Emplacement des torons	82
2.6. Caractéristiques des sections (intermédiaire et d'about)	83
2.6.1. Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis	83
2.6.2. Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis	85
2.6.3. Caractéristiques de la section d'about sans hourdis	85
2.6.4. Caractéristique de la section d'about (nette) avec hourdis.....	86
3. Pertes de la précontrainte.....	88
3.1. Calcul des pertes	89
3.1.1. À la section intermédiaire $X=0,5L$	89
3.1.2. Calcul des pertes à l'about (0,00 L)	97

SOMMAIRE

3.1.3. Calcul des pertes à $L/4$	105
4. Vérification des contraintes	114
4.1. Pour la section intermédiaire ($X=0,5 L$)	114
4.2. Pour La Section D'about ($X=0,00L$)	118
4.3. Pour la section ($X=0,25L$).....	120
5. Calcul Ferrailage Passif Longitudinal	122
5.1. Armatures Longitudinales De Peau	122
5.2. Armatures Dans La Zone Tendue	123
6. Justification aux E.L.U	124
6.1. Principe de la méthode de justification.....	124
6.2. Démarche à suivre.....	125
6.3. Les sollicitations à LE.L.U	125
6.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes	126
6.5. Equations traduisant le comportement de l'acier.....	126
7. Vérification des contraintes tangentielles.....	131
7.1. Minimum d'armatures transversales.....	135
7.2. Justification des armatures transversales	136
7.3. Justification des bielles de compression du béton	136
8. Calculs justificatifs réglementaires en section particulières.....	137
8.1. Zone d'appuis :	137
8.2. Justification relative a l'introduction des forces de précontraintes :.....	141
9. Ferrailage de la poutre	143

Chapitre 09 : Etude de l'hourdi

1. Introduction	144
2. Etude de la flexion transversale.....	145
3. étude de la flexion longitudinale	146
4. Ferrailage.....	147

SOMMAIRE

4.1. Sens transversal :.....	148
4.2. le sens longitudinal :	150

Chapitre 10 : Calculs des déformations

1. Introduction	153
2. Déformation de la poutre (calcul des flèches)	153
2.1. Flèche due au poids propre	153
2.2. Flèche due à la surcharge	153
2.3. Contre flèche de la précontrainte	154
2.4. Flèche de constriction	156
2.5. Flèche total.....	156
2.5.1. En service à vide	156
2.5.2. En service en charge.....	156
3. Calcul des rotations	156
3.1. Sous le poids propre.....	156
3.2. Sous les surcharges	157
3.3. Sous la précontrainte.....	157
3.4. Rotation résultante	157
3.4.1. En service à vide	157
3.4.2. En service en charge.....	157
4. Calcul des déplacements d'appuis	157
4.1. Déplacements due a la rotation	157
4.2. Déplacements due au retrait.....	158
4.3. Déplacements due au fluage	158
4.4. Déplacement du a la variation de la température.....	158
4.5. Déplacement total	158

Chapitre 11 : Equipements du tablier

1. Introduction	159
2. Les appareils d'appui en élastomère fretté	159
3. Dimensionnement	160
3.1. Aire de l'appareil d'appui	161
3.2. Hauteur nette de l'élastomère	161
3.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui	162
4. Répartition des efforts sur les appuis	162
4.1. Action dynamique (efforts du au freinage)	162
4.1.1. Système <i>BC</i>	162
4.1.2. Système <i>A(l)</i>	162
4.2. Effort due au vent	163
4.3. Effort due au séisme	163
4.4. Effort due à la déformation (déplacements)	163
5. Vérification des appareils d'appui	164
5.1. Calcul des contraintes de cisaillement	164
5.1.1. Contrainte due à l'effort normal <i>N</i>	164
5.1.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal	164
5.1.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation	165
5.1.4. Condition de non soulèvement	165
5.1.5. Condition de non glissement	165
6. Les dés d'appuis	167
6.1. Armatures de chaînages	167
6.2. Armatures de diffusion	168
7. Les joints de chaussée	169
7.1. Les différents types de joint	169
8. Evacuation des eaux	169

Chapitre 12 : Etude de la pile

1. Introduction	172
2. Choix du type de fondations	172
3. Pré-dimensionnement de la pile	173
3.1. Le chevêtre.....	173
3.2. Les futs.....	173
3.3. La semelle	173
3.4. Les pieux.....	173
4. Calcul de la pile	174
4.1. Répartition des charges et surcharges	176
4.1.1. Charge permanente.....	176
4.1.2. Surcharges	176
4.1.3. Les efforts horizontaux	181
4.2. Etude du chevêtre.....	184
4.2.1. Calcul des sollicitations :	185
4.2.2. Ferrailage du chevêtre	187
4.2.3. Ferrailage du chevêtre à la torsion	190
4.2.4. Schéma de ferrailage	192
4.3. Etude du fut.....	193
4.3.1. Calcul des sollicitations.....	193
4.3.2. Calcul des combinaisons	196
4.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :	198
4.3.4. Calcul de ferrailage	199
4.4. Etude de la semelle	202
4.4.1. Calcul des charges.....	202
4.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile.....	204
4.4.3. Ferrailage de la semelle.....	208

SOMMAIRE

4.5. Étude des pieux sous pile.....	210
Chapitre 13 : Etude de la culée	
1. Introduction	219
2. Choix de la morphologie	219
3. Dimensionnement des éléments de la culée	220
3.1. Le sommier d'appui :.....	220
3.2. Le mur garde grève :.....	221
3.3. Le corbeau :	222
3.4. Le mur frontal :.....	222
3.5. Le mur en retour :	222
3.6. La dalle de transition :	222
3.7. La fondation :.....	222
4. Vérification de la stabilité de la culée	223
4.1. Détermination des centre de gravite des éléments de la culée.....	224
4.2. Calcul des sollicitations	225
5. Etude ferrailage des éléments de la culée.....	231
5.1. Mur garde grève.....	231
5.1.1. Evaluation ses efforts	231
5.1.2. Combinaison des moments	234
5.1.3. Calcul des armatures	234
5.2. Dalle de transition.....	235
5.2.1. Les sollicitations	235
5.2.2. Ferrailage de la dalle de transition	239
5.3. Le corbeau.....	241
5.4. Mur en retour	243
5.4.1. Étude des sollicitations.....	244
5.4.2. Les combinaisons	246

SOMMAIRE

5.4.3. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive).....	252
5.5. Mur frontal.....	252
5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal	252
5.5.2. Calcul du ferrailage.....	260
6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée	263
6.1. Les sollicitations	263
6.2. Combinaison	269
7. Etude est ferrailage des pieux sous culée	274
7.1. Calcul des armatures minimales	275

Chapitre 14 : Introduction et étude bibliographique

1. Introduction	277
2. Etude bibliographique.....	277
3. Essais au laboratoire	279
4. Objectif du travail.....	279

Chapitre 15 : Introduction et étude bibliographique

1. Introduction	281
2. Modèle numérique par éléments finis (logiciel Plaxis).....	281
2.1. Maillage et conditions aux limites	281
2.2. Propriété des matériaux (Soft Soil Model)	283
2.3. Conditions initiales	283
2.4. Les étapes de calcul	285
3. Résultat du calcul.....	286
3.1. 1er étape.....	286
3.2. 2eme étape : Consolidation.....	289
4. Conclusion.....	295
Conclusion générale	296

Bibliographie

Annexes

Résumé, Abstract, ملخص

LA LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Situation du projet.....	3
Figure 2.1 : Diagramme contrainte déformation du béton.	7
Figure 2.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA.	9
Figure 2.3 : Diagramme contrainte déformation des aciers actif.	11
Figure 3.1: Coupe transversale d'une poutre.	13
Figure 3.2: Poutre seule (intermédiaire et rive).....	16
Figure 3.3 : Poutre intermédiaire avec hourdis.	17
Figure 3.4 : Poutre de rive avec hourdis.....	18
Figure 3.5 : Poutre seule (intermédiaire et rive).....	19
Figure 3.6 : Poutre intermédiaire avec hourdis.	20
Figure 3.7: Poutre de rive avec hourdis.....	21
Figure 4.1: Détail du trottoir.	25
Figure 6.1 : Section homogénéisé.	49
Figure 7.1 : Choix du model.....	70
Figure 7.2 : Modélisation de la poutre.	71
Figure 7.3 : Modélisation de la dalle.....	71
Figure 7.4 : Système de charge.	72
Figure 7.5 : Surcharge sur trottoirs.....	72
Figure 7.6 : Sous système Bc 02 VC.....	73
Figure 7.7 : Sous système Bt 02 VC.	73
Figure 7.8 : Système militaire Mc120.....	74
Figure 7.9 : Charge exceptionnelle D240.....	74
Figure 8.1: Disposition des torons (section d'about).	82
Figure 8.2: Disposition des torons (section intermédiaire).	83
Figure 8.3: Courbe d'interaction effort normale - moment fléchissant.....	124
Figure 8.4 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.....	125
Figure.8.5 : Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L. U dans le cas d'une section partiellement comprimée.....	126
Figure 8.6: Rupture du coin inférieur.....	140
Figure 8.7: Ferrailage de la poutre.	143
Figure 9.1 : Cartographie du moment transversale.	145
Figure 9.2 : Cartographie du moment longitudinale.	147
Figure 9.3: Plan du ferrailage de la dalle.	152
Figure11.1:Appareil d'appui en élastomère fretté	160

LA LISTE DES FIGURES

Figure 11.2 : Joint de chaussée (type WP alu.300)	169
Figure 11.3 : Gargouille	170
Figure 11.4 : Disposition des gargouilles	171
Figure 12.1 : Coupe transversale.....	174
Figure 12.2 : Coupe longitudinale.....	175
Figure 12.3 : Vue en plan.....	176
Figure 12.4 : Charge applique à la semelle.....	183
Figure 12.5 : Phénomène d'interférence.....	185
Figure 12.6 : Coupe transversale du chevêtre	190
Figure 12.7 : Schéma de ferrailage de la semelle.....	192
Figure 12.8 : Charges appliquées au fut.....	193
Figure 12.9 : Effet de flambement.....	199
Figure 12.10 : Disposition des pieux.....	207
Figure 12.11: Ferrailage de la semelle	210
Figure 12.12 : Ferrailage du pieu.....	218
Figure 13.1 : Dimensionnement de la culée.....	220
Figure 13.2: Dimensionnement de la semelle.....	222
Figure 13.3 : Ferrailage de mur de garde grève.....	235
Figure 13.4 : Ferrailage de la dalla de transition.....	241
Figure 13.5 : Ferrailage de la semelle.....	274
Figure 13.6: Ferrailage du pieu.....	276
Figure.14.1 : Mise en place de la colonne ballastée.....	278
Figure.15.1 : triangle à 15 nœuds	281
Figure.15.2 : Conditions aux limites et maillag	282
Figure.15.3 : conditions initiales hydraulique	284
Figure.15.4 : Résultats des contraintes totales et effectives	285
Figure.15.5 : champ de déformation et de déplacement pour un déplacement de 1mm	286
Figure.15.6 : déformation horizontale le long de A-A'	287
Figure.15.7 : contraintes effectives horizontales (σ'_{xx}) le long de A-A'	288
Figure.15.8 : surpression interstitielle le long de A-A'	288
Figure.15.9 : déformation horizontale le long de A-A'	289
Figure.15.10 : déformation horizontale le long de A-A'	290
Figure.15.11 : contrainte effective horizontale le long de A-A'	291

LA LISTE DES FIGURES

Figure.15.12 : contrainte effective horizontale le long de A-A'(pour le déplacement de 6 mm)	291
Figure.15.13 : surpression interstitielle à $t = 0$ s et à la fin de la consolidation.....	292
Figure.15.14 : surpression interstitielle le long de A-A'	293
Figure.15.15 : Diagramme de surpressions interstitielles en fonction de temps pour le déplacement de 6 mm.....	293
Figure.15.15 : Surpressions interstitielles ΔU_{max}	294
Figure.15.16 : Surpressions interstitielles ΔU_{max} pendant la consolidation en points A et B.	294

LA LISTES DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Charge admissible des pieux.	4
Tableau 3.1: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).	16
Tableau 3.2 : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis.	17
Tableau 3.3: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.	18
Tableau 3.4: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre seule (intermédiaire et de rive).	19
Tableau 3.5: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.	20
Tableau 3.6: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.	21
Tableau 3.7: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul.	22
Tableau 3.8: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre avec hourdis.	22
Tableau 4.1: Les charges permanentes pour chaque type de poutre.	26
Tableau 4.2 : Evaluation des surcharges du système A(L).	28
Tableau 4.3: Evaluation des surcharges du système Bc.	29
Tableau 4.4: Evaluation des surcharges du système Bt.	30
Tableau 5.1: Calcul des éléments de réductions dus aux charges (poutre seule).	32
Tableau 5.2: Calcul des éléments de réduction dus aux charges (dalle).	32
Tableau 5.3: Calcul des éléments de réduction dus aux charges (revêtement).	33
Tableau 5.4: Calcul des éléments de réductions dus aux charges (trott+corniche+GC).	33
Tableau 5.5: Tableau récapitulatif (poutre+trott+dalle) des M, T, R.	33
Tableau 5.6: Moment fléchissant due à A(L) et trottoirs (X=0,5L).	34
Tableau 5.7: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges	36
Tableau 5.8: Moment fléchissant due à A(L) et trottoirs(X = 0,25L).	37
Tableau 5.9: Tableau récapitulation des moments dus aux surcharges. (X = 0,25L)	41
Tableau 5.10: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. (X = 0,00L)	45
Tableau 5.11: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. (X = 0,25L)	45
Tableau 6.1: Tableau récapitulatif de K _α des poutres.	54

LA LISTES DES TABLEAUX

Tableau 6.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges.(X=0,5L).....	55
Tableau 6.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges.(X=0,25L).....	55
Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif de ε_{α} des poutres.	59
Tableau 6.5: Tableau récapitulatif de ε_{α} des poutres.	62
Tableau 6.6 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour X = 0 L.....	63
Tableau 6.7 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour X = 0,25	64
Tableau 6.8 : Les combinaisons des moments max dans chaque poutre.	67
Tableau 6.9 : Les combinaisons des efforts tranchants max dans chaque poutre.....	68
Tableau 7.1 : Les combinaisons d'action.	75
Tableau 7.2 : les moments fléchissant longitudinaux réels engendrées dans les différentes poutres après la combinaison (donné par ROBOT).	75
Tableau 7.3 : les valeurs extrêmes du moment.	76
Tableau 7.4 : Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel ROBOT.....	76
Tableau 8.1: Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).....	78
Tableau 8.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène sans hourdis.....	84
Tableau 8.3: Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène avec hourdis.....	85
Tableau 8.4: Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène sans hourdis.....	86
Tableau 8.5: Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène avec hourdis.....	86
Tableau 8.6: Les pertes instantanées à X=0,5L.....	91
Tableau 8.7: des pertes différées à X=0,5L.....	97
Tableau 8.8: Les pertes totales à X=0,5L.....	97
Tableau 8.9: Les pertes instantanées totales à x=0,00L.	98
Tableau 8.10: Les pertes différées totales à X=0,00L.....	104
Tableau 8.11: Les pertes totales à X=0,00L.....	104
Tableau 8.12: Les pertes instantanées totales à X=0,25L.	106
Tableau 8.13: Les pertes différées à x=0,25L.	113
Tableau 8.14: Les pertes totales à x=0,25L.....	113

LA LISTES DES TABLEAUX

Tableau 8.15: Les pertes totales dans les différentes sections.	113
Tableau 9.1: valeurs max des moments fléchissant a L'ELU.	145
Tableau 9.2: valeurs max des moments fléchissant a L'ELS.....	146
Tableau 12.1 : Moment longitudinal pour une seule travée chargée.....	180
Tableau 12.2 : Moment longitudinal pour deux travées chargées.....	181
Tableau 12.3 : Réaction dues aux surcharges.....	194
Tableau.15.1 : Conditions aux limites.....	281
Tableau.15.2 : Caractéristiques des matériaux.....	283
Tableau.15.3 : Les résultats des déformations horizontales pour différents déplacements. .	287

Introduction générale

La réalisation des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cet évolution a conduit à l'évolution des ouvrages d'art notamment les ponts, puisque lors de l'étude de ces voies, plusieurs obstacles sont rencontrés soit naturels (cours d'eau, brèche...) ou artificiels (route, voie ferrée, ...), et pour franchir ces obstacles, la réalisation des ponts est nécessaire. Les sols qui reçoivent les différents projets (ponts, routes,etc) peuvent présenter des différents problèmes qui rend difficile l'implantation de ces ouvrages. Le recours au renforcement de ces sols est devenu indispensable. Plusieurs techniques de renforcement peuvent être utilisées : les inclusions rigides, les colonnes ballastées,.....etc

Le travail réalisé dans ce mémoire de fin d'étude se divise en deux grandes parties. La première partie a pour objectif de faire une étude classique d'un passage supérieur qui va assurer le franchissement d'Oued Sayoud. Ce projet rentre dans le cadre de la modernisation de la EX RN43 menant vers Checkfa W/Jijel. L'ouvrage est un pont à poutres en béton précontraint composé de deux travées isostatiques. L'étude est réalisée en commençant par le choix du type d'ouvrage à réaliser en fonction des différentes données fonctionnelles et naturelles existantes. Puis, le calcul de la descente des charges et la justification des différents éléments de l'ouvrage (poutres, dalle, appuis...etc). L'étude est faite par un calcul manuel puis par une modélisation par le logiciel en élément finis ROBOT.

La deuxième partie, de ce travail, est une initiation à la recherche. Elle concerne le domaine du renforcement des sols compressibles par les colonnes ballastées. Ce type de renforcement constitue une des techniques les plus utilisées pour remédier aux problèmes de portance, tassements, stabilité, etc. le renforcement a pour effet l'accélération du temps de consolidation des sols vu la grande perméabilité des colonnes, ainsi que la réduction des tassements des massifs de sols renforcés. L'objectif essentiel de cette partie du travail est l'étude de l'effet du renforcement sur les massifs de sols compressibles ainsi que les effets de la mise en place des colonnes sur le sol environnant. Ces effets se traduisent par une densification des sols entourant la colonne et une augmentation de leurs caractéristiques mécaniques. Le travail consiste en une modélisation numérique par le logiciel en éléments finis (PLAXIS) des essais réalisés au laboratoire sur un modèle réduit.

1. Introduction

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connue une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire la circulation automobile. Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier en construisant des routes, des trémies et des ponts....

La construction des ponts se situe parmi les plus anciennes activités de l'homme qui n'a d'ailleurs cessé, à travers les siècles, de réaliser des ouvrages de plus en plus performants pour franchir les obstacles les plus difficiles, naturelles ou voies de circulation (routière, ferroviaire . . . etc.).

La conception d'un pont nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ...etc

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question: comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

2. Définition du projet

2.1. Situation de l'ouvrage

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des travaux publics de la wilaya de JIJEL. C'est un pont-route qui se compose de 2 travées de 20 m chacune et qui va franchir Oued Sayoud. Cet ouvrage est désigné pour remplacer un ancien pont qui possède une seule voie de circulation.

Cette présente étude rentre dans le cadre de la modernisation de la EX RN43 menant vers Checkfa W/Jijel.



Figure.1.1: Situation du projet.

2.2. Données fonctionnelles et naturelles

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences qui sont de deux types : fonctionnelles et naturelles.

2.2.1. Données fonctionnelles

Tracé en plan :

L'axe en plan de notre ouvrage s'inscrit dans un alignement droit.

Profil en long : notre ouvrage a le même niveau du profil en long de l'ancien ouvrage. Il présente une pente longitudinale de 0,71 % afin de faciliter l'évacuation de l'eau.

Profil en travers :

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par ses caractéristiques suivantes:

- Largeur roulable : $L_r = 8 \text{ m}$;
- Deux trottoirs de largeur : $L_{trot} = 1,10 \text{ m}$;
- Nombre de voies de circulation : deux voies de 4 m ;
- Devers en toit de 2,5% afin de permettre l'évacuation des eaux ;
- Nombre de poutres : 8 poutres avec un entraxe $\lambda = 1,26 \text{ m}$.

2.2.2. Données naturelles

Données géotechniques

Pour déterminer la portance du sol de fondation, plusieurs études géotechniques ont été réalisées : forages d'identification géologique, sondage, essais physiques et mécaniques sur des échantillons au laboratoire...etc.

Les sondages réalisés ont donné les résultats suivants :

➤ **Résultats des essais de sondages**

Sondage carotté N° 01 :		Sondage carotté N° 02 :	
00,00 ÷ 10,00	Dépôt alluvionnaire.	00,00 ÷ 04,00	Remblai.
10,00 ÷ 12,00	Argile verdâtre.	04,00 ÷ 06,00	Argile brunâtre.
12,00 ÷ 15,00	Argile grisâtre.	06,00 ÷ 08,50	Argile grisâtre à verdâtre oxydée.
15,00 ÷ 17,00	Argile sableuse verdâtre.	08,50 ÷ 16,00	Argile grisâtre.
17,00 ÷ 23,00	Argile grisâtre.	16,00 ÷ 17,00	Argile sableuse verdâtre.
23,00 ÷ 24,00	Argile sableuse verdâtre.	17,00 ÷ 24,00	Argile sableuse grisâtre.

➤ **Conclusion & recommandation**

D'après le rapport de sol, le laboratoire recommande les fondations profondes. Les pieux proposés sont de type forés et les charges admissibles des pieux sont données comme suit :

Fiche (m)	Qn (tonnes)	
	D100	D120
21,00	120,80	156,43
25,00	116,37	216,76

Tableau.1.1 : Charge admissible des pieux.

Données hydrologiques

L'ouvrage objet de l'étude franchit un cours d'eau (Oued Sayoud), donc un certain nombre de renseignements hydrauliques sont nécessaires soient : le relèvement précis de la topographie

du lit ; Les niveaux de l'eau (Les plus hautes eaux PHE, Les plus basses eaux ou étiage PBE) qui influent sur la conception générale de franchissement et son implantation dans l'espace.

Les mêmes conditions hydrologiques de l'ancien ouvrage ont été adoptées pour le nouveau projet.

Données topographiques

Les connaissances topographiques de site sont nécessaires afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements de terre et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aire de préfabrication.

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

Données sismologiques

D'après les règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de Jijel est appartient à la « zone II-a » de moyenne sismicité

3. Choix du type de pont

L'objectif est de déterminer le type de l'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible aux conditions imposées, il faut connaître toutes les conditions à respecter et les types d'ouvrage correspondant.

Pour notre cas trois variantes peuvent être envisagées:

1. Pont à poutres en béton armé
2. Pont à poutres en béton précontraint
3. Pont mixte (béton + acier) ou métallique

Les ponts en béton armé sont des structures lourdes et nécessitent un échafaudage important, leurs portées économiques se limite e à 20m. Les ponts métalliques et mixtes sont à éviter vu le risque de corrosion ce qui nécessite un entretien périodique couteux. La variante qui présente plus d'avantages et la variante en béton précontraint vu sa légèreté, rapidité d'exécution et économique.

Le type d'ouvrage qui sera retenu donc est un pont à poutres précontraintes par pré-tension à 02 travées identiques.

1. Introduction

Les calculs de ce projet ont été faites conformément aux règlements B.A.E.L91 pour le béton armé et le B.P.E.L91 pour le béton précontraint.

2. Le béton

- **Résistance à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de j jours inférieur à 28j, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée par les formules suivantes :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

Dans notre projet on a :

$$f_{c28} = 35 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton des poutres.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton de la pile, la culée et leurs semelles.}$$

- **Résistance caractéristique à la traction**

Notée f_{t28} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}.$$

Cette relation n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 Mpa.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,70 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton de } f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,10 \text{ Mpa} \quad \text{Pour le béton de } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

2.1. Contrainte admissible de compression du béton

- L'ELU :

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

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

$\gamma_b = 1,5$ En situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ En situations accidentelles.

D'où :

$f_{bu} = 19,83 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 25,86 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 14,16 \text{ Mpa}$. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa}$. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

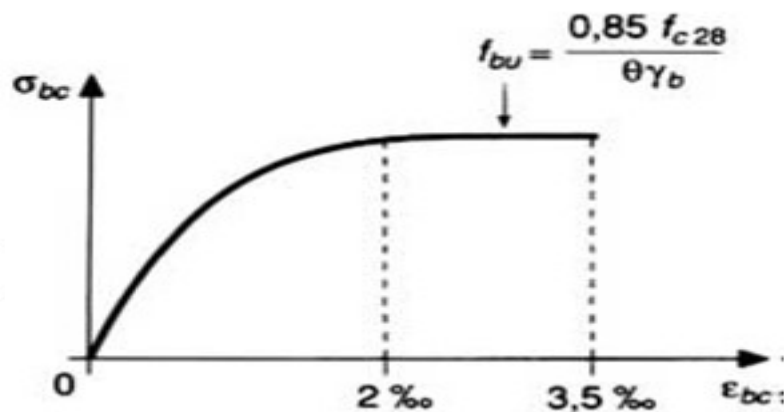


Figure.2.1 : diagramme contrainte déformation du béton.

- **L'ELS**

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

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28}.$$

2.2. Module de déformation différée du béton

Les Règles BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état limite de déformation).

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est obtenu par la formule :

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

Le module de déformation différé E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}.$$

2.3. Module de déformation transversale

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$.

ν : Coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

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

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

3. L'acier

3.1. Aciers de béton armé

Les aciers les plus utilisés sont des aciers à haute adhérence (HA) de classe *FeE400* ou *FeE500*. Ils sont caractérisées par :

- **Limite d'élasticité**

Elle est notée f_e . Pour tous les éléments, on emploie un acier courant à haute adhérence de classe F_eE40 dont la limite élastique égale à 400 Mpa , sauf les pieux qui sont construits par un acier de classe F_eE500 sa limite élastique est de 500 MPa .

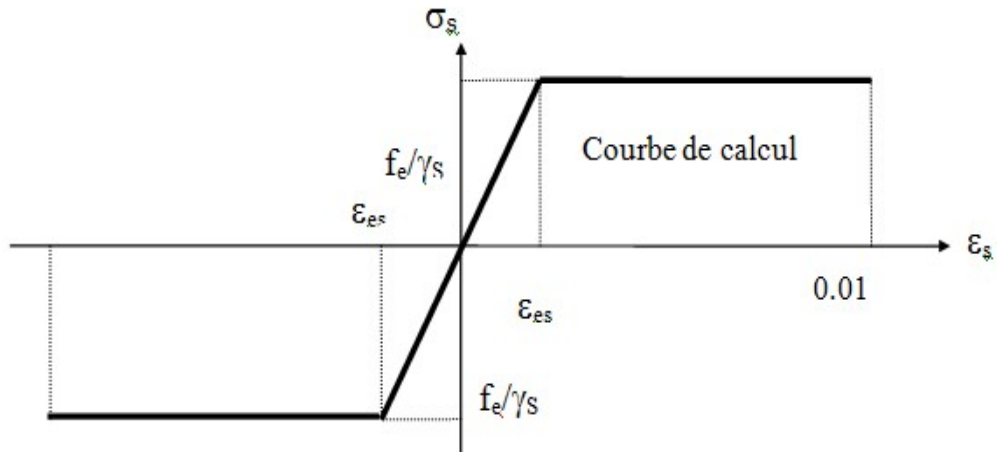


Figure.2.2 : diagramme déformation-contrainte de l'acier de BA.

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa.}$$

- **Contrainte limite de traction**

E.L.U

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U, on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\gamma_s = 1 \quad \text{En situation accidentelle.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable ou transitoire.}$$

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}.$$

E.L.S

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_e}$.
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.

$\eta = 1$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ Pour les treillis soudés et les ronds lisses.

3.2. Acier de béton précontraint

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

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ils sont de classe *FeE40* ;
- Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Pour la précontrainte par pré-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min(0,85 f_{prg}; 0,95 f_{peg}).$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

- **La limite élastique**

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

➤ **Module de Young**

Le module d'élasticité longitudinal "E_p" des aciers de précontrainte est pris égale à :

$$E_p = 200\ 000\ Mpa \text{ Pour les barres ;}$$

$$E_p = 190\ 000\ Mpa \text{ Pour les torons.}$$

➤ **Diagramme contraintes-déformation**

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité E_p de l'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte 1,06f_{peg} et un allongement relatif de 2%.

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_p \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p > 0,9 f_{peg}.$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad \text{Si } \sigma_p < 0,9 f_{peg}.$$

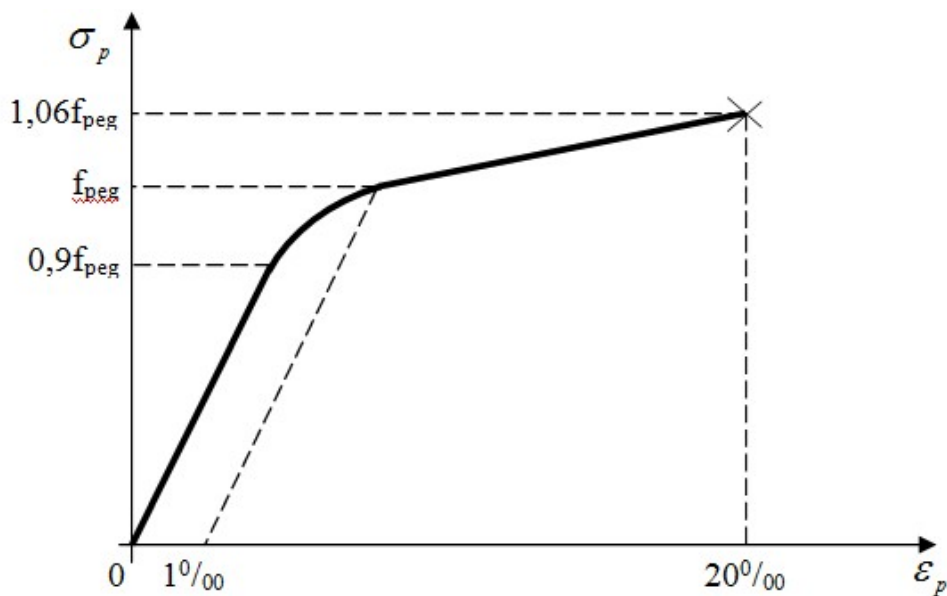


Figure.2.3 : diagramme contrainte déformation des aciers actif.

Pour notre projet

Les aciers actifs utilisés dans ce projet sont les torons T₁₂ avec les caractéristiques suivantes :

- Section nominale de l'acier : $A_p = 93 \text{ mm}^2$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$;
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1643 \text{ Mpa}$;
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$;
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$;
- Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2,5 \%$;
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPa}$.

1. Introduction

Ce chapitre est consacré en premier lieu à déterminer le type et les dimensions de la poutre à adopter pour le projet, le nombre et l’espacement des poutres ainsi que l’épaisseur de la dalle. En deuxième lieu, on calcule les caractéristiques géométriques qui seront nécessaires pour la détermination de la précontrainte.

2. Pré-dimensionnement des éléments du tablier

2.1. Types des poutres

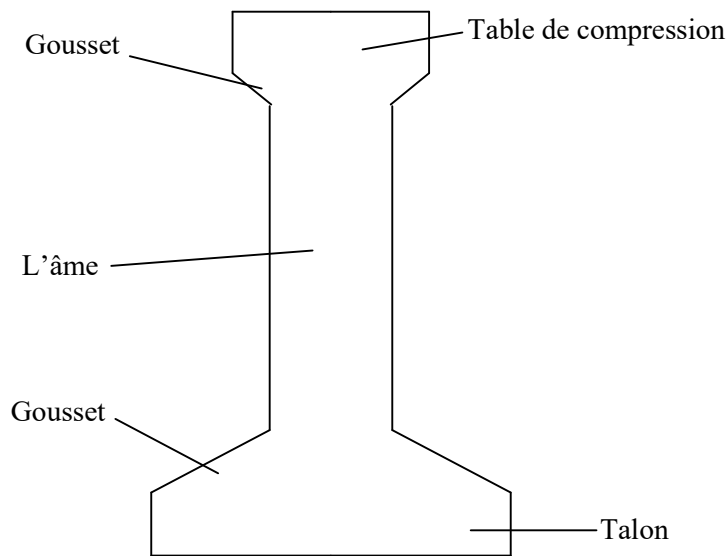


Figure.3.1: Coupe transversale d’une poutre.

Les poutres les plus utilisées sont les poutres rectangulaires, les poutres en I à section constante ou à section variable, c’est-à-dire comportant des épaissements d’âme aux abouts. Leur emploi est essentiellement conditionné par la portée comme le montre le tableau suivant :

Portées(m)	10	12	15	20	25	30	30
rectangle							
I constant							
I variable							

Domaine d’emploi courant
 Extension du domaine d’emploi

Pour notre projet la portée des travées est de 20 m, donc on choisira les poutres de section **I** avec épaissement rectangulaire aux abouts (**Blochets**).

2.2. Hauteur du tablier

L'élanement (Ht/L) d'un tablier de pont a poutres en pré-tension est généralement de l'ordre de $1/18$ à $1/22$. Avec Ht : Hauteur total du tablier, dalle comprise. L : portée de la travée déterminante.

Pour une portée de 20 m, Ht sera de l'ordre de 1,11 m à 0,87m avec un entraxe des poutres de l'ordre de 0,9m à 1m.

Pour notre ouvrage On adopte $Ht=1,35m$ et un espacement de 1,26m

2.3. Pré-dimensionnement de l'hourdis

En général, l'hourdi possède 3 vocations :

- Il sert de dalle de couverture ;
- Il supporte les surcharges et les transmet aux poutres ;
- Il joue le rôle d'entretoisement transversal.

Son épaisseur h_0 est en général comprise entre 20 et 30cm, il doit vérifier la condition suivante:

$$h_0 \geq \frac{m}{15} \text{ avec } m: \text{ l'entraxe des poutres}$$

$$h_0 \geq \frac{126}{15} = 8,4 \text{ cm on adopte } h_0 = 25 \text{ cm}$$

2.4 Hauteur des poutres

- ❖ Pour notre projet, Ht est pris égale à 1,35m
- ❖ l'épaisseur de la dalle est prise $e=0,25m$.

Donc la hauteur des poutres **$h(\text{poutre}) = 1,10 \text{ m}$**

2.5 Nombre de poutres (N)

Le nombre de poutres est déterminé en fonction de l'espacement entraxe qui de l'ordre de 0,9m à 1m dans ce type de pont.

Pour notre ouvrage on a pris un espacement entraxe de 1,26m avec une augmentation de la hauteur de la poutre $h=1,10 \text{ m}$:

Donc Entraxe : **$\lambda = 1,26 \text{ m}$**

Nombre de poutres 08

3. Les caractéristiques de l'ouvrage

- La portée de l'ouvrage : 19,4 m ;
- Longueur des poutres précontraintes : 20 m ;
- Hauteur des poutres : 1,10 m ;
- Le nombre des poutres dans chaque travée : 8 poutres ;
- L'entre axe de poutres : $\lambda = 1,26$ m ;
- Largeur de la chaussée : $L_c = 8$ m ;
- Largeur des trottoirs : $L_{trot} = 1$ m ;
- Largeur totale du pont : $L = 10,2$ m ;
- Épaisseurs du hourdis : $e = 0,25$ m.

4. Caractéristiques géométriques des poutres

4.1. Notation

I_G : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité ;

S_Δ : Moment statique par rapport à l'axe (Δ), avec : $S_\Delta = B \cdot y$;

$I_{Gr} = \frac{b \cdot h^3}{12}$: Pour une section rectangulaire ;

$I_{Gt} = \frac{b \cdot h^3}{36}$: Pour une section triangulaire ;

B : La section transversale ;

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;

v' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;

ρ : Rendement géométrique de la poutre, $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v_i \cdot v_s}$;

r : Rayon de giration de la section : $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$.

4.2. Caractéristiques géométriques des sections brutes

4.2.1. Section médiane

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive)

D'après le tableau si dissous

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 62,78 \text{ cm } V$$

- $V = 62,78 \text{ cm}$
- $V' = 110 - 62,78 = 47,22 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
 $I_G = 3495153,26 \text{ cm}^4$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,4569$

$$\rho = 46\%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 36,81 \text{ cm}^2$

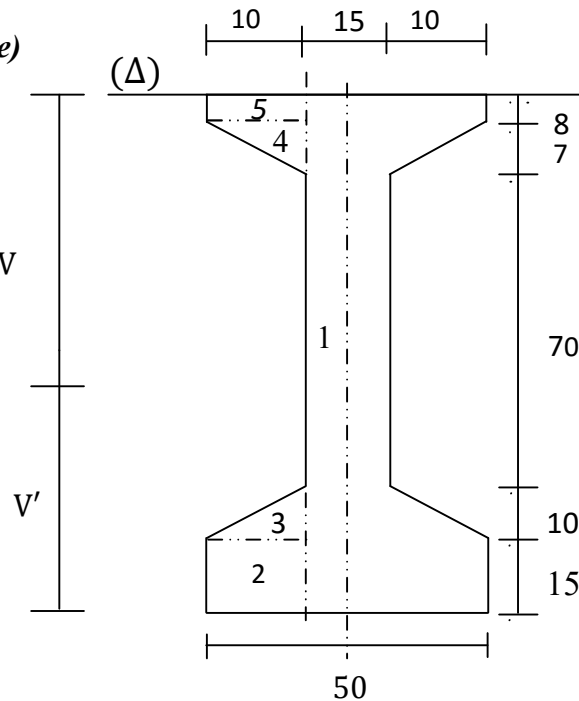


Figure.3.2: Poutre seule (intermédiaire et de rive).

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
1	825	55	45375	60,53	49937,25	831875	881812,25
2	262,5	102,5	26906,25	1577,68	414141	4921,88	419062,88
3	87,5	91,67	8021,13	834,44	73013,50	486,11	73499,61
4	35	10,33	361,55	2750,65	96227,75	95,28	96368,03
5	80	4	320	3455,09	276407,20	426,67	276833,87

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
2580	161967,86	3495153,26

Tableau.3.1: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

b) Poutre intermédiaire avec hourdis

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 46,39 \text{ cm}$$

- $V = 46,39 \text{ cm}$
- $V' = 135 - 46,39 = 88,61 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
- $I_G = 11851742,96$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,5032$

$$\rho = 50 \%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 45,47$

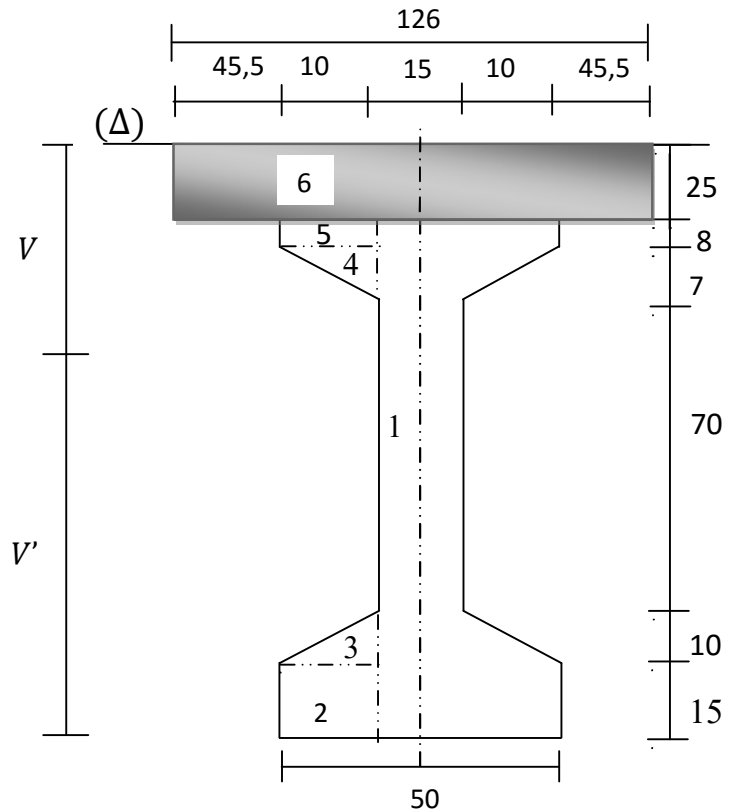


Figure.3.3 : Poutre intermédiaire avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
1	825	80	66000	1129,63	931944,75	831875	1763819,75
2	262,5	127,5	33468,75	6578,83	1726942,88	4921,87	1727428,99
3	87,5	116,67	10208,63	4938,81	432145,88	486,11	432631,99
4	35	35,33	1236,55	122,25	4278,75	95,28	4374,03
5	80	29	2320	302,41	24192,80	426,67	24619,47
6	1575	12,5	19687,5	1148,53	1808934,75	164062,5	1972997,25

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
5730	265842,86	11851742,96

Tableau.3.2 : Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre intermédiaire avec hourdis.

d) Poutre de rive avec hourdis

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 47 \text{ cm}$$
- $V = 47 \text{ cm}$
- $V' = 135 - 47 = 88 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
 $I_G = 11747738,32$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,5045$
 $\rho = 50 \%$
- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 45,67$

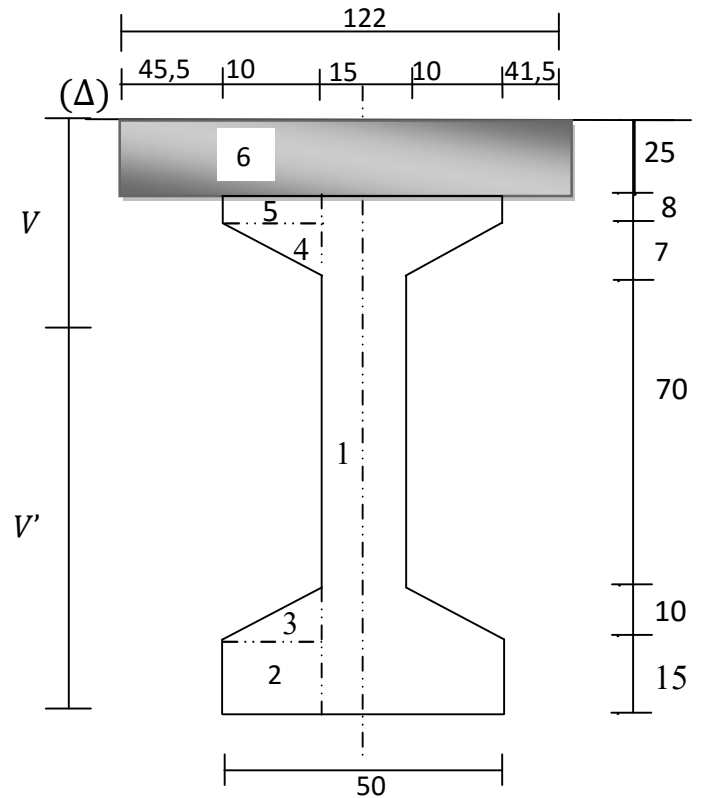


Figure.3.4 : Poutre de rive avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
1	825	80	66000	1089	898425	831875	1730300
2	262,5	127,5	33468,75	6480,25	1701065,63	4921,87	1705987,5
3	87,5	116,67	10208,63	4853,44	424676	486,11	425162,11
4	35	35,33	1236,55	152,11	5323,85	95,28	5419,13
5	80	29	2320	342,25	27380	426,67	27806,67
6	1525	12,5	19062,5	1190,25	1815131,25	164062,5	1979193,75

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
5630	264592,86	11747738,32

Tableau.3.3: Caractéristiques géométrique de la section médiane de la poutre de rive avec hourdis.

4.2.2. Section d'about

a) Poutre seule (intermédiaire et de rive)

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 57,95 \text{ cm}$$

- $V = 57,95 \text{ cm}$
- $V' = 110 - 57,95 = 52,05 \text{ cm}$

- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
 $I_G = 4413346,94 \text{ cm}^4$

- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,3558$

$$\rho = 36 \%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 32,76$

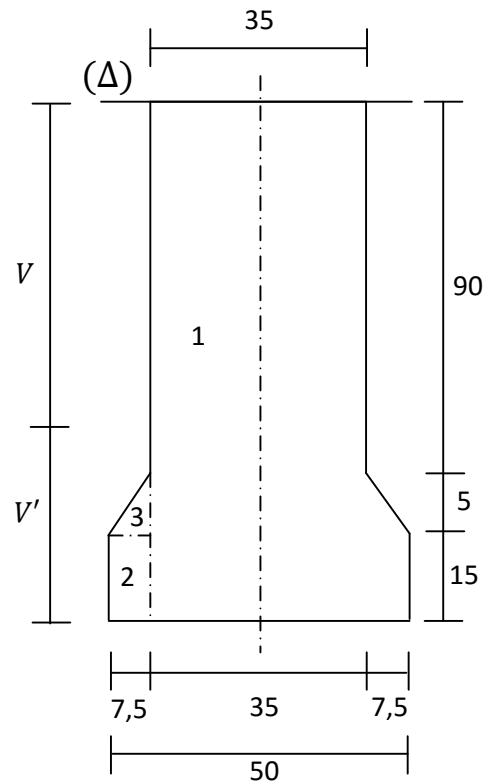


Figure.3.5 : Poutre seule (intermédiaire et rive).

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
1	1925	55	105875	8,70	16747,5	1941041,67	1957789,17
2	18,75	93,33	1749,94	1251,74	23470,13	26,04	23496,17
3	112,5	102,50	11531,25	1984,70	223278,75	2109,38	225388,13

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
4112,5	238312,38	4413346,94

Tableau.3.4: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

b) Poutre intermédiaire avec hourdis

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 52,7 \text{ cm}$$

- $V = 52,7 \text{ cm}$
- $V' = 135 - 52,7 = 82,3 \text{ cm}$
- $I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
 $I_G = 12167614,18 \text{ cm}^4$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,3863$
 $\rho = 39 \%$
- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 40,93 \text{ cm}^2$

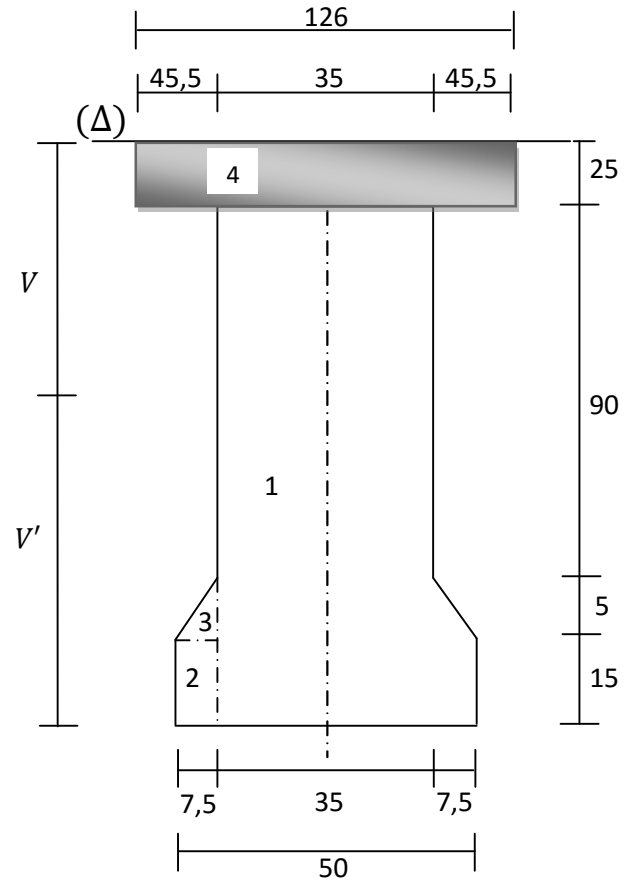


Figure.3.6 : Poutre intermédiaire avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
1	1925	80	154000	745,29	1434683,25	1941041,67	3375724,92
2	18,75	118,33	2218,69	4307,30	80761,88	26,04	80787,92
3	112,5	137,5	15468,75	7191,04	808992	2019,38	811011,38
4	1575	12,5	19687,5	1616,04	2545263	82031,25	2627294,25

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
7262,5	382749,38	13430046,17

Tableau.3.5: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre intermédiaire avec hourdis.

d) Poutre de rive avec hourdis

D'après le tableau si dissous :

- Le centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum(B_i \times Y_i)}{\sum B_i} = 53,26 \text{ cm}$$

- $V = 53,26 \text{ cm}$
- $V' = 135 - 53,26 = 81,74 \text{ cm}$
- $I_G = \sum[I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2$
- $I_G = 13022237,66$
- $\rho = \frac{I_G}{V \cdot V' \cdot B} = 0,4176$

$$\rho = 42 \%$$

- $r = \sqrt{\frac{I_G}{B}} = 42,64 \text{ cm}^2$

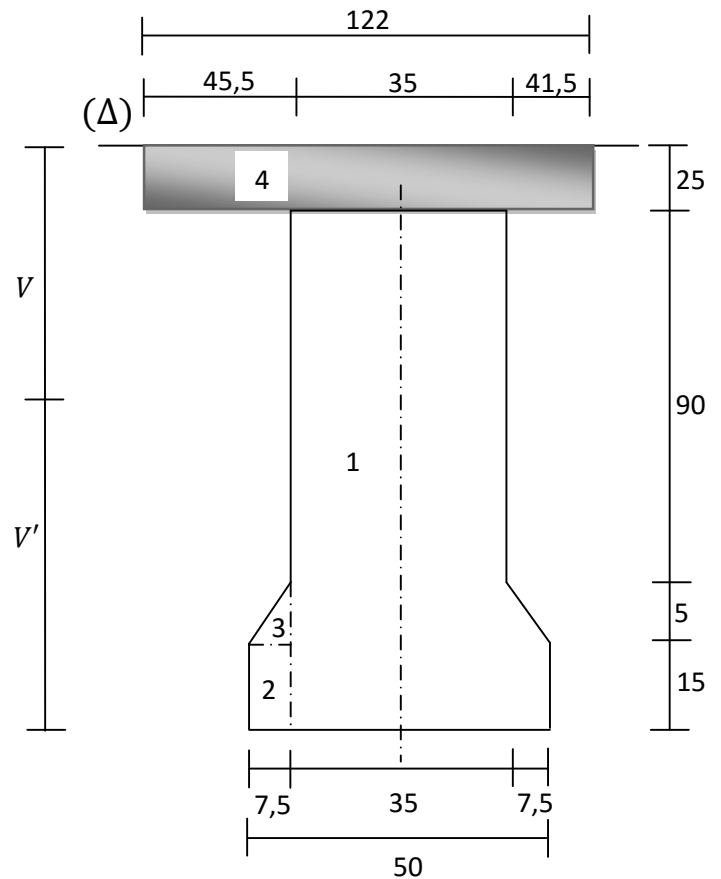


Figure.3.7: Poutre de rive avec hourdis.

section	$B_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$B_i \cdot y_i(\text{cm}^3)$	$y_i'^2(\text{cm}^2)$	$B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta}(\text{cm}^4)$	$I_{\Delta} + B_i y_i'^2(\text{cm}^4)$
1	1925	80	154000	715,03	1376432,75	1941041,67	3317474,45
2	18,75	118,33	2218,69	5511,58	103342,13	26,04	103368,17
3	112,5	137,5	15468,75	4234,54	476385,75	2019,38	478495,13
4	1525	12,5	19062,5	1660,56	2532354	79427,08	2611781,08

$B = \sum B_i \times 2 (\text{cm})$	$S_{\Delta} = \sum B_i y_i \times 2 (\text{cm}^3)$	$I_G = \sum [I_{\Delta} + B_i y_i'^2] \times 2 (\text{cm}^4)$
7162,5	381499,88	13022237,66

Tableau.3.6: Caractéristiques géométrique de la section d'about de la poutre de rive avec hourdis.

	Poutre seule	
	Poutre de rive et intermédiaire	
	Section d'about	Section intermédiaire
B (cm ²)	4112,5	2580
I _G (cm ⁴)	4413346,94	3495153,28
V (cm)	57,95	62,78
V' (cm)	52,05	47,22
r ² (cm ²)	32,76	36,81
ρ%	36	46
S(Δ) (cm ³)	238312,38	161967,86

Tableau.3.7: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre seul.

	Poutre avec hourdis			
	Poutre intermédiaire		Poutre de rive	
	Section d'about	Section intermédiaire	Section d'about	Section intermédiaire
B (cm ²)	7262,5	5730	7162,5	5630
I _G (cm ⁴)	13430046,17	11851742,96	13022237,66	11747738,32
V (cm)	52,70	46,39	53,26	47
V' (cm)	82,30	88,61	81,74	88
r ² (cm ²)	40,93	45,47	42,64	45,67
ρ%	39	50	42	50
S(Δ) (cm ³)	382749,88	265842,86	381499,88	264592,86

Tableau.3.8: Les caractéristiques géométriques de la section d'about est intermédiaire de la poutre avec hourdis.

1. Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse, Les actions appliquées a un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

A) Les actions permanentes comprennent

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle) ;
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

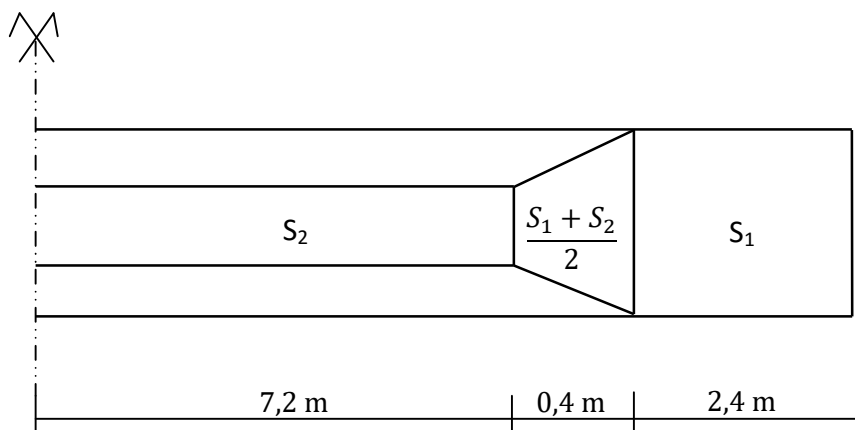
B) Les actions variables, de leur coté, comprennent

- Les charges d'exploitation : elles sont définies le règlement relatif aux ponts routier (fascicule 61 titre II);
- Les charges climatiques : essentiellement vent et températures ;
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme;

2. Calcul des charges permanentes

2.1. La charge permanente (Cp)

a. Poids propre de la poutre



$$s_1 = 0,41125$$

$$s_2 = 0,258$$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t. m}^{-3}$$

$$p_{\text{poutre}} = 2 \left(s_1 \cdot 2,4 + \left(\frac{s_1 + s_2}{2} \right) \cdot 0,4 + s_2 \cdot 7,2 \right) \gamma_b$$

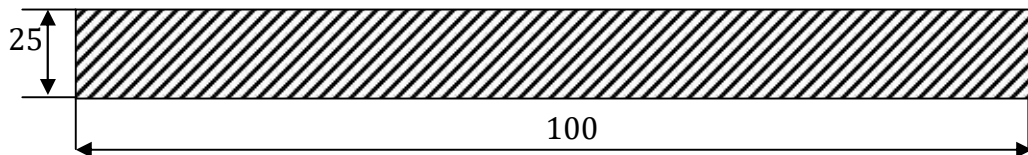
$$p_{\text{poutre}} = 14,89 \text{ t}$$

$$p_{\text{poutre}} = 14,89 / 20 = 0,745 \text{ t/ml}$$

- Poids totale des poutres

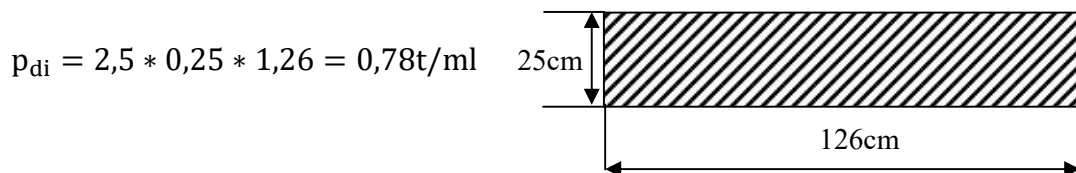
$$p_{\text{tot}} = 0,74 \cdot 8 = 5,95 \text{ t/ml}$$

b. Poids du hourdis

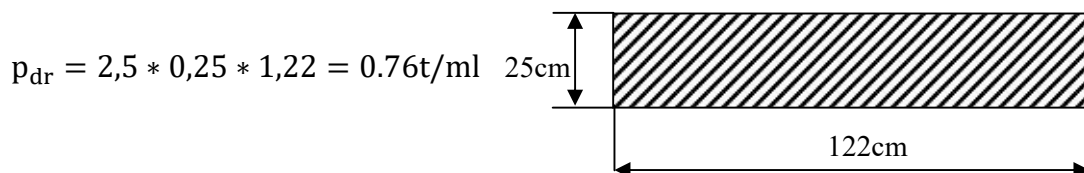


$$p_{\text{dalle}} = 0,25 \cdot 10 \cdot 2,5 = 6,25 \text{ t/ml}$$

- La charge de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire



- La charge de la dalle qui revient à la poutre rive



$$\text{Donc : } c_p = p_{\text{tot}} + p_{\text{dalle}} = 5,96 + 6,25 = 12,21 \text{ t/ml}$$

2.2. La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle convient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivant :

a. Trottoir + corniche

- **Poids de trottoir**

$$S_{\text{trott}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = 0,018\text{m}^2 ; S_2 = 0,075\text{m}^2 ; S_3 = 0,057\text{m}^2 ; S_4 = 0,03\text{m}^2 ; S_{\text{trott}} = 0,18\text{m}^2.$$

$$P_{\text{trott}} = 0,45\text{t/ml}.$$

- **Poids de la corniche**

$$S_{\text{cor}} = 0,076\text{m}^2.$$

$$P_{\text{cor}} = 0,19\text{t/ml}.$$

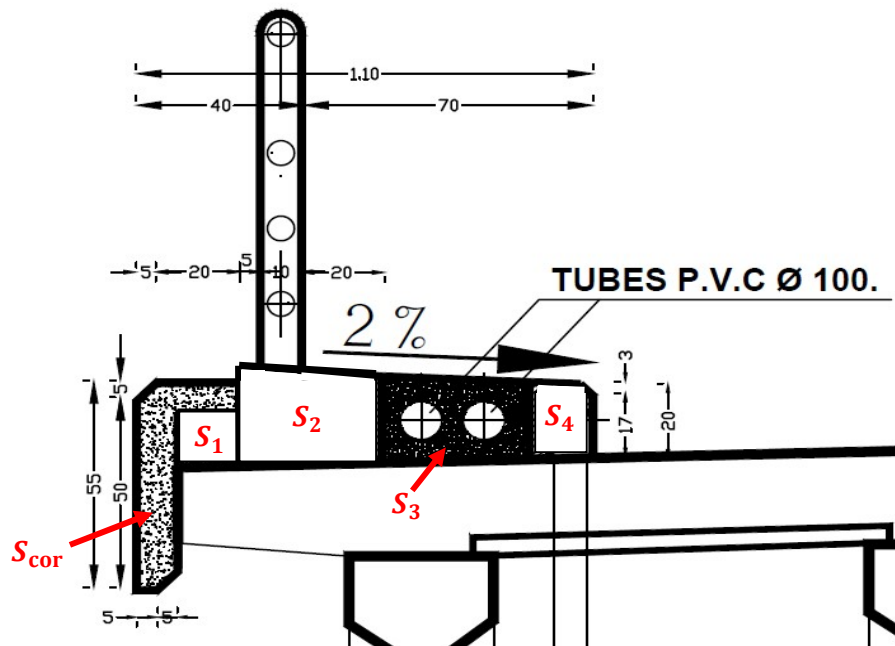


Figure.4.1: Détail du trottoir.

b. Gard corps

$$P_{\text{GC}} = 0,1\text{t/ml}. \quad (\text{Deux garde de corps } 0,2\text{t/ml})$$

c. Poids propre de revêtement

$$p_r = 0,1 * 8 * 2,2 = 1,67t/ml.$$

➤ **La charge de revêtement (couche de roulement+ chape d'étanchéité) revenant à la poutre intermédiaire**

$$p_{ri} = 0,1 * 1,26 * 2,2 = 0,28t/ml.$$

Donc : CCP= $2(p_{GC} + p_{trott} + p_c) + p_r = 3,15t/ml.$

d. La charge du trottoir +corniche qui revient a la poutre de rive

$$p_I = 0,447 + 0,194 = 0,64t/ml.$$

Poids total du tablier (G)

$$G=(C_p + CC_p).L= (12,207 + 3,151). 20 = 307,15 t.$$

Charge (t/ml)	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Poutre seule	0,745	0,745
Dalle	0,76	0,78
Revêtement	0,048	0,277
Corniche+trottoir	0,64	/
Gard corps	0,1	/
Σ(charge)i	2,295	1,803

Tableau.4.1: Les charges permanentes pour chaque type de poutre.

3. Etude des surcharges

Elles sont définies par le D.T.R (RCPR 2008) et Selon le fascicule 61 titre 2 de pont route, dans notre ouvrage on considère les systèmes de charge suivante :

- La surcharge de type A(L) ;
- Système B (Bc et Bt) ;
- La surcharge militaire Mc120 ;

- La surcharge exceptionnelle convois D240 ;
- La surcharge sur trottoirs.

Ces actions sont appliquées et disposées sur la chaussée de façon à obtenir l'effet le plus défavorable.

3.1. Détermination des caractéristiques du pont

- Largeur roulable : $L_R = 8 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$: Donc ce pont est de la 1^{ère} classe.

- Largeur chargeable : $L_C = L_R = 8 \text{ m}$;

- Nombre des voies : $m = E(L_C/3) = 2$ voies ;

- largeur d'une voie : 4m

3.2. Evaluation des surcharges

A. Système A(L)

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12) \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

L : la portée du pont

$$A(L) = 230 + 36000 / (19.4 + 12) = 1376,5 \text{ Kg/m}^2 = 1.38 \text{ t/m}^2$$

a_1 est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre des voies chargées.

$$a_1 = 1 \text{ (pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

$$a_2 = V_0 / V$$

$$V_0 = 3,5 \text{ (1}^{\text{ère}} \text{ classe)}$$

$$V = 4 \text{ m (la largeur de la voie)}$$

$$a_2 = 3,5 / 4 = 0,875$$

Une voie chargée

Pont de 1^{ère} classe ; Nombre de voie chargée = 1 ; $a_1 = 1$; $a_2 = 0,875$

$$A(1L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V = 1,38 \times 1 \times 0,875 \times 4 = 4,83 \text{ t/ml.}$$

✚ Deux voies chargées

Pont de 1^{ère} classe ; Nombre de voies chargées = 2

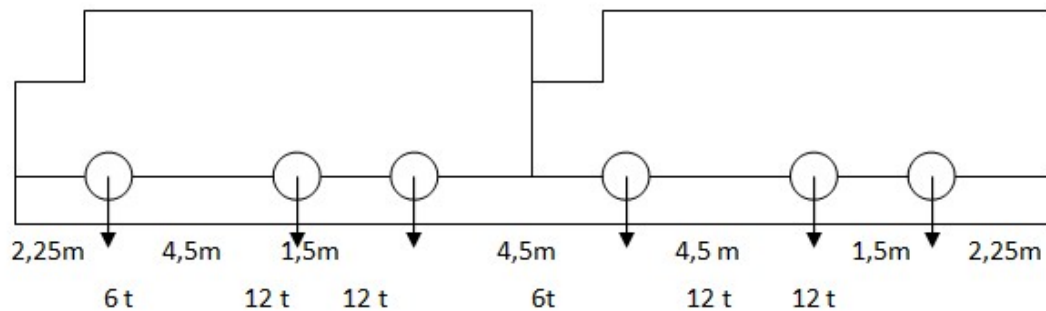
$$A(2L) = A(L) \times a_1 \times a_2 \times V \times 2 = 4,83 \times 2 = 9,632 \text{ t/ml}$$

Nbr de voies	a_1	a_2	$A(L) \times a_1 \times a_2$	V(m)	A(L) (t/m)
1	1	0,875	1,204	4	4,816
2	1	0,875	1,204	8	9,632

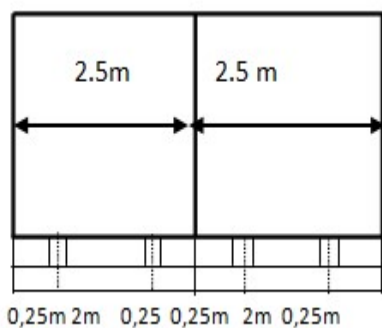
Tableau.4.2 : Evaluation des surcharges du système A(L).

B. Système Bc

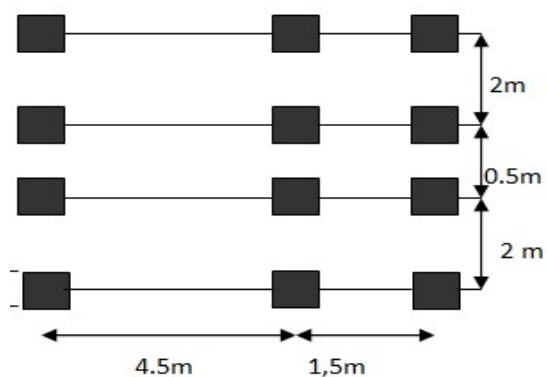
Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



Longitudinalement



Transversalement



En plan

Les charges du système Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ donné par la formule suivante:

$$\delta = 1 + (0,4/1+0,2L) + 0,6/(1+4(G/S))$$

L : portée du pont = 19,4 m

G : charge permanente = 307,15t

S : surcharges max = $30 \times 2 \times 2 \times 1,1 = 132t$

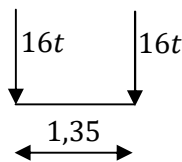
$$\delta = 1 + 0,4/(1 + 0,2 \times 19,4) + 0,6/1 + 4 \times (307,15/132) = 1,14$$

Désignation	A	bc	δ	12t
1 file	60	1,2	1,14	16,42
2 files	120	1,1	1,14	15,05

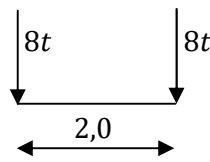
Tableau.4.3: Evaluation des surcharges du système Bc.

C. Système Bt

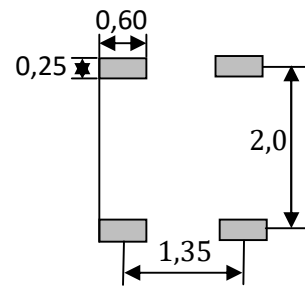
Un tandem (Bt) comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :



longitudinalement



transversalement



vue en plan

Le coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + (0,4/1+0,2L) + 0,6/(1+4(G/S))$$

L : portée du pont = 19,4 m

G : charge permanente = 307,15 t

Bt = 1 (pour les ponts du 1^{ère} classe)

$$S = Q \times bt = 64 \times 1 = 64 t$$

$$\delta = 1 + 0,4/(1 + 0,2 * 19,4) + 0,6/1 + 4 * (307,15/64) = 1,11$$

Désignation	Q	Bt	Δ	Essieu (16t)
1 Tandem	32	1	1,11	17,76
2 Tandems	64	1	1,11	35,52

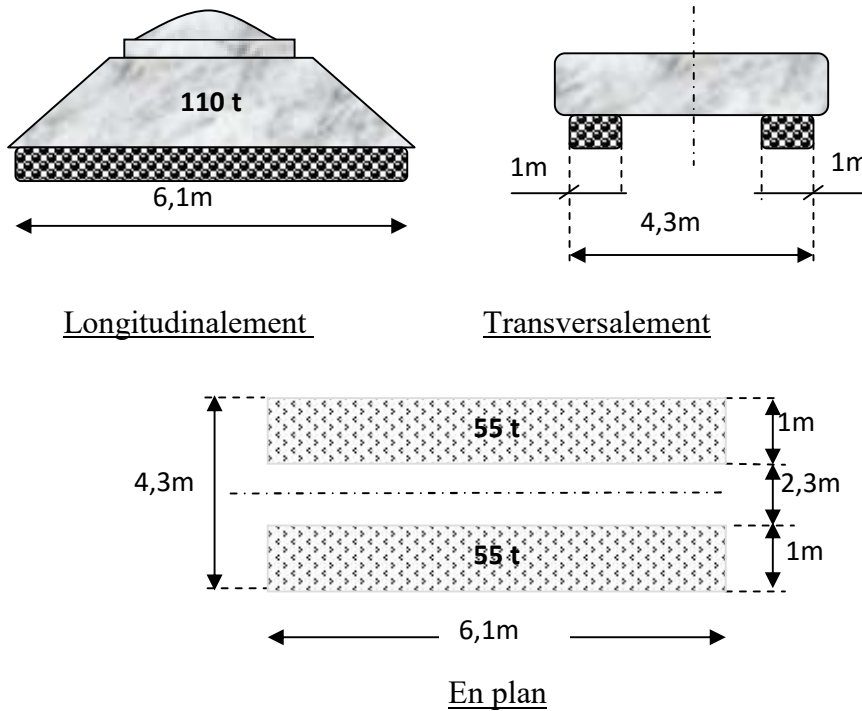
Tableau.4.4: Evaluation des surcharges du système Bt.

D. Système militaire Mc 120

Les ponts doivent être calculés par supporter les véhicules de type Mc 120, les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi peut être disposé.

Dans le sens longitudinal : la limite entre entraxe de deux convois est de 36.6m.



Les charges militaires sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4(G/Q))$$

$$L = 19,4 \text{ m} ; G = 307,15 \text{ t} ; Q = 110 \text{ t.}$$

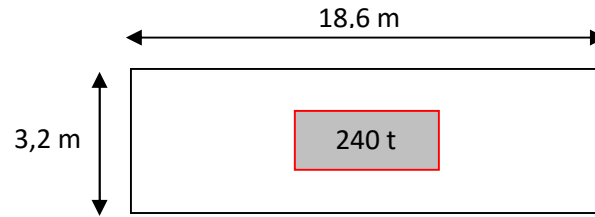
$$\text{Donc : } \delta = 1,132$$

$$Q = 110 * 1,132 = 124,52 \text{ t}$$

$$Q_{/m} = 124,52 / 6,1 = 20,41 \text{ t/ml.}$$

E. convoi D240

Le poids total est 240 t supposé reparti sur un rectangle uniformément chargé de $(18,60 * 3,20)m^2$.



$$Q = 240/18,60 = \mathbf{12,903t/ml}$$

F. Surcharge sur trottoirs

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de 150 Kg/m^2 de façon à produire l'effet le plus défavorable.

$$\text{Un trottoir chargé : } P1 = 0,15 \times 1 = \mathbf{0,15 t/ml}$$

$$\text{Deux trottoirs chargés : } P2 = 0,15 \times 2 = \mathbf{0,3 t/ml}$$

1. Evaluation des efforts dans la poutre

1.1. Les éléments de réduction dus au poids propre

- Les réactions :

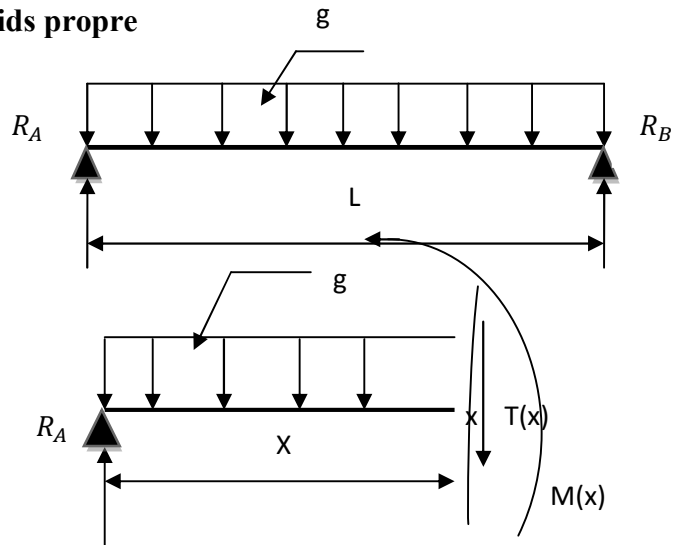
Par la R.D.M : $R_A = R_B = (g l)/2$

- Le moment fléchissant

$$M(x) = R_A x - (g x^2)/2$$

- L'effort tranchant

$$T(x) = R_A - g x$$



➤ Poutre seule : $g = 0,745 \text{ t/ml}$

Section	M (t.m)	T (t)	R (t)
0,00L	0,00	7,23	7,23
0,25L	26,3	3,62	-
0,5L	35,08	0,00	-

Tableau.5.1: Calcul des éléments de réductions dus aux charges (poutre seule).

➤ La dalle : poutre intermédiaire (g_1) et poutre de rive (g_2)

$$g_1 = 0,25 \times 1,26 \times 2,5 = 0,78 \text{ t/ml} ; g_2 = 0,25 \times 1,22 \times 2,5 = 0,76 \text{ t/ml}$$

Section	M (t.m)		T (t)		R (t)	
	inter	De rive	Inter	De rive	inter	De rive
0,00L	0,00	0,00	7,57	7,372	7,57	7,372
0,25L	27,54	26,81	3,79	3,69	-	-
0,5L	36,73	35,73	0,00	0,00	-	-

Tableau.5.2: Calcul des éléments de réduction dus aux charges (dalle).

- Le revêtement : poutre intermédiaire (g_1) et poutre de rive (g_2)

$$g_1 = 0,1 \times 1,26 \times 2,2 = 0,2772 \text{ t/ml} ; g_2 = 0,1 \times 0,22 \times 2,2 = 0,0484 \text{ t/ml}$$

Section	M (t.m)		T (t)		R (t)	
	inter	De rive	Inter	De rive	inter	De rive
0,00L	0,00	0,00	2,69	0,47	2,69	0,47
0,25L	9,85	1,71	1,35	0,24	-	-
0,5L	13,05	2,28	0,00	0,00	-	-

Tableau.5.3: Calcul des éléments de réduction dus aux charges (revêtement).

- Trottoir +corniche +GC : poutre de rive $g = 0,74 \text{ t/ml}$

Section	M(t.m)	T (t)	R (t)
0,00L	0,00	7,18	7,18
0,25L	25,90	3,59	-
0,50L	34,83	0,00	-

Tableau.5.4: Calcul des éléments de réductions dus aux charges (trott+corniche+GC).

📊 Tableau récapitulatif (poutre + trott + dalle + revêtement) des M, T, R

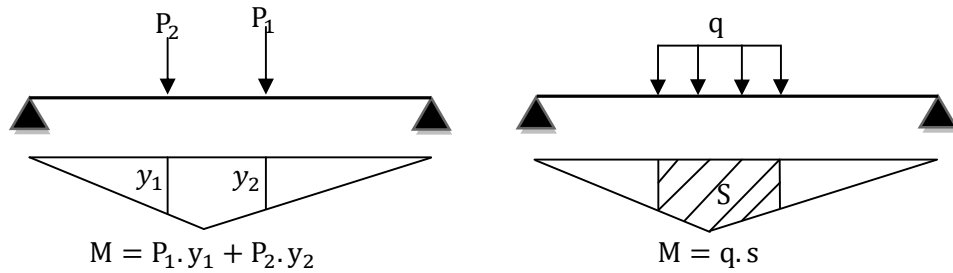
désignation	Section	M (t.m)	T (t)	R (t)
Poutre intermédiaire	0,00L	0,00	17,49	17,49
	0,25L	63,69	8,76	-
	0,50L	84,86	0,00	-
Poutre de rive	0,00L	0,00	22,52	22,52
	0,25L	80,72	11,14	-
	0,50L	107,92	0,00	-

Tableau.5.5: Tableau récapitulatif (poutre+trott+dalle) des M, T, R.

2. Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges

• La ligne d'influence :

La ligne d'influence des moments fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe qui représente la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre.



• Théorème de BARRE :

Cette méthode est utilisée dans le cas des charges concentrées mobiles pour déterminer la section la plus dangereuse de la poutre.

"Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu de telle façon que cet essieu et la résultante de convoi soient symétriques par rapport à l'axe de la poutre"

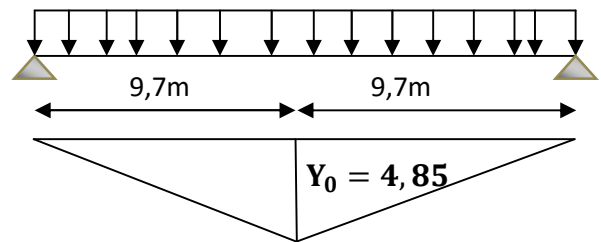
2.1. Moment fléchissant à x=0,5L

A. Surcharge A(L) ou trottoirs

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{9,7 \times 9,7}{19,4} = 4,85 \text{ m}$$

$$S = 2((9,7 \times 4,85)/2) = 47,045 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times S$$



Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M (t.m)	M ₀ = $\frac{M}{8}$ (t.m)
1 voie	4,98	47,045	234,28	29,29
2 voies	9,96	47,045	468,57	58,57
1 trot	0,15	47,045	7,056	0,882
2 trot	0,30	47,045	14,112	1,764

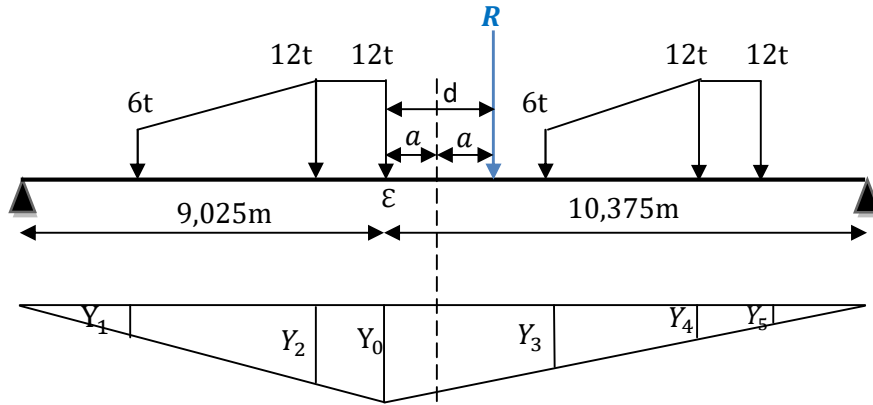
Tableau.5.6: Moment fléchissant due à A(L) et trottoirs (X=0,5L).

B. Système B

B.1. Système B_c

Cas N°1 : la résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi **R = 60 t**.



$$X_R = \frac{[12(4,5 + 6 + 15 + 16,5) + 6(10,5)]}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$a = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$X_\varepsilon = \frac{L - a}{2} = \frac{19,4 - 3,45}{2} = 7,98 \text{ m}$$

$$Y_\varepsilon = [X_\varepsilon(L - X_\varepsilon)]/L$$

Y ₀	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
4,697	1,163	3,814	2,847	0,997	0,380

$$\sum Y_i \text{ avant} = 4,01 .$$

$$\sum Y_i \text{ arrière} = 9,888 .$$

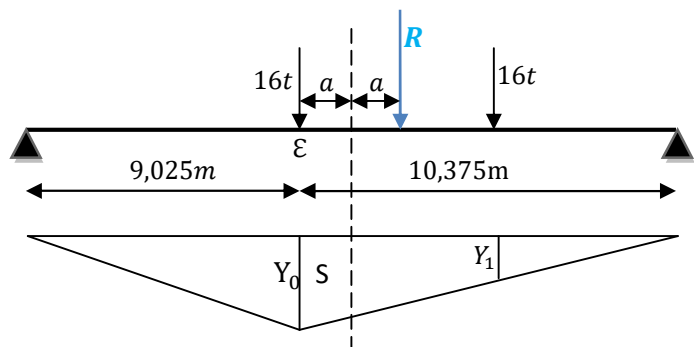
$$M_\varepsilon = 142,716 \text{ t.m} .$$

B.2. Système B_t

$$a = 0,675 \text{ m}$$

$$X_\varepsilon = \frac{19,4 - 0,675}{2} = 9,3625 \text{ m}$$

$$y_0 = \frac{X_\varepsilon(L - X_\varepsilon)}{L} = 4,844 \text{ m}$$



$$Y_1 = 4,193 \text{ m}$$

$$\Sigma Y_i = Y_0 + Y_1 = 9,037 \text{ m}$$

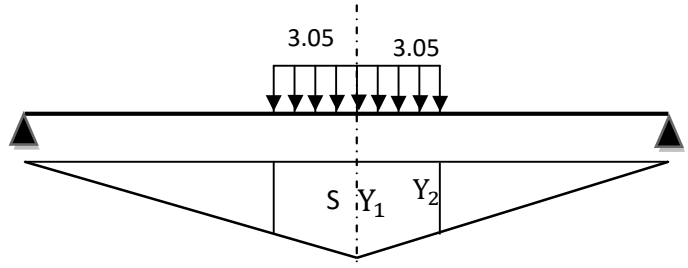
$$M_{\Sigma} = \Sigma P_i Y_i = 144,592 \text{ t.m}$$

C. Système Mc 120

$$\alpha = \frac{9,7^2}{19,4} = 4,85 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{6,65 \times 4,85}{9,7} = 3,325 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 449,56 \text{ t.m}$$

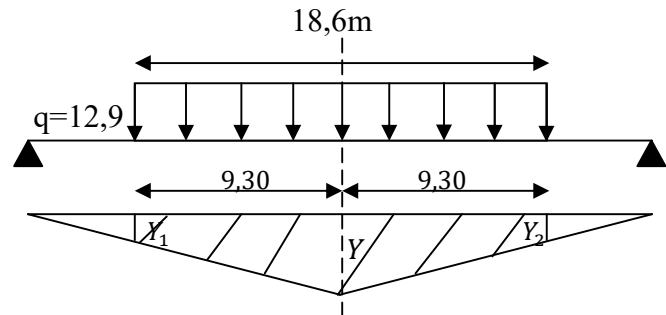


D. système D240 :

$$Y_0 = 4,85 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{0,4 \times 4,85}{9,7} = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 605,989 \text{ t.m}$$



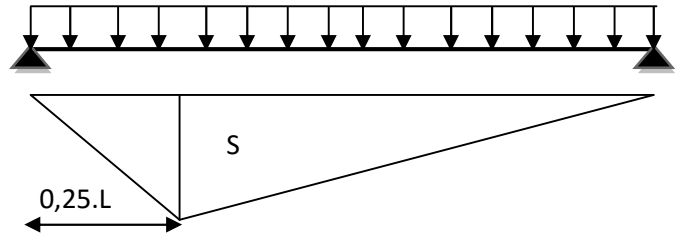
📊 Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges : X = 0,5L

Surcharge		Surcharge	M (t.m)	M ₀ (t.m)
Trottoirs	Trottoir 1	0,15	7,056	0,882
	Trottoir 2	0,15	7,056	0,882
	2 Trottoirs	0,3	14,112	1,764
A(L)	1 voie	4,83	227,227	28,403
	2 voies	9,66	454,454	56,807
B _C	1 file	Avant	8,208	32,914
		Arrière	16,42	162,360
	2 files	Avant	15,05	60,350
		Arrière	30,10	297,628
B _t	1 Tandem	17,76	160,497	20,062
	2 Tandems	35,52	320,994	40,124
M _C 120		20,37	507,905	63,488
D240		12,903	605,989	75,749

Tableau.5.7: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

2.2. Moment fléchissant dus aux surcharges $x = 0,25L$

A. Surcharge A(L) ou trottoirs



$$Y_0 = \frac{4,85 \times 14,55}{19,4} = 3,638 \text{ m}$$

$$S = \frac{4,85 \times 3,638}{2} + \frac{14,55 \times 3,638}{2} = 35,289 \text{ m}^2$$

Désignation	Surcharge(t/ml)	S (m ²)	M (t. m)	M ₀ (t. m)
1 voie	4,98	35,29	175,744	21,968
2 voies	9,96	35,29	351,488	43,936
1 trott	0,15	35,29	5,293	0,662
2 trott	0,30	35,29	10,587	1,323

Tableau.5.8: Moment fléchissant due à A(L) et trottoirs(X = 0,25L).

B. Système B

B.1. Système B_C

Pour obtenir le moment maximum en C (a X=0,25L), on place la première charge en C et on vérifie les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} W_{L1} \geq W \cdot a/L \\ W_{L2} \leq W \cdot a/L \end{cases}$$

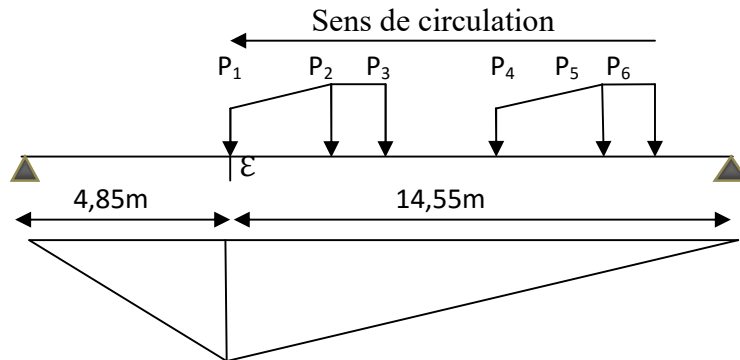
Avec :

a : l'abscisse du point C par rapport à l'appui gauche ;

W : le résultat des charges ce qui trouve sur la poutre ;

W_{L1} : le résultat des charges appliquées à gauche de C en tenant compte la charge en C ;

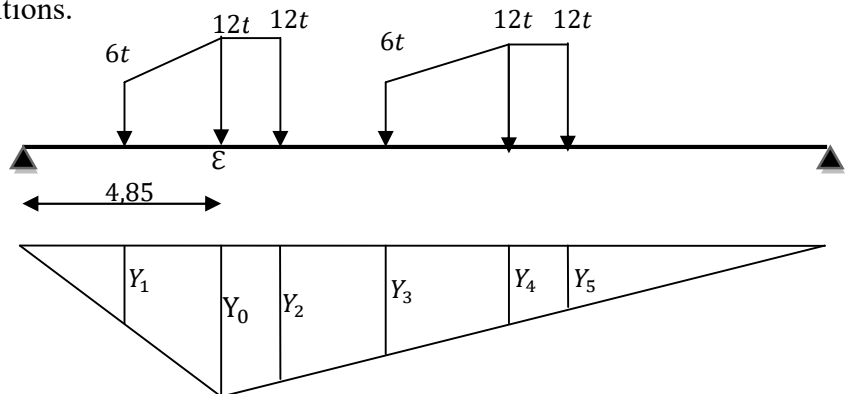
W_{L2} : le résultat des charges appliquées à la gauche de C en ignorant la charge en C.



Force en C	W	(W*a)/L	W _{L1}	Vérification	W _{L2}	Vérification
P1=6t	36	9	6	Non	0	Oui
P2=12t	60	15	18	Oui	6	Oui
P3=12t	54	13,5	24	Oui	12	Oui
P4=6t	42	10,5	18	Oui	12	Non
P5=12t	30	7,5	18	Oui	6	Oui
P6=12t	24	6	24	oui	12	Non

Il y a 3 cas qui vérifient les conditions.

➤ 1^{er} cas : P₂ = 12 t en C



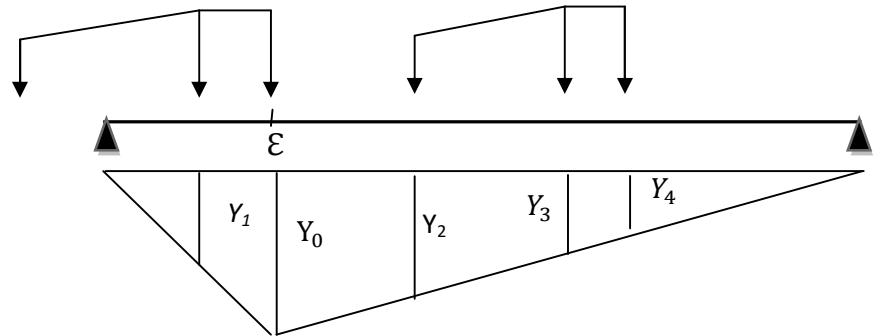
Y ₀	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
3,637	0,262	3,262	2,137	1,012	0,637

$\sum Y_i \text{ avant} = 2,4 \text{ m}$

$\sum Y_i \text{ arrière} = 8,55 \text{ m}$

$M_\epsilon = 117 \text{ t.m}$

➤ 2^{eme} Cas : P₃ = 12t en C



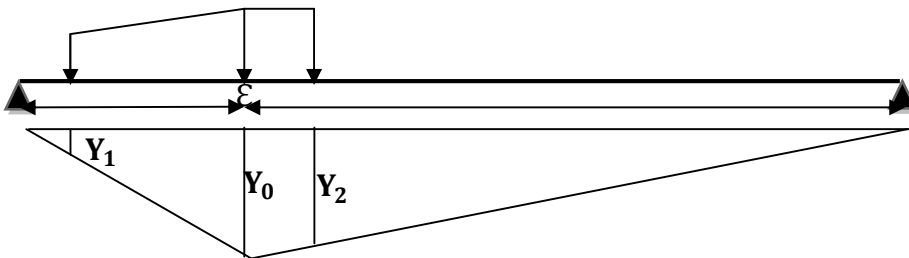
Y ₀	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄
3,637	2,512	2,512	1,387	1,012

$\sum Y_i \text{ avant} = 2,512 \text{ m}$

$\sum Y_i \text{ arri\`ere} = 8,548 \text{ m}$

$M_\varepsilon = 117,648 \text{ t.m}$

➤ 3^{eme} Cas : P₅ = 12t en ε



$\sum Y_i \text{ avant} = 0,27 \text{ m}$

$\sum Y_i \text{ arri\`ere} = 6,90 \text{ m}$

$M_\varepsilon = 84,36 \text{ t.m}$

Y ₀	Y ₁	Y ₂
3,637	0,2625	3,2625

Donc : on prend le 2^{eme} Cas ou : P₃ = 12t en C $\implies M_\varepsilon = 117,648 \text{ t.m}$

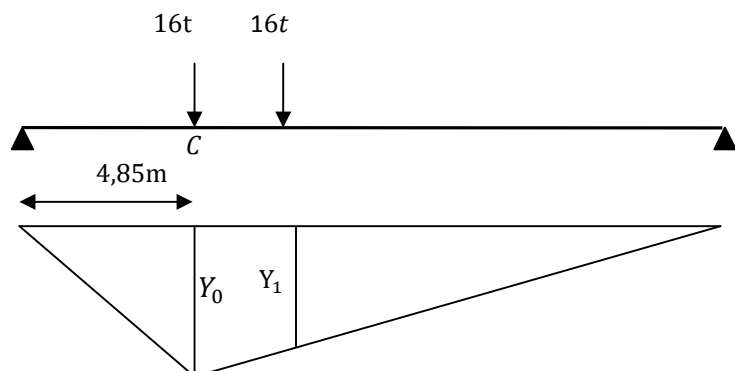
B.2. Système B_t :

$Y_0 = 3,637 \text{ m.}$

$Y_1 = 3,3 \text{ m.}$

$\sum Y_i = 6,937 \text{ m.}$

$M_\varepsilon = 111 \text{ t.m.}$



C. Système M_c120 : alpha

$$\alpha = \frac{4,85}{19,4} = 0,25$$

$$\alpha \times 6,1 = 1,525 \text{ m}$$

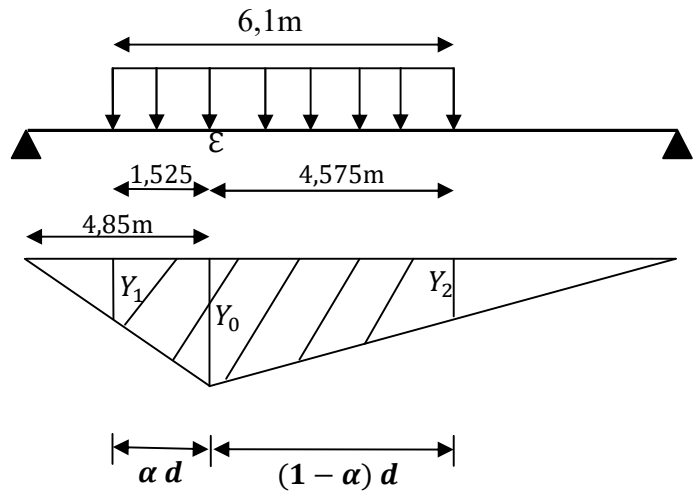
$$(1 - \alpha) \times 6,1 = 4,575 \text{ m}$$

$$Y_0 = 3,637 \text{ m.}$$

$$Y_1 = Y_2 = 2,493 \text{ m.}$$

$$\sum Y_i = 6,13 \text{ m.}$$

$$S = 18,70 \text{ m}^2. \quad \mathbf{M_\varepsilon = 337,10 \text{ t. m.}}$$



D. Système D240 : alpha

$$\alpha = \frac{4,85}{19,4} = 0,25$$

$$\alpha \times 18,6 = 4,65 \text{ m}$$

$$(1 - \alpha) \times 18,6 = 13,95 \text{ m}$$

$$Y_0 = 3,637 \text{ m.}$$

$$Y_1 = Y_2 = 0,15 \text{ m.}$$

$$\sum Y_i = 3,787 \text{ m.}$$

$$S = 35,21 \text{ m}^2.$$

$$\mathbf{M_\varepsilon = 454,30 \text{ t. m.}}$$

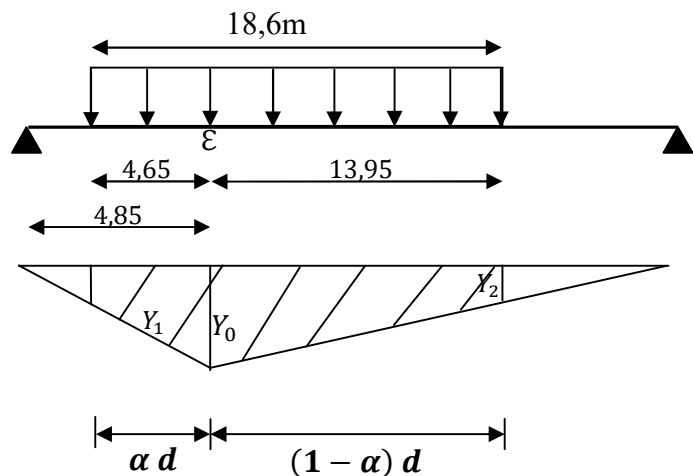


Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges : $X = 0,25L$

Surcharge		surcharge	M (t.m)	M ₀ (t. m)
Trottoirs	Trottoir 1	0,15	5,293	0,662
	Trottoir 2	0,15	5,293	0,662
	2 Trottoirs	0,3	10,587	1,323
A(L)	1 voie	4,83	170,45	21,306
	2 voies	9,66	340,90	42,612
B _C	1 file	Avant	8,208	20,618
		Arrière	16,42	140,358
	2 files	Avant	15,05	37,805
		Arrière	30,10	257,294
B _t	1 tandem	17,76	123,201	15,400
	2 tandems	35,52	246,402	30,800
M _C 120		20,37	380,919	47,615
D240		12,903	454,314	56,789

Tableau.5.9: Tableau récapitulation des moments dus aux surcharges. ($X = 0,25L$)

3. Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

3.1. Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X = 0,00L$

A. Surcharges A(L) :

$$T_{\max} = R_a = R_b = L \times q/2$$

- Une voie chargée : A (1L) = 4,83 t.m

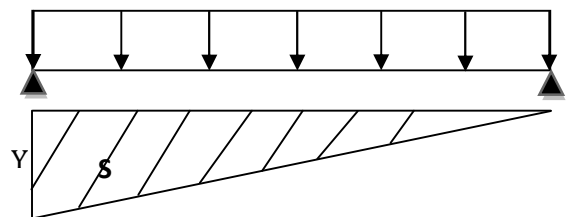
$$Y = 1,00 \text{ m}$$

$$S = 9,7 \text{ m}^2$$

- Deux voies chargées : A (2L) = 4,83 t.m

$$Y = 1,00 \text{ m}$$

$$S = 9,7 \text{ m}^2$$



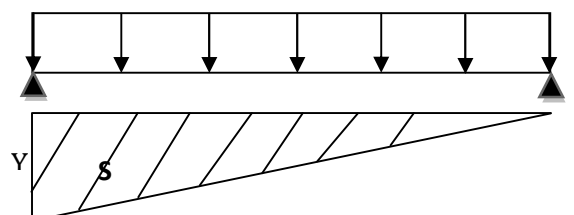
B. surcharge sur trottoirs :

- 1 Trottoir chargé :

$$Y = 1,00 \text{ m}$$

$$S = 9,7 \text{ m}^2$$

- 2 trottoirs chargés :

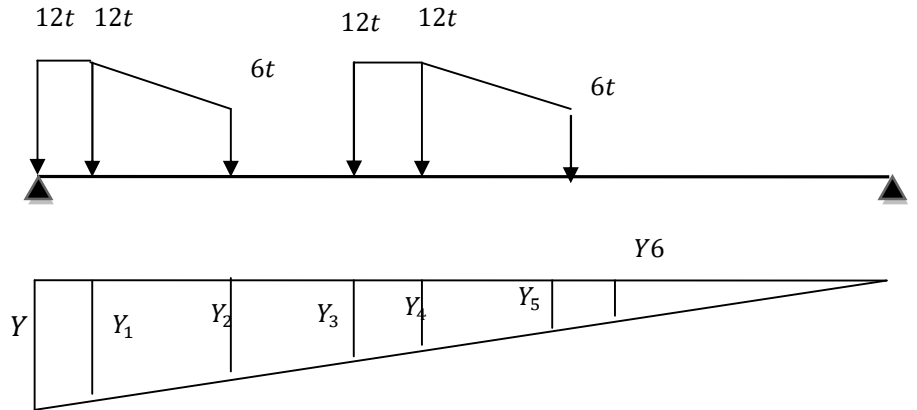


$Y = 1.00\text{ m}$

$S = 9,7\text{ m}^2$

C. Surcharge du type B :

C.1. Type B_c :



Y ₀	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
1	0,923	0,690	0,458	0,381	0,149

$\sum Y_i \text{ avant} = 0,84\text{ m}$

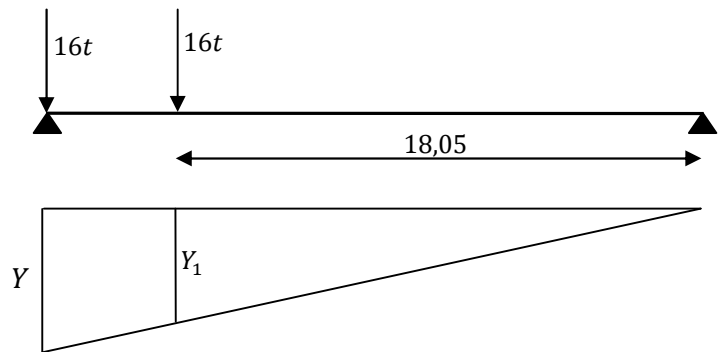
$\sum Y_i \text{ arri\`ere} = 2,761\text{ m}$

C.2. Type B_t :

$Y_0 = 1\text{ m.}$

$Y_1 = 0,93\text{ m.}$

$\sum Y_i = 1,93\text{ m.}$

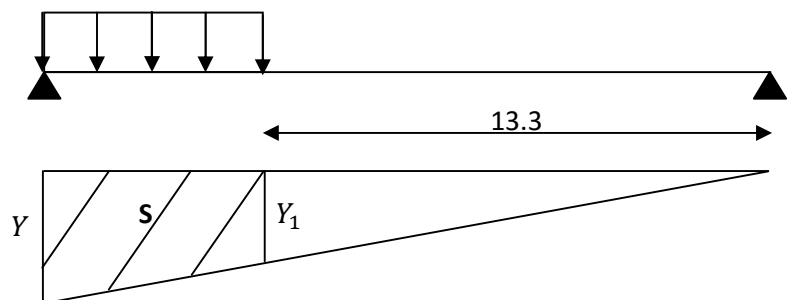


D. Surcharge du type M_c120 :

$Y_0 = 1\text{ m.}$

$Y_1 = 0,685\text{ m.}$

$S = 5,14\text{ m}^2$

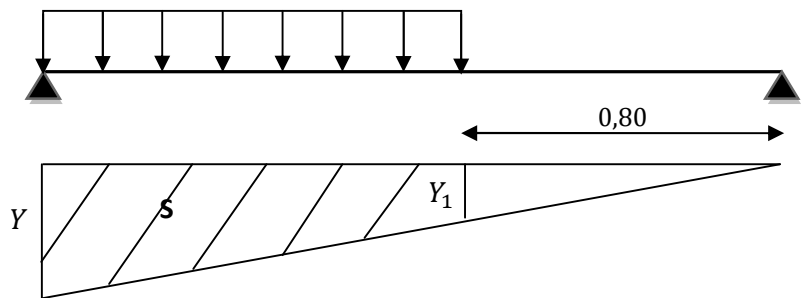


E. Surcharge du type D240 :

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,041 \text{ m.}$

$S = 9,681 \text{ m}^2$



3.2. Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$

A. surcharges A(L) :

➤ Une voie chargée : $A (1L) = 4,83 \text{ t.m}$

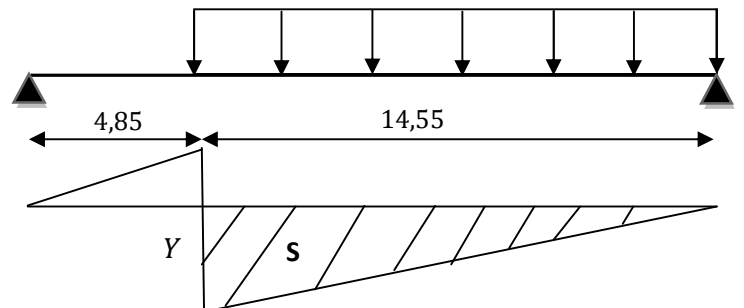
$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 5,456 \text{ m}^2$

➤ Deux voies chargées : $A (2L) = 4,83 \text{ t.m}$

$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 5,456 \text{ m}^2$



B. surcharge sur trottoirs :

➤ 1 trottoir chargé :

$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 5,456 \text{ m}^2$

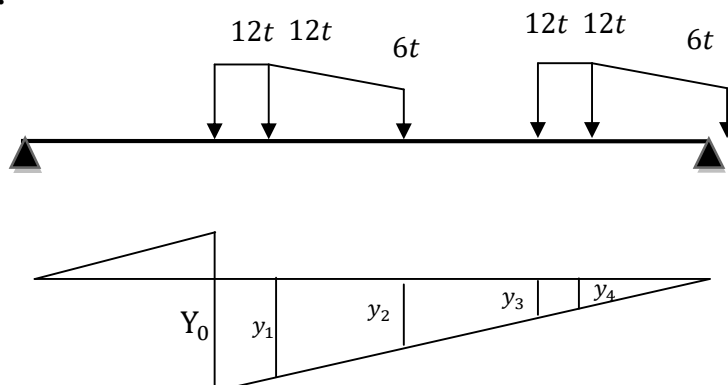
➤ 2 trottoirs chargés :

$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 5,456 \text{ m}^2$

C. Surcharge du type B :

C.1. Type B_c :



Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4
0,750	0,672	0,440	0,208	0,131

$\Sigma Y_i \text{ avant} = 0,440 \text{ m}$

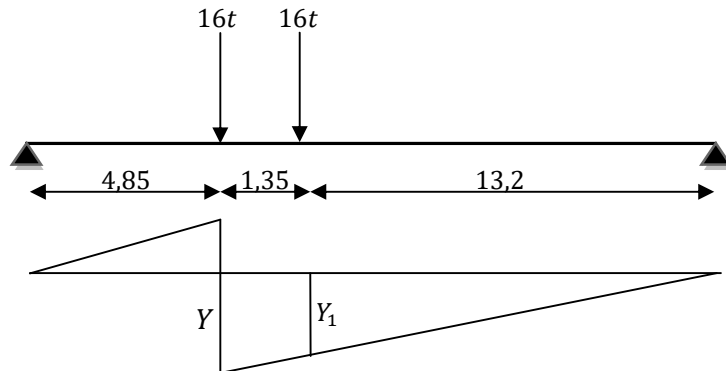
$\Sigma Y_i \text{ arri\`ere} = 1,761 \text{ m}$

C.2. Type B_t :

$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,680 \text{ m.}$

$\Sigma Y_i = 1,430 \text{ m.}$

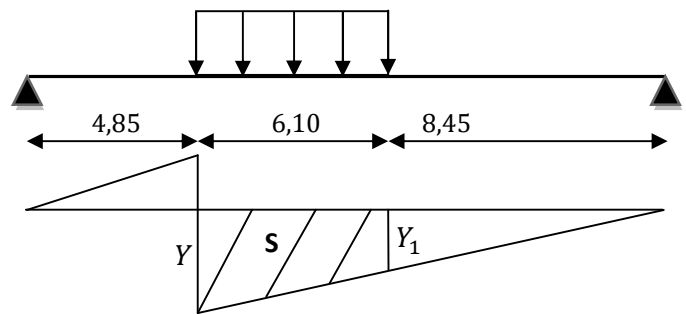


D. Surcharge du type $M_c 120$:

$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$

$Y_1 = 0,435 \text{ m.}$

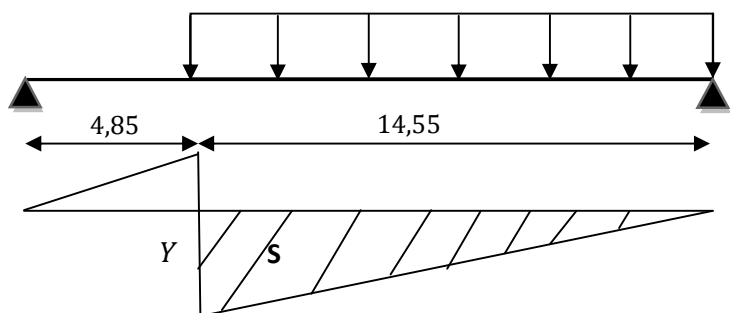
$S = 3,616 \text{ m}^2$



E. Surcharge du type D240 :

$Y_0 = 0,750 \text{ m.}$

$S = 5,456 \text{ m}^2$



📊 Tableau récapitulatif des efforts tranchants : Pour $x = 0,00L$

Surcharge		surcharge	T (t)	T ₀ (t)	
trottoirs	Trottoir 1		0,15	1,455	0,182
	Trottoir 2		0,15	1,455	0,182
	2 Trottoirs		0,3	2,91	0,364
A(L)	1 voie		4,83	46,851	5,856
	2 voies		9,66	93,702	11,713
B _C	1 file	Avant	8,208	6,894	0,862
		Arrière	16,42	45,319	5,665
	2 files	Avant	15,05	12,642	1,580
		Arrière	30,10	82,474	10,310
B _t	1 tandem		17,76	34,276	4,285
	2 tandems		35,52	68,553	8,569
M _C 120			20,37	104,701	13,088
D240			12,903	124,901	15,613

Tableau.5.10: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. (X = 0,00L)

📊 Tableau récapitulatif des efforts tranchants : Pour $x = 0,25L$

Surcharge		surcharge	T (t)	T ₀ (t)	
trottoirs	Trottoir 1		0,15	0,818	0,102
	Trottoir 2		0,15	0,818	0,102
	2 Trottoirs		0,3	1,636	0,205
A(L)	1 voie		4,83	26,352	3,294
	2 voies		9,66	52,704	6,588
B _C	1 file	Avant	8,208	3,611	0,451
		Arrière	16,42	28,915	3,614
	2 files	Avant	15,05	6,622	0,828
		Arrière	30,10	53,006	6,626
B _t	1 tandem		17,76	25,396	3,175
	2 tandems		35,52	50,793	6,349
M _C 120			20,37	73,617	9,202
D240			12,903	70,398	8,800

Tableau.5.11: Tableau récapitulatif des efforts T dus aux surcharges. (X = 0,25L)

1. Introduction

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres afin de déterminer la poutre la plus sollicitée. Pour cela, nous utiliserons l'une des méthodes disponibles selon la rigidité de l'entretoise.

2. Le choix de la méthode

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement r qui est définie par la formule suivant :

$$r = \frac{n}{2} \cdot \frac{a}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}}$$

Avec :

n : le nombre des poutres ;

L : portée des poutres ;

a : l'entre axe de la poutre ;

I_p : moment d'inertie de la poutre. ;

I_E : moment d'inertie de l'entretoise.

Si $r < 0,3 \implies$ la méthode de *J.courbon*.

Si $r \geq 0,3 \implies$ la méthode de *Guyon-massonnet*.

Notre projet est dépourvu des entretoises, dans ce cas le hourdis jouera le rôle de l'entretoise

Calcul du moment d'inertie équivalente I_p

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

I_0 : moment d'inertie de la poutre à l'about avec hourdis.

I_m : moment d'inertie de la poutre en section courante avec hourdis.

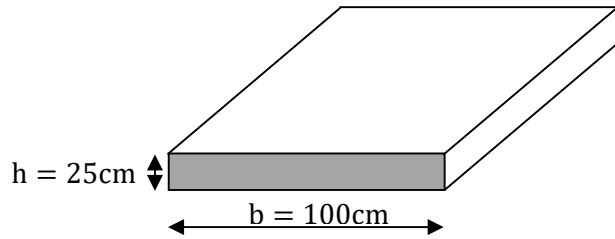
$$I_0 = 12167614,18 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 11851742,96 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 11899494,36 \text{ cm}^4$$

✚ Calcul du paramètre I_E

$$I_E = b \cdot h^3 / 12 = 130208,33 \text{ cm}^3$$



Donc :

$$n = 8 ; a = 1,26 \text{ m} ; L = 19,4 \text{ m}$$

$$r = 0,803 \implies r = 0,8 > 0,3 \implies \text{On utilise la m\u00e9thode de G.Massonnet}$$

3. Principe fondamentaux de la m\u00e9thode de G.massonnet

Le principe de cette m\u00e9thode est d'assimiler la structure r\u00e9elle constitu\u00e9e par le grillage de poutre (poutres et entretoises) \u00e0 une structure fictive continue (une dalle orthotrope de largeur $2b$) ayant pour rigidit\u00e9 les valeurs moyennes des rigidit\u00e9s dans la structure r\u00e9elle, puis analyser de mani\u00e8re approch\u00e9e l'effet de la r\u00e9partition transversale des charges Cette m\u00e9thode consiste pour chaque effort \u00e0 tracer les lignes d'influence de son coefficient de r\u00e9partition

transversale et cela pour diff\u00e9rentes excentricit\u00e9s des charges.

$$e = \left\{ \pm b; \pm \frac{3b}{4}; \pm \frac{b}{2}; \pm \frac{b}{4}; 0 \right\}$$

et pour les 9 sections de la largeur de la dalle ;

$$y = \left\{ \pm b; \pm \frac{3b}{4}; \pm \frac{b}{2}; \pm \frac{b}{4}; 0 \right\} .$$

On d\u00e9placera les charges de fa\u00e7on \u00e0 obtenir les plus grandes ordonn\u00e9es et on retiendra pour le calcul des efforts, les excentricit\u00e9s qui donnent les plus grandes valeurs des coefficients.

Ainsi on pourra d\u00e9terminer les facteurs de r\u00e9partition transversales ($\kappa\alpha, \epsilon\alpha, \mu\alpha$) et les sollicitations (moments fl\u00e9chissant , efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts \u00e0 poutres multiples la section d'\u00e9tude sera impos\u00e9e par la position de la poutre, ce qui nous am\u00e8ne \u00e0 tracer les lignes d'influences pour les diff\u00e9rentes excentricit\u00e9s de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

3.1. Param\u00e8tre de calcul

$$n = 8 \text{ (nombre des poutres).}$$

$$a = 1,26 \text{ m (entre axe).}$$

$b = 5,04m$ (demi largeur active du pont).

Avec : $2b = n \cdot a \implies b = (8 \cdot 1,26)/2 = 5,04m \implies b = 5,04 m$.

✓ **Rigidité flexionnelle par unité de longueur**

➤ **Poutre :**

$$\rho_p = (I_p \cdot E)/a = 94440,43 E.$$

. ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

➤ **Dalle :**

$$\rho_d = \rho_E = \frac{E \cdot I_E}{b} = 1302,083E.$$

✓ **Rigidité torsionnelle de la poutre**

➤ **Poutre :**

γ_p = rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$$C_p = \frac{G}{3} \left(\sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right) \quad \text{avec } G = E / 2 (1 + \nu)$$

h : la hauteur de la dalle.

b_i : la plus grand portée.

h_i : la plus petite coté.

G : module de déformation transversale du béton.

$\gamma = 0,2$ coefficient de poisson.

ν : Coefficient de poisson.

E : module de déformation longitudinale du béton.

✚ **Section homogénéisée**

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre " C_p " il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

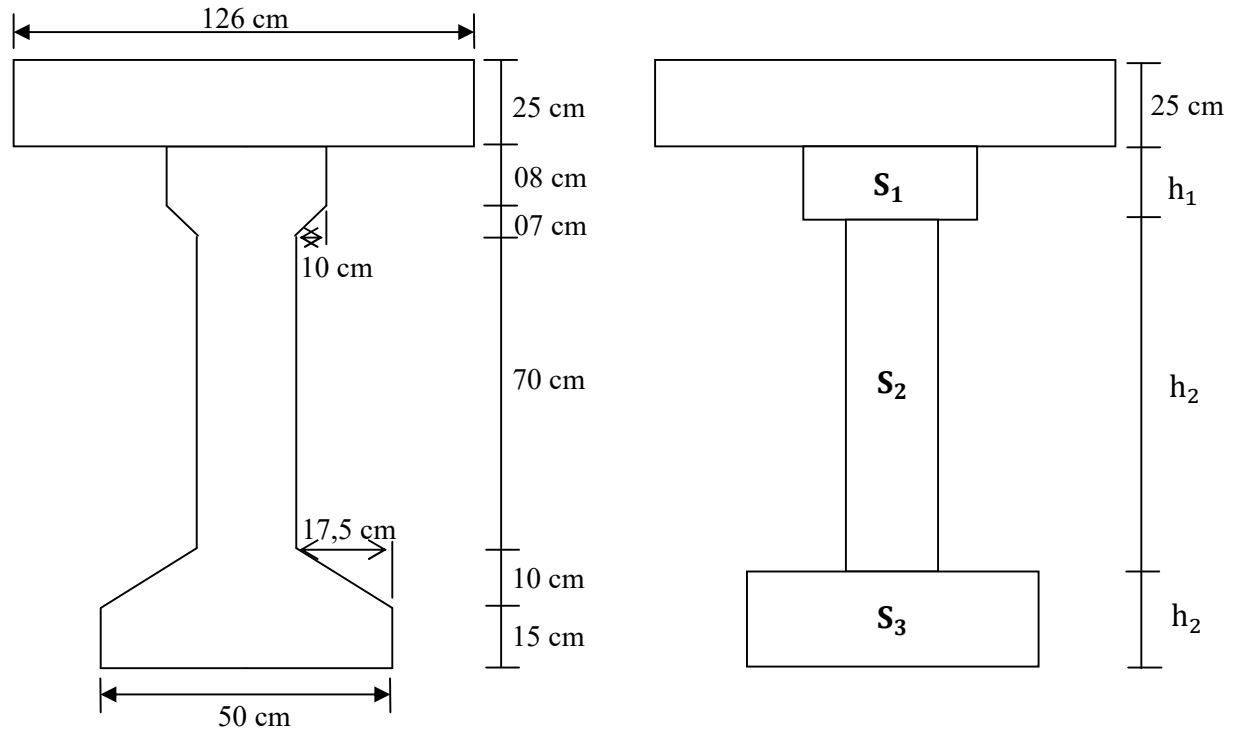


Figure.6.1 : Section homogénéisé.

$$S_1 = 455\text{cm}^2.$$

$$S_2 = 1050\text{ cm}^2.$$

$$S_3 = 1075\text{ cm}^2.$$

$$h_1 = \frac{S_1}{35} = 13\text{ cm}$$

$$h_2 = \frac{S_2}{15} = 70\text{ cm}$$

$$h_3 = \frac{S_3}{50} = 21,5\text{cm}$$

Donc :

$$C_p = 249227,604E$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{a} = 1977,997E \iff \gamma_p = 1977,997E$$

➤ **Dalle :**

$$\gamma_E = \gamma_D = C_E/b$$

$$C_E = 2GI_E = 2.E.I_E = 108506,944E$$

$$\gamma_E = \gamma_D = \frac{108506,944}{100} = 1085,06944E$$

3.2. Paramètre de torsion « caractérise la torsion du pont »

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2 \times \sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = 0,1381$$

Alors : $\alpha = 0,1381$

3.3. Paramètre d'entretoisement « caractérise la souplesse de l'entretoise »

$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad \text{Avec : } b = 5,04m \text{ et } L = 19,40m$$

Alors : $\theta = 0,76$

4. Détermination des coefficients de répartition transversale

4.1. Coefficient de répartition transversale k

Le coefficient de répartition transversale K dépend du paramètre de l'entretoisement θ , du paramètre de torsion α et de l'ordonnée relative (y) et de section ou on veut étudier le moment.

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

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \longrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,05}$$

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \longrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta \quad \text{ou } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065 - \theta}{0,663}\right)}$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \longrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,5}$$

Telle que :

K_0 : Valeur de K correspondant à $\alpha = 0$

K_1 : Valeur de K correspondant à $\alpha = 1$

Dans le cas où θ calculé n'apparaît pas dans les tableaux on fait l'interpolation et si la poutre se trouve entre deux sections on faire aussi une interpolation.

Notre cas donne: $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta$

 **Tableau des coefficients K_0 pour $\theta = 0,75$**

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,0920	1,5732	1,8140	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

 **Tableau des coefficients K_0 pour $\theta = 0,80$**

y/ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2595	0,401	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,401	-0,2595
b/4	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
b/2	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	2	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,353	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,401	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,353	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154

À Partir des deux tableaux de k_0 correspondant à $\theta = 0,75$ et $\theta = 0,80$ On tire le tableau de k_0 Pour $\theta = 0,76$ par interpolation par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0,75 \longrightarrow K_0(\theta = 0,75) \\ \theta = 0,76 \longrightarrow K_0(\theta = 0,76) \\ \theta = 0,80 \longrightarrow K_0(\theta = 0,80) \end{array} \right.$$

$$\implies K_0 = 0,2K_0(\theta = 0,80) + 0,8K_0(\theta = 0,75)$$

🚩 Tableau des coefficients K_0 pour $\theta = 0,76$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1527	0,4577	1,0604	1,5881	1,8380	1,5881	1,0604	0,4577	-0,1527
b/4	-0,4439	0,0495	0,5604	1,0951	1,5881	1,8350	1,6037	1,1183	0,5732
b/2	-0,4906	-0,1816	0,1541	0,5604	1,0604	1,6037	2,0040	2,0429	1,9348
3b/4	-0,4312	-0,3206	-0,1816	0,0495	0,4577	1,1183	2,0429	3,0957	4,0473
b	-0,3439	-0,4312	-0,4906	-0,4439	-0,1527	0,5732	1,9347	4,0473	6,7640

🚩 Tableau des coefficients K_1 pour $\theta = 0,75$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

🚩 Tableau des coefficients K_1 pour $\theta = 0,80$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	B
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
b/2	0,2516	0,3389	0,472	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

À Partir des deux tableaux de k_1 correspondant à $\theta = 0,75$ et $\theta = 0,80$ On tire le tableau de k_1 Pour $\theta = 0,76$ par interpolation par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0,75 \longrightarrow K_1(\theta = 0,75) \\ \theta = 0,76 \longrightarrow K_1(\theta = 0,76) \\ \theta = 0,80 \longrightarrow K_1(\theta = 0,80) \end{array} \right.$$

$$\implies K_1 = 0,2K_1(\theta = 0,80) + 0,8K_1(\theta = 0,75)$$

Après l'interpolation :

Tableau des coefficients K_1 pour $\theta = 0,76$

y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6588	0,7976	0,9856	1,2076	1,3403	1,2076	0,9856	0,79756	0,6588
b/4	0,4265	0,5409	0,7050	0,9364	1,2076	1,3934	1,3188	1,15766	1,0181
b/2	0,2828	0,3721	0,5038	0,7050	0,9856	1,3188	1,5835	1,6057	1,5482
3b/4	0,1963	0,2664	0,3721	0,5409	0,7976	1,1577	1,6057	2,0344	2,2809
b	0,1397	0,1963	0,2828	0,4265	0,6588	1,0181	1,5482	2,2809	3,1877

Détermination des K_α pour $\theta = 0.76$ et $\alpha = 0.13$

$$0,10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta ; \quad \beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065-\theta}{0,663}\right)}$$

$$\implies K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot 0,36569$$

Tableau des coefficients K_α pour $\theta = 0,76$

Théta=0,76	$\alpha = 0,13$								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0627	0,5479	1,0405	1,4871	1,7059	1,4871	1,0405	0,5479	0,0627
b/4	-0,2128	0,1799	0,5988	1,0529	1,4871	1,7178	1,5281	1,1287	0,6913
b/2	-0,2853	-0,0346	0,2469	0,5988	1,0405	1,5281	1,8928	1,9269	1,8321
3b/4	-0,2646	-0,1647	-0,0346	0,1799	0,5479	1,1287	1,9269	2,8139	3,5783
B	-0,2155	-0,2646	-0,2853	-0,2128	0,0627	0,6913	1,8321	3,5783	5,8145

Calcul des coefficients des de répartition K_α pour les poutres

- La poutre 5 $\implies (0m \leq Y \leq 1,26m)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 0m \longrightarrow K_{\alpha 1} \\ Y = 0,6m \longrightarrow K_\alpha \\ Y_2 = 1,26m \longrightarrow K_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

La formule d'interpolation : $K_\alpha(Y) = K_{\alpha 1} + (K_{\alpha 2} - K_{\alpha 1}) \times (y - y_1)/(y_2 - y_1)$

$$K_\alpha(Y) = K_{\alpha 1} + (K_{\alpha 2} - K_{\alpha 1}) \times 0,5$$

$K\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P5	-0,0750	0,3639	0,8197	1,2700	1,5965	1,6024	1,2843	0,8383	0,3770

- La poutre 6 $\implies (1,26m \leq Y \leq 2,52m)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 1,26m \longrightarrow K_{\alpha 1} \\ Y = 1,89m \longrightarrow K_{\alpha} \\ Y_2 = 2,52m \longrightarrow K_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

$K\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P6	-0,2490	0,0727	0,4229	0,8259	1,2638	1,6229	1,7102	1,5278	1,2617

- La poutre 7 $\implies (2,52m \leq Y \leq 3,78m)$

$K\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P7	-0,2749	-0,0997	0,1062	0,3894	0,7942	1,3284	1,9096	2,3704	2,7052

- La poutre 8 $\implies (3,78m \leq Y \leq 5,04m)$

$K\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P8	-0,2749	-0,0997	0,1062	0,3894	0,7942	1,3284	1,9096	2,3704	2,7052

 **Tableau récapitulatif de K_{α} des poutres**

K_{α}	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₅	-0,0750	0,3639	0,8197	1,2700	1,5965	1,6024	1,2843	0,8383	0,3770
P₆	-0,2490	0,0727	0,4229	0,8259	1,2638	1,6229	1,7102	1,5278	1,2617
P₇	-0,2749	-0,0997	0,1062	0,3894	0,7942	1,3284	1,9096	2,3704	2,7052
P₈	-0,2749	-0,0997	0,1062	0,3894	0,7942	1,3284	1,9096	2,3704	2,7052

Tableau.6.1: Tableau récapitulatif de K_{α} des poutres.

- Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges

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

❖ Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,5L)

X = 0,5L		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8		
Cas de charges	M _{0/poutre}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	
Trott	1Trott	0,882	1,3550	1,195	3,1416	2,771	5,7487	5,070	8,9781	7,919
	2Trott	1,764	0,8181	1,443	1,4550	2,567	2,3143	4,082	4,2310	7,463
A(L)	1VC	28,403	1,3450	38,202	1,5701	44,596	1,6340	46,411	1,5818	44,928
	2VC	56,807	1,1585	65,811	1,0820	61,465	0,9420	53,512	0,7617	43,270
Bc	1File	20,295	1,5060	30,564	1,6130	32,736	1,9404	39,380	2,1896	44,438
	2File	37,204	1,3755	51,174	1,4475	53,853	1,4321	53,280	1,3422	49,935
Bt	1Tand	20,062	1,5060	30,213	1,6130	32,360	1,8370	36,855	1,9628	39,378
	2Tandd	40,124	1,3303	53,377	1,3355	53,586	1,2474	50,051	1,1001	44,140
Mc120		63,488	1,3405	85,106	1,3961	88,636	1,3778	87,474	1,2789	81,195
D240		75,749	1,5243	115,464	1,4327	108,526	1,1348	85,960	0,7496	56,781

Tableau.6.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges.(X=0,5L)

❖ Valeur des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges (X=0,25L)

X = 0,25L		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8		
Cas de charges	M _{0/poutre}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	K _{α moy}	M _{réel}	
Trott	1Trott	0,662	1,3550	0,897	3,1416	2,080	5,7487	3,806	8,9781	5,944
	2Trott	1,323	0,8181	1,082	1,4550	1,925	2,3143	3,062	4,2310	5,598
A(L)	1VC	21,306	1,3450	28,657	1,5701	33,453	1,6340	34,814	1,5818	33,702
	2VC	42,612	1,1585	49,399	1,0820	46,106	0,9420	40,141	0,7617	32,458
Bc	1File	17,545	1,5060	26,423	1,6130	28,300	1,9404	34,044	2,1896	38,416
	2File	32,162	1,3755	44,239	1,4475	46,554	1,4321	46,059	1,3422	43,168
Bt	1Tand	15,400	1,5060	23,192	1,6130	24,840	1,8370	28,290	1,9628	30,227
	2Tandd	30,800	1,3303	40,973	1,3355	41,133	1,2474	38,420	1,1001	33,883
Mc120		47,625	1,3405	63,841	1,3961	66,489	1,3778	65,618	1,2789	60,908
D240		56,789	1,5243	86,563	1,4327	81,362	1,1348	64,444	0,7496	42,569

Tableau.6.3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant longitudinaux réels dus aux surcharges.(X=0,25L)

5. Répartition transversale des efforts tranchants

5.1. Coefficient de répartition transversale ϵ_α

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient K_α , sauf que ϵ_α est obtenu par les formules suivantes :

Pour $|Y| + |e| \leq 3b/4$ on a : $\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$

Pour $|Y| + |e| > 3b/4$ on a : $\epsilon_\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

L'effort tranchant réel est donc : $T_{réel} = \epsilon_{\alpha moy} \cdot T_0$ Avec: $T_0 = T_{tot}/8$

📊 Tableau des coefficients ϵ_0 pour $\theta = 0,70$

Théta=0,70	ϵ_0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0034	0,087	0,1684	0,2377	0,2698	0,2377	0,1684	0,087	0,0034
b/4	-0,0571	0,0174	0,0933	0,1698	0,2377	0,2724	0,2475	0,1899	0,3243
b/2	-0,0814	-0,028	0,0286	0,0933	0,1684	0,2475	0,3086	0,3271	0,3282
3b/4	-0,0887	-0,0604	-0,028	0,0174	0,087	0,1899	0,3271	0,4815	0,6252
b	-0,0912	-0,0887	-0,0814	-0,0571	0,0034	0,1243	0,3282	0,6252	0,9942

📊 Tableau des coefficients ϵ_0 pour $\theta = 0,80$

Théta=0,80	ϵ_0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,041	0,0638	0,1686	0,2623	0,3079	0,2623	0,1686	0,0638	-0,041
b/4	-0,078	0,002	0,0858	0,1763	0,2623	0,3054	0,2608	0,1702	0,0694
b/2	-0,075	-0,029	0,0215	0,0858	0,1686	0,2608	0,3267	0,3239	0,2933
3b/4	-0,056	-0,045	-0,029	0,002	0,0638	0,1702	0,3239	0,5001	0,6556
b	-0,033	-0,056	-0,075	-0,078	-0,041	0,0694	0,2933	0,6556	1,1325

Après l'interpolation :

📊 Tableau des coefficients ϵ_0 pour $\theta = 0,76$

Théta=0,76	ϵ_0								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0055	0,0824	0,1684	0,24262	0,2774	0,2426	0,1684	0,0824	-0,0055
b/4	-0,0613	0,0143	0,0918	0,1711	0,2426	0,2790	0,2502	0,1859	0,2733
b/2	-0,0801	-0,0282	0,0272	0,0918	0,1684	0,2502	0,3122	0,3265	0,3212
3b/4	-0,0822	-0,0573	-0,0282	0,0143	0,0824	0,1860	0,3265	0,4852	0,6313
b	-0,0796	-0,0822	-0,0801	-0,0613	-0,0055	0,1133	0,3212	0,6313	1,0219

Tableau des coefficients ϵ_1 pour $\theta = 0,70$

Théta=0,70	ϵ_1								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0544	0,0863	0,1348	0,2488	0,3662	0,2488	0,1348	0,0863	0,0544
b/4	0,0343	0,0536	0,0828	0,133	0,2207	0,3723	0,2286	0,1458	0,0913
b/2	0,0248	0,0374	0,0564	0,0885	0,1436	0,2368	0,3934	0,2505	0,1565
3b/4	0,023	0,0329	0,0474	0,0715	0,1109	0,1745	0,2754	0,4329	0,2703
b	0,0284	0,0385	0,0532	0,765	0,1127	0,1665	0,2429	0,3449	0,4678

Tableau des coefficients ϵ_1 pour $\theta = 0,80$

Théta=0,80	ϵ_1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0444	0,0754	0,1271	0,2249	0,4102	0,22491	0,1271	0,07547	0,0444
b/4	0,0253	0,0425	0,071	0,1248	0,2264	0,4167	0,23504	0,139	0,0816
b/2	0,0166	0,02697	0,044	0,0756	0,1343	0,2422	0,43824	0,2597	0,1522
3b/4	0,01469	0,0224	0,0349	0,05734	0,0971	0,16649	0,28627	0,4861	0,2849
b	0,01873	0,0269	0,04	0,06243	0,0976	0,1586	0,248	0,3745	0,533

Après l'interpolation :

Tableau des coefficients ϵ_1 pour $\theta = 0,76$

Théta=0,76	ϵ_1								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0524	0,0841	0,1333	0,2440	0,3750	0,2440	0,1333	0,0841	0,0524
b/4	0,0325	0,0514	0,0804	0,1314	0,2218	0,3812	0,2299	0,1444	0,0894
b/2	0,0232	0,0353	0,0539	0,0859	0,1417	0,2379	0,4024	0,2523	0,1556
3b/4	0,0213	0,0308	0,0449	0,0687	0,1081	0,1729	0,2776	0,4435	0,2732
b	0,0265	0,0362	0,0506	0,6245	0,1097	0,1649	0,2439	0,3508	0,4808

Le tableau suivant donne le coefficient de ϵ_α pour $\theta = 0,76$

Théta=0,76	ϵ alpha								
y/e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0154	0,0826	0,1639	0,2428	0,2901	0,2428	0,1639	0,0826	0,0154
b/4	-0,0276	0,0277	0,0903	0,1659	0,2399	0,2923	0,2475	0,1710	0,2071
b/2	-0,0429	-0,0053	0,0369	0,0910	0,1649	0,2486	0,3447	0,2998	0,2616
3b/4	-0,0449	-0,0256	-0,0019	0,0339	0,0857	0,1813	0,3089	0,4702	0,5024
b	-0,0414	-0,0396	-0,0331	0,1856	0,0359	0,1319	0,2934	0,5303	0,8271

Calcul des coefficients de répartition ϵ_α pour les poutres

- La poutre 5 $\implies (0m \leq Y \leq 1,26m)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 0 \longrightarrow \epsilon_{\alpha 1} \\ Y = 0,6 \longrightarrow \epsilon_\alpha \\ Y_2 = 1,26 \longrightarrow \epsilon_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

La formule d'interpolation : $\epsilon_\alpha(Y) = \epsilon_{\alpha 1} + (\epsilon_{\alpha 2} - \epsilon_{\alpha 1}) \cdot 0,5$

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P5	-0,0061	0,0551	0,1271	0,2044	0,2650	0,2675	0,2057	0,1268	0,1112

- La poutre 6 $\implies (1,26m \leq Y \leq 2,52m)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 1,26m \longrightarrow \epsilon_{\alpha 1} \\ Y = 1,89m \longrightarrow \epsilon_\alpha \\ Y_2 = 2,52m \longrightarrow \epsilon_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

La formule d'interpolation : $\epsilon_\alpha(Y) = \epsilon_{\alpha 1} + (\epsilon_{\alpha 2} - \epsilon_{\alpha 1}) \cdot 0,5$

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P6	-0,0352	0,0112	0,0636	0,1285	0,2024	0,2704	0,2961	0,2354	0,2344

- La poutre 7 \implies ($2,52m \leq Y \leq 3,78m$)

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P7	-0,0439	-0,0155	0,0175	0,0625	0,1253	0,2149	0,3268	0,3850	0,3820

- La poutre 8 \implies ($3,78 m \leq Y \leq 5,04m$)

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P8	-0,0431	-0,0326	-0,0175	0,1097	0,0608	0,1566	0,3011	0,5003	0,6647

 Tableau récapitulatif des ϵ_α des poutres

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P ₅	-0,0061	0,0551	0,1271	0,2044	0,2650	0,2675	0,2057	0,1268	0,1112
P ₆	-0,0352	0,0112	0,0636	0,1285	0,2024	0,2704	0,2961	0,2354	0,2344
P ₇	-0,0439	-0,0155	0,0175	0,0625	0,1253	0,2149	0,3268	0,3850	0,3820
P ₈	-0,0431	-0,0326	-0,0175	0,1097	0,0608	0,1566	0,3011	0,5003	0,6647

Tableau.6.4 : Tableau récapitulatif de ϵ_α des poutres.

5.2. Coefficient de répartition transversale $\bar{\epsilon}_\alpha$

On applique les mêmes étapes que pour la détermination du coefficient K_α , sauf que $\bar{\epsilon}_\alpha$ est obtenu par les formules suivantes :

Pour $|Y| + |e| \leq 3b/4$ On a : $\bar{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \cdot \alpha$

Pour $|Y| + |e| > 3b/4$ On a : $\bar{\epsilon}_\alpha = \epsilon_0 + (\bar{\epsilon}_1 - \epsilon_0) \cdot \sqrt{\alpha}$

Tableau des coefficients $\bar{\epsilon}_1$ pour $\theta = 0,70$

Théta=0,70	$\bar{\epsilon}_1$								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,004	0,0402	0,1117	0,2508	0,5289	0,2508	0,1117	0,0402	-0,004
b/4	-0,008	0,0131	0,0476	0,1159	0,2545	0,5329	0,2532	0,1072	0,0161
b/2	0,0036	0,0071	0,0246	0,0592	0,1292	0,2694	0,5458	0,2537	0,0702
3b/4	0,0076	0,0152	0,0272	0,0489	0,0894	0,1647	0,3036	0,5585	0,1957
b	0,0284	0,0385	0,0532	0,0765	0,1127	0,1675	0,2429	0,3449	0,4678

Tableau des coefficients $\bar{\epsilon}_1$ pour $\theta = 0,80$

Théta=0,80	$\bar{\epsilon}_1$								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0106	0,0278	0,0982	0,2539	0,6013	0,2539	0,0982	0,0278	-0,0106
b/4	-0,0116	0,0041	0,0337	0,1014	0,2569	0,6047	0,2564	0,0946	0,0047
b/2	-0,0067	0,00001	0,0129	0,0428	0,1127	0,2707	0,6181	0,2587	0,0564
3b/4	0,0024	0,00729	0,01588	0,0337	0,0712	0,1492	0,3098	0,6377	0,1952
b	0,0187	0,0269	0,04	0,0624	0,099	0,1586	0,248	0,37455	0,533

Après l'interpolation :

Tableau des coefficients $\bar{\epsilon}_1$ pour $\theta = 0,76$

Théta=0,76	$\bar{\epsilon}_1$								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0053	0,0377	0,1090	0,2514	0,5434	0,2514	0,1090	0,0377	-0,0053
b/4	-0,0087	0,0113	0,0448	0,1130	0,2550	0,5473	0,2538	0,1047	0,0138
b/2	0,0015	0,0057	0,0223	0,0559	0,1259	0,2697	0,5603	0,2547	0,0674
3b/4	0,0066	0,0137	0,0249	0,0459	0,0858	0,1616	0,3048	0,5743	0,1956
b	0,0265	0,0362	0,0506	0,0737	0,1100	0,1657	0,2439	0,3508	0,4808

🚧 Tableau des coefficients de $\overline{\epsilon}_\alpha$ pour $\theta = 0,76$

Théta=0,76	$\overline{\epsilon}_\alpha$								
y / e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0054	0,0767	0,1607	0,2438	0,3119	0,2438	0,1607	0,0766	-0,0054
b/4	-0,0424	0,0132	0,0857	0,1635	0,2442	0,3139	0,2506	0,1567	0,1799
b/2	-0,0507	-0,0160	0,0254	0,0871	0,1629	0,2527	0,4015	0,3007	0,2299
3b/4	-0,0502	-0,0318	-0,0091	0,0257	0,0828	0,1772	0,3187	0,5173	0,4744
b	-0,0414	-0,0396	-0,0331	-0,0127	0,0361	0,1322	0,2934	0,5303	0,8271

🚧 Calcul du coefficient de répartition ϵ_α pour les poutres

- La poutre 5 $\implies (0m \leq Y \leq 1,26m)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 0 \longrightarrow \overline{\epsilon}_{\alpha 1} \\ Y = 0,6 \longrightarrow \overline{\epsilon}_\alpha \\ Y_2 = 1,26 \longrightarrow \overline{\epsilon}_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

La formule d'interpolation : $\overline{\epsilon}_\alpha(y) = \overline{\epsilon}_{\alpha 1} + (\overline{\epsilon}_{\alpha 2} - \overline{\epsilon}_{\alpha 1}) \cdot 0,5$

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P5	-0,0239	0,0449	0,1232	0,2037	0,2781	0,2789	0,2057	0,1167	0,0872

- La poutre 6 $\implies (1,26m \leq Y \leq 2,52m)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 1,26 \text{ m} \longrightarrow \overline{\epsilon}_{\alpha 1} \\ Y = 1,89 \text{ m} \longrightarrow \overline{\epsilon}_\alpha \\ Y_2 = 2,52 \text{ m} \longrightarrow \overline{\epsilon}_{\alpha 2} \end{array} \right.$$

La formule d'interpolation : $\bar{\epsilon}_\alpha(y) = \bar{\epsilon}_{\alpha 1} + (\bar{\epsilon}_{\alpha 2} - \bar{\epsilon}_{\alpha 1}) \cdot 0,5$

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P6	-0,0465	-0,0014	0,0556	0,1253	0,2036	0,2833	0,3261	0,2287	0,2049

- La poutre 7 $\implies (2,52m \leq Y \leq 3,78m)$

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P7	-0,0505	-0,0239	0,0082	0,0564	0,1229	0,2149	0,3601	0,4090	0,3521

- La poutre 8 $\implies (3,78m \leq Y \leq 5,04m)$

ϵ_α	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P8	-0,0458	-0,0357	-0,0211	0,0065	0,0594	0,1547	0,3060	0,5238	0,6508

✚ Tableau récapitulatif de $\bar{\epsilon}_\alpha$ des poutres

$\bar{\epsilon}_\alpha$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P₅	-0,0239	0,0449	0,1232	0,2037	0,2781	0,2789	0,2057	0,1167	0,0872
P₆	-0,0465	-0,0014	0,0556	0,1253	0,2036	0,2833	0,3261	0,2287	0,2049
P₇	-0,0505	-0,0239	0,0082	0,0564	0,1229	0,2149	0,3601	0,4090	0,3521
P₈	-0,0458	-0,0357	-0,0211	0,0065	0,0594	0,1547	0,3060	0,5238	0,6508

Tableau.6.5: Tableau récapitulatif de $\bar{\epsilon}_\alpha$ des poutres.

- Tableau récapitulatif des efforts tranchant réels max à pour $X = 0 L$

X = 0,0 L		Poutre 5		Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8		
Cas de charges	T ₀ /poutre	ε _α moy	T _{réel}	ε _α moy	T _{réel}	ε _α moy	T _{réel}	ε _α moy	T _{réel}	
Trott	1Trott	0,182	0,2292	0,042	0,4890	0,089	0,8578	0,156	1,3323	0,242
	2Trott	0,364	0,1978	0,072	0,2151	0,078	0,3856	0,140	0,6196	0,226
A(L)	1VC	5,856	0,2227	1,304	0,2723	1,595	0,2843	1,665	0,2616	1,532
	2VC	11,713	0,1881	2,203	0,1793	2,100	0,1587	1,859	0,1289	1,510
Bc	1File	5,665	0,2570	1,456	0,2813	1,594	0,3365	1,906	0,3602	2,041
	2File	10,310	0,2300	2,371	0,2418	2,493	0,2414	2,489	0,2244	2,314
Bt	1Tand	4,285	0,2570	1,101	0,2813	1,205	0,3173	1,359	0,3236	1,387
	2Tandd	8,569	0,2212	1,895	0,2215	1,890	0,2091	1,792	0,1854	1,589
Mc120		13,088	0,2188	2,864	0,2406	3,150	0,2410	3,154	0,2136	2,796
D240		15,613	0,2612	4,078	0,2462	3,844	0,1886	2,945	0,1290	2,014

Tableau.6.6 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour $X = 0 L$.

▪ Tableau récapitulatif des efforts tranchant réels max à pour X = 0,25 L

X = 0,25 L		Poutre 5			Poutre 6		Poutre 7		Poutre 8	
Cas de charges		T ₀ /poutre	ε _α moy	T _{réel}	ε _α moy	T _{réel}	ε _α moy	T _{réel}	ε _α moy	T _{réel}
Trott	1Trott	0,102	0,2684	0,027	0,5308	0,8666	0,8666	0,088	1,3323	0,242
	2Trott	0,205	0,5250	0,108	0,2494	0,3983	0,3983	0,082	0,6196	0,226
A(L)	1VC	3,294	0,2190	0,721	0,2600	0,2696	0,2696	0,888	0,2616	1,532
	2VC	6,588	0,1872	1,233	0,1763	0,1548	0,1548	1,019	0,1289	1,510
Bc	1File	3,614	0,2484	0,898	0,2654	0,3183	0,3183	1,150	0,3602	2,041
	2File	6,626	0,2247	1,488	0,2355	0,2335	0,2335	1,547	0,2244	2,314
Bt	1Tand	3,175	0,2485	0,789	0,2654	0,3014	0,3014	0,957	0,3236	1,387
	2Tandd	6,349	0,2168	1,376	0,2167	0,2033	0,2033	1,291	0,1854	1,589
Mc120		9,202	0,2168	1,995	0,2287	0,2277	0,2277	2,095	0,2136	2,796
D240		8,800	0,2520	2,218	0,2366	0,1850	0,1850	1,628	0,1290	2,014

Tableau.6.7 : Tableau récapitulatif de l'effort tranchant réels max à pour X = 0,25

6. Calcul des sollicitations maximums

✓ Les combinaisons d'action

Combinaisons	ELU	ELS
I	$1,35G+1,6(\text{Max (A, B) } +tr)$	$G+1,2(\text{Max (A, B) } +tr)$
II	$1,35G+1,35(\text{Max (Mc120 ,240)})$	$G+ \text{Max (Mc120, D240)}$

🚧 Combinaisons des moments fléchissant

1. à L'E.L.U

E.L.U	Poutre5		Poutre6		Poutre7		Poutre8	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
$1,35G+1,6(tr+A(L))$	167,05	222,17	163,44	221,77	156,66	208,29	172,41	230,25
$1,35G+1,6(tr+Bc)$	158,86	198,51	164,16	205,16	166,13	202,76	187,55	238,26
$1,35G+1,6(tr+Bt)$	153,63	202,27	171,48	204,73	153,91	202,76	172,70	228,99
$1,35(G+Mc120)$	172,53	229,45	176,10	234,22	174,93	232,65	142,99	255,31
$1,35(G+D240)$	196,19	270,44	195,11	261,07	173,35	230,61	166,44	222,35

2. à L'E.L.S

E.L.S	Poutre5		Poutre6		Poutre7		Poutre8	
	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
$G+1,2(tr+A(L))$	124,23	165,56	121,51	161,94	116,43	155,16	128,30	171,34
$G+1,2(tr+Bc)$	118,08	148,00	122,05	152,81	123,53	154,88	139,65	177,34
$G+1,2(tr+Bt)$	114,16	150,64	115,55	152,42	114,36	151,65	128,15	170,39
$G+Mc120$	127,53	169,97	130,18	173,50	129,31	172,33	141,63	189,12
$G+D240$	150,25	200,32	145,05	193,39	128,13	170,82	123,29	164,70

🚧 Combinaison des efforts tranchants

1. à L'E.L.U

E.L.U	Poutre5		Poutre6		Poutre7		Poutre8	
	0,0L	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L	0,25L
1,35G+1,6(tr+A(L))	27,25	13,97	27,11	13,77	26,84	14,86	32,88	16,77
1,35G+1,6(tr+Bc)	27,52	14,38	27,74	14,41	27,84	15,71	34,13	17,95
1,35G+1,6(tr+Bt)	26,76	14,20	26,78	14,11	26,73	15,30	32,97	17,30
1,35(G+Mc120)	27,48	14,52	27,86	14,67	27,87	14,65	33,81	17,80
1,35(G+D240)	21,57	14,82	28,80	14,63	27,59	14,02	32,76	16,69

2. à L'E.L.S

E.L.S	Poutre5		Poutre6		Poutre7		Poutre8	
	0,0L	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L	0,25L	0,0L	0,25L
G+1,2(tr+A(L))	20,22	10,37	20,00	10,22	19,91	11,04	24,37	12,44
G+1,2(tr+Bc)	20,42	10,71	20,59	10,73	20,66	10,72	25,32	13,32
G+1,2(tr+Bt)	19,85	10,54	19,86	11,35	19,83	11,40	24,45	13,76
G+Mc120	20,35	10,76	20,64	10,86	20,64	10,86	25,05	13,19
G+D240	21,57	10,98	21,33	10,84	20,85	10,39	24,26	12,36

6.1. Tableau des combinaisons des moments max dans chaque poutre

Poutres	combinaison	types	Efforts intr	0,00L	0,25L	0,5L
Poutre5	ELU	I	M (t.m)	0	167,05	222,17
		II	M (t.m)	0	196,19	270,44
	ELS	I	M (t.m)	0	124,23	165,56
		II	M (t.m)	0	150,25	200,32
Poutre6	ELU	I	M (t.m)	0	171,48	221,77
		II	M (t.m)	0	195,11	261,07
	ELS	I	M (t.m)	0	122,05	161,94
		II	M (t.m)	0	145,05	193,39
Poutre7	ELU	I	M (t.m)	0	166,13	208,29
		II	M (t.m)	0	174,93	232,65
	ELS	I	M (t.m)	0	123,53	155,16
		II	M (t.m)	0	129,31	172,33
Poutre8	ELU	I	M (t.m)	0	187,55	238,26
		II	M (t.m)	0	166,44	255,31
	ELS	I	M (t.m)	0	139,65	177,34
		II	M (t.m)	0	141,63	189,12

Tableau.6.8 : Les combinaisons des moments max dans chaque poutre.

6.2. Tableau des combinaisons des efforts tranchants max dans chaque poutre

poutres	combinaison	types	Efforts int	0,00L	0,25L	0,5L
Poutre 5	ELU	I	T (t)	27,52	14,38	0
		II	T (t)	27,48	14,82	0
	ELS	I	T (t)	20,42	10,71	0
		II	T (t)	21,57	10,98	0
Poutre 6	ELU	I	T (t)	27,74	14,41	0
		II	T (t)	28,80	14,67	0
	ELS	I	T (t)	20,59	11,35	0
		II	T (t)	21,33	10,86	0
Poutre 7	ELU	I	T (t)	27,84	15,71	0
		II	T (t)	27,87	14,65	0
	ELS	I	T (t)	20,66	11,40	0
		II	T (t)	20,85	10,86	0
Poutre 8	ELU	I	T (t)	34,13	17,95	0
		II	T (t)	33,81	17,80	0
	ELS	I	T (t)	25,32	13,76	0
		II	T (t)	25,05	13,19	0

Tableau.6.9 : Les combinaisons des efforts tranchants max dans chaque poutre.

Conclusion

D'après le tableau ci-dessus on constate que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre 5, Donc la poutre la plus sollicitée est la poutre intermédiaire.

1. Introduction

La modélisation de l'ouvrage est la partie la plus prépondérante dans l'étude d'une structure.

Puisque l'inertie est variable le long de notre poutre, nous choisissons la méthode des éléments finis' qui nous donne une bonne approche du problème et une idée plus précise du comportement réel de l'ouvrage.

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite en chaque nœud.

2. Présentation logiciel

Autodesk ROBOT structural analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel d'analyse Autodesk ROBOT a fin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du la structure.

Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

ROBOT millénium permet de définir des charges roulantes, c'est-à-dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de force quelconque (force concentrées, charge linéaire et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de force de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante.

Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charge statique (un cas de charge pour chaque position du convoi).

3. Modélisation

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 02 travées identique, on étudiera la travée à poutre en BP (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 08 poutres de longueur de 20 m). Les poutres sont considérées comme un élément de section variantes, elles sont appuyées sur des appuis simples d'un coté et de l'autre coté des appuis doubles, la dalle est considérée comme un élément de panneau.

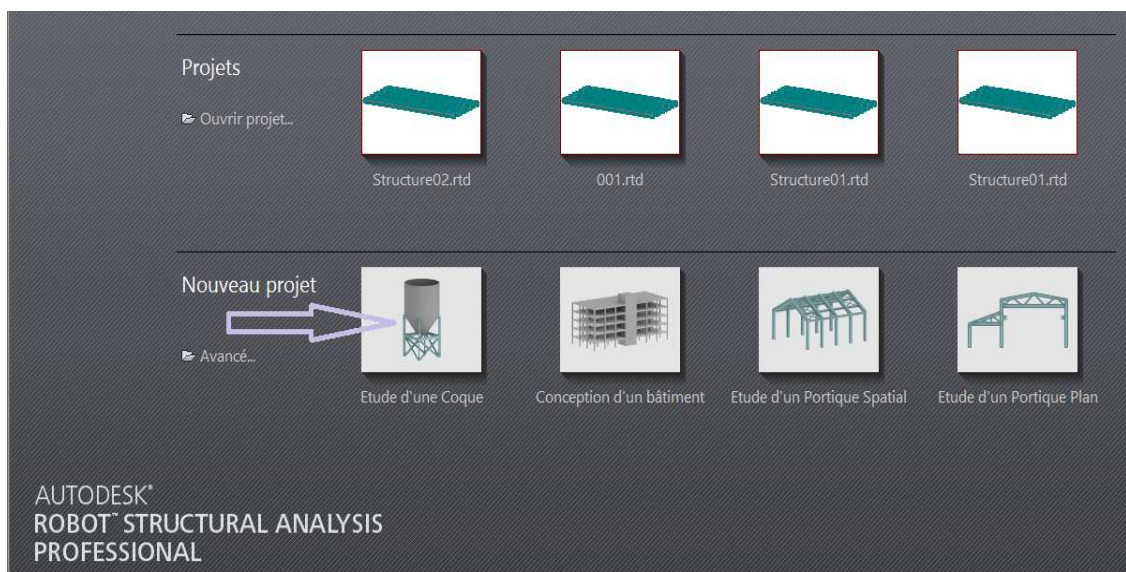
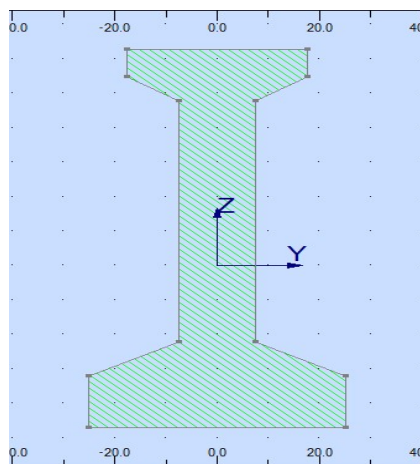
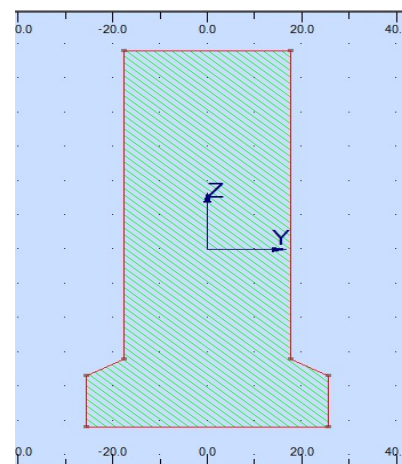


Figure.7.1 : Choix du model.

3.1. Modélisation de la poutre



Section médiane



Section d'about

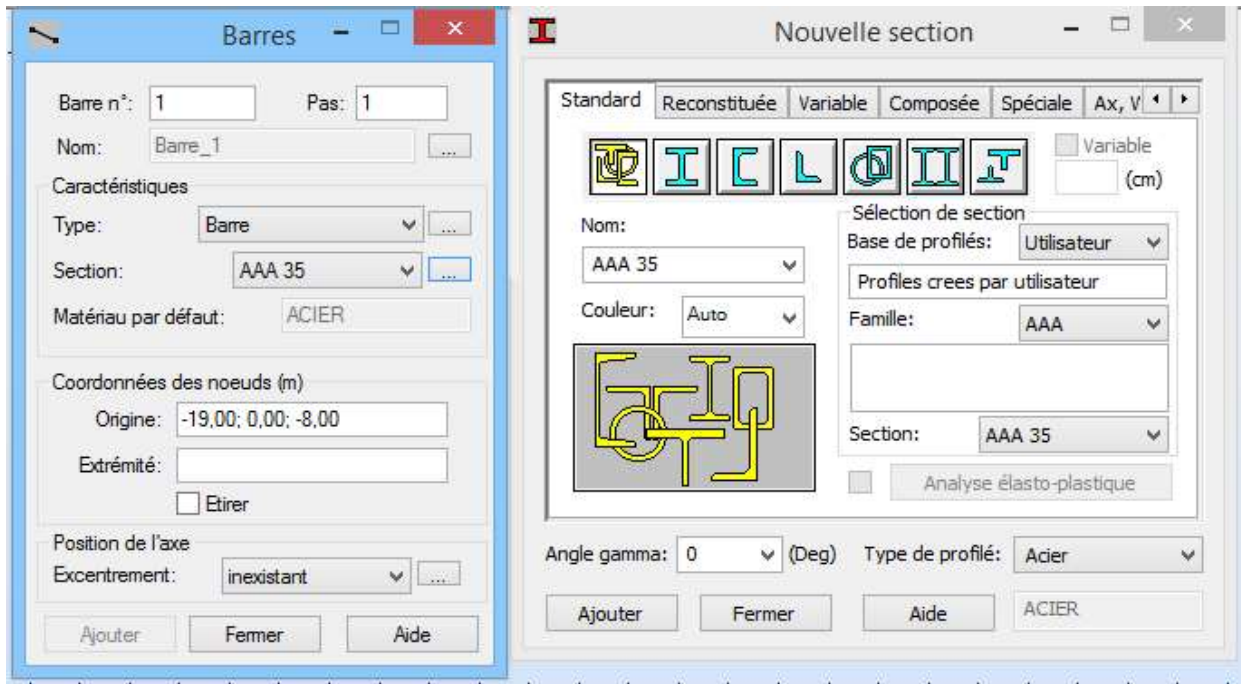


Figure.7.2 : Modélisation de la poutre.

3.2. Modélisation de la dalle

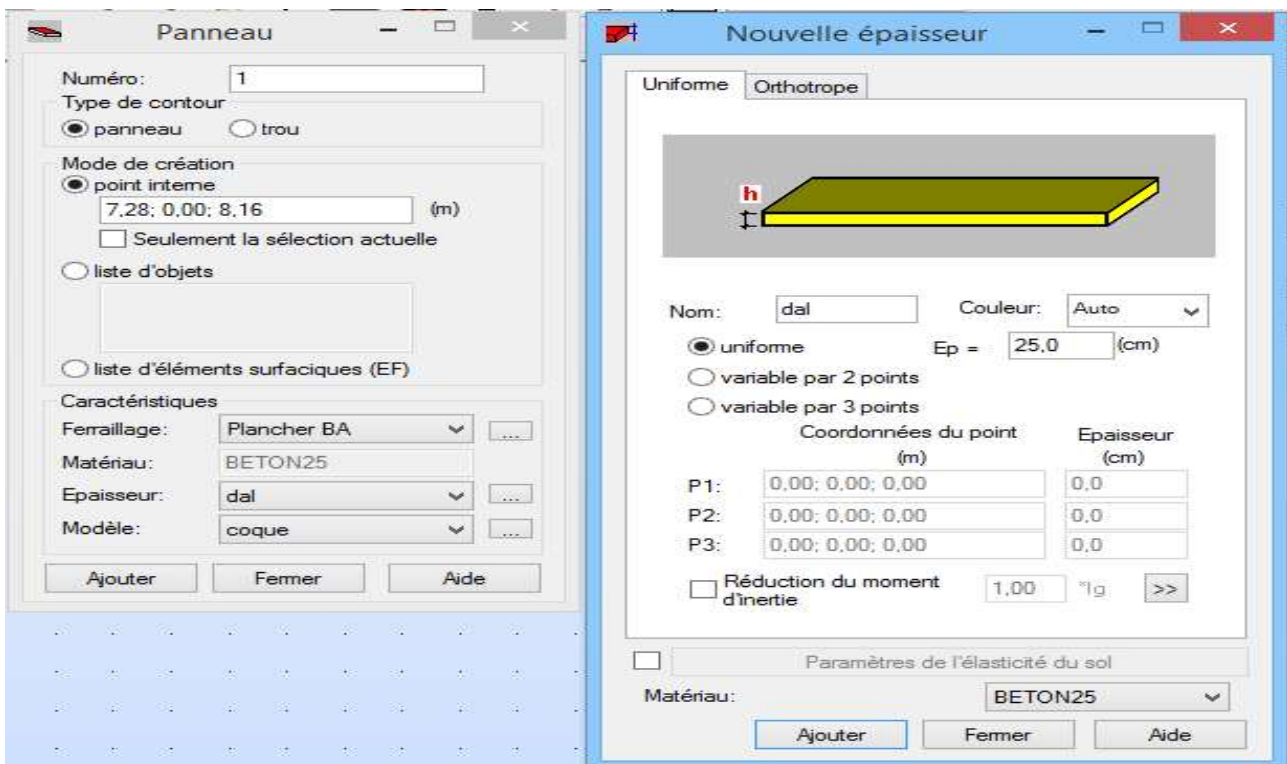


Figure.7.3 : Modélisation de la dalle.

3.3. Définition de différents cas de charge

3.3.1. Système de charge A(L) 02 voies chargées

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{19,4 + 12} = 1376,49 \text{ kg/m}^2$$

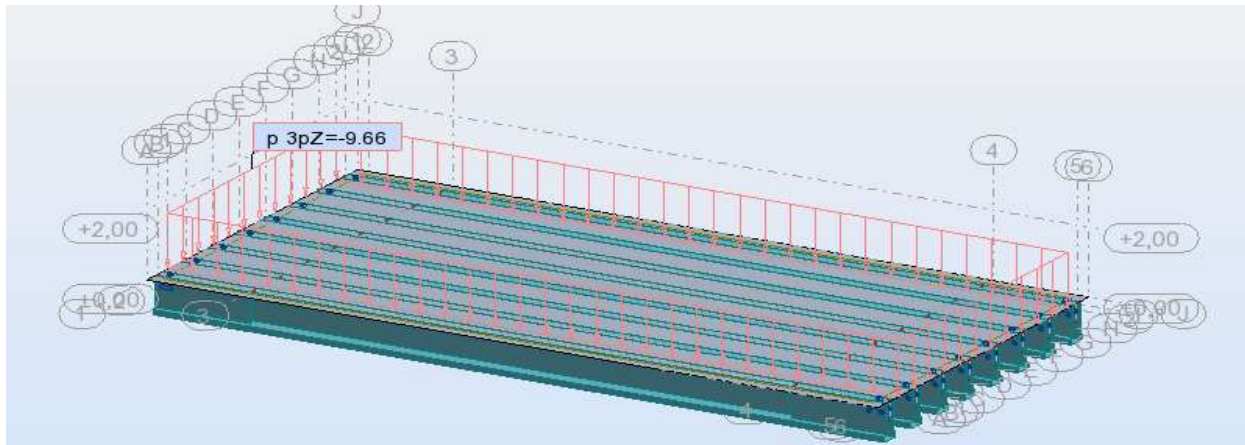


Figure.7.4 : Système de charge.

3.3.2. Surcharge sur trottoirs

$$Q = 0,15 \text{ t/m}^2$$

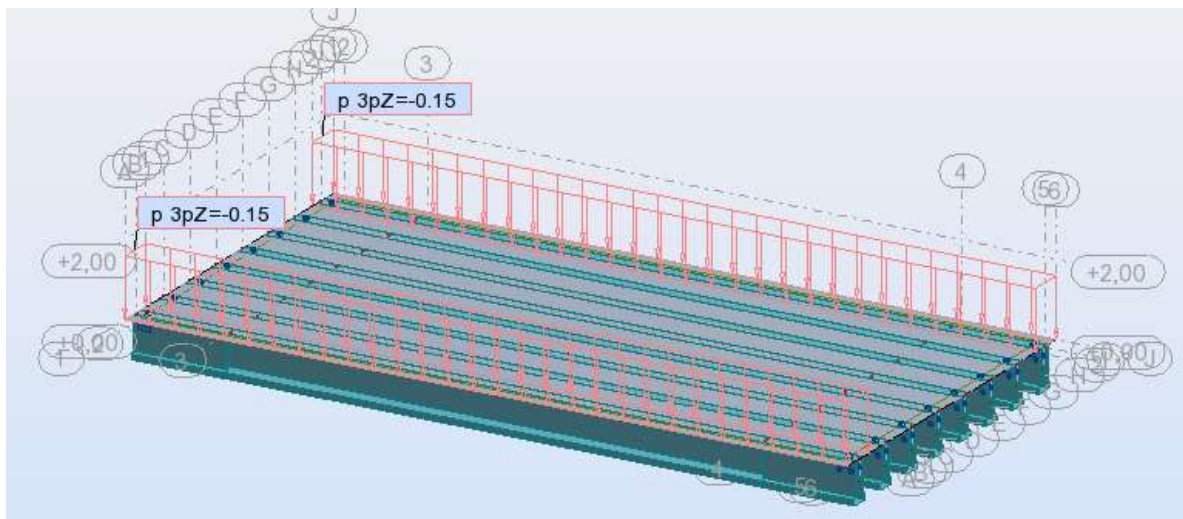


Figure.7.5 : Surcharge sur trottoirs.

3.3.3. Sous système Bc 02 voies chargées

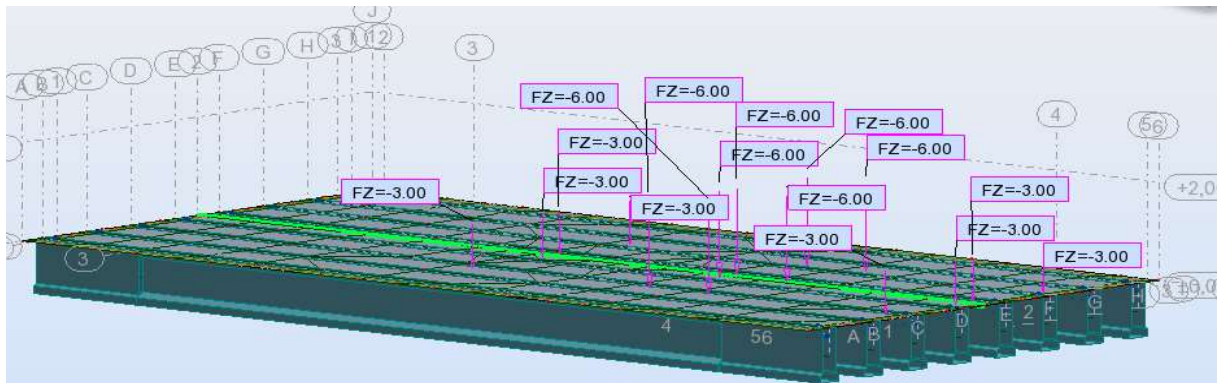
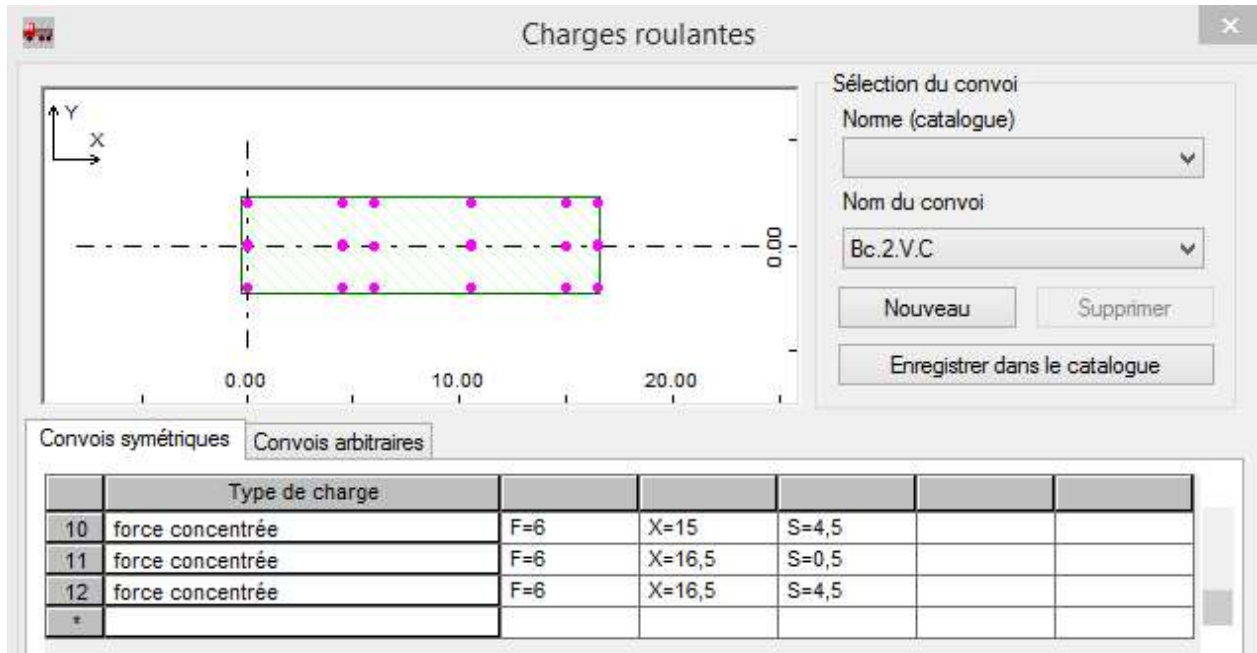


Figure.7.6 : Sous système Bc 02 VC.

3.3.4. Sous système Bt 02 voies chargées

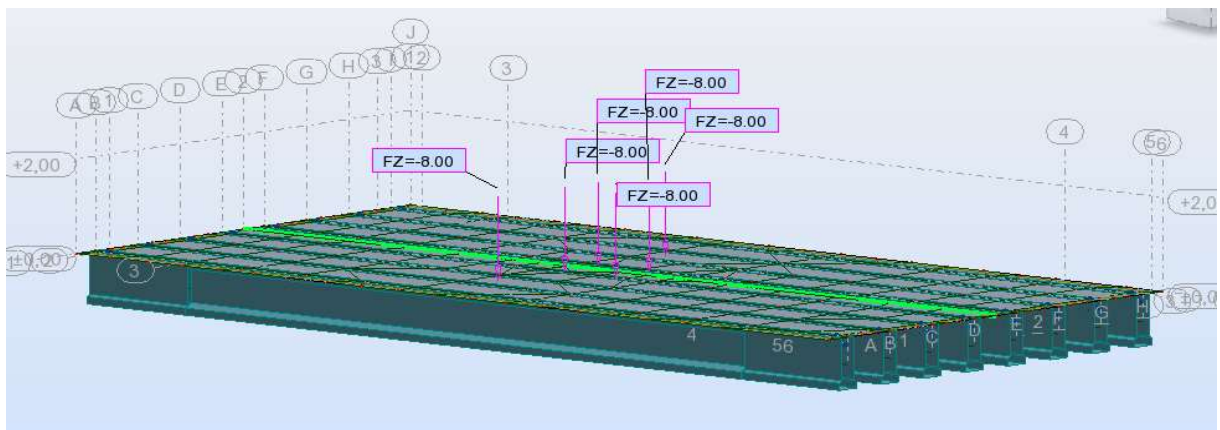


Figure.7.7 : Sous système Bt 02 VC.

3.3.5. Système militaire Mc120

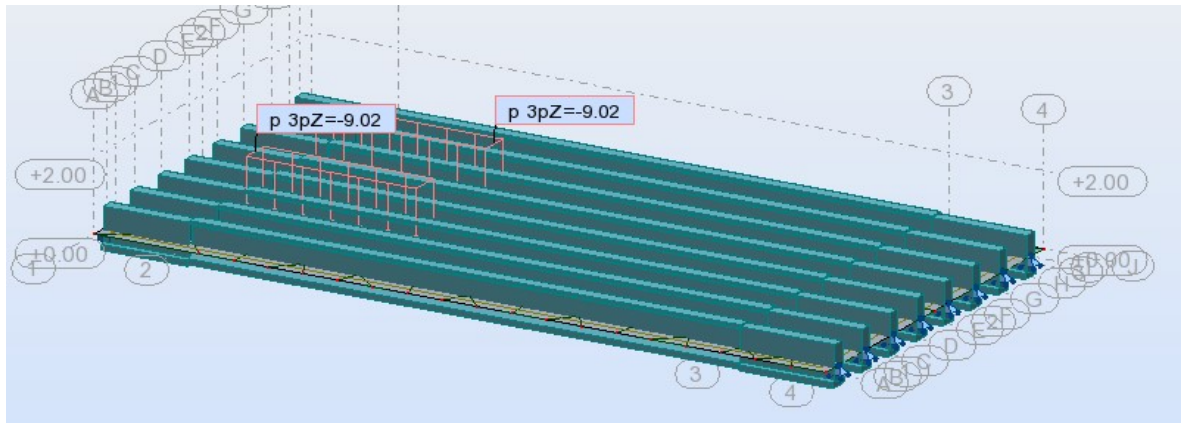


Figure.7.8 : Système militaire Mc120.

3.3.6. Charge exceptionnelle D240

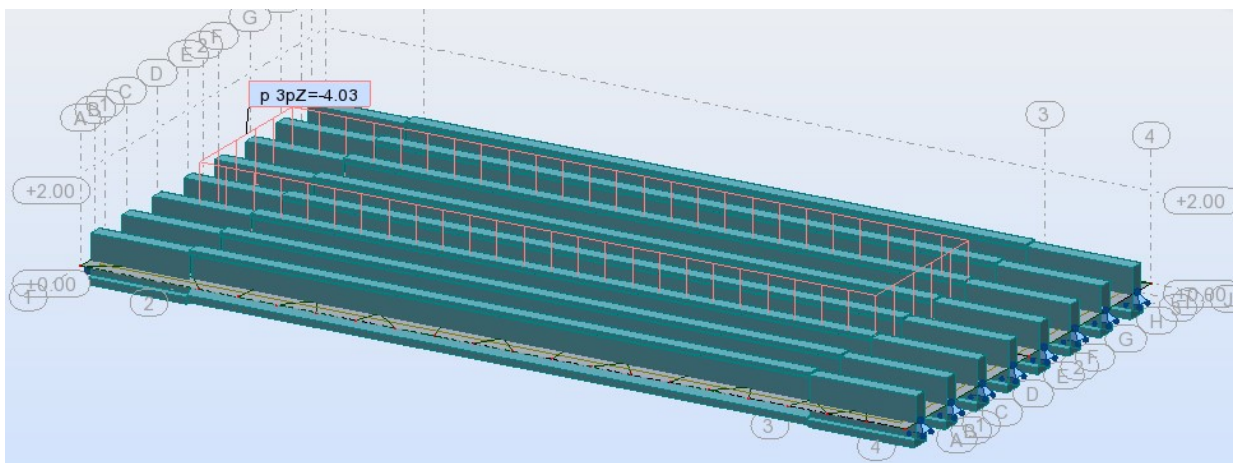


Figure.7.9 : Charge exceptionnelle D240.

3.4. Valeur des moments fléchissant et des efforts tranchants réels

Pour la détermination des sollicitations maximum (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d'actions selon BAEL.

3.4.1. Les combinaison d'action

Combinaison	E.L.U	E.L.S
I	$1,35G + 1,6[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A(L), B) + \text{trott}]$
II	$1,35G + 1,35\text{Max}[\text{Mc}120, \text{D}240]$	$G + \text{Max}[\text{Mc}120, \text{D}240]$

Tableau.7.1 : Les combinaisons d'action.

3.4.2. Tableau des moments fléchissant longitudinaux réels

Les poutres	combinaison	Type de combinaison	Moment fléchissant	
			0,25L	0,5L
Poutre 5	E.L.U	I	189,79	321,93
		II	233,53	275,67
	E.L.S	I	141,64	172,14
		II	163,70	204,20
Poutre 6	E.L.U	I	210,53	228,13
		II	230,67	264,32
	E.L.S	I	153,23	264,96
		II	170,87	195,79
Poutre 7	E.L.U	I	217,55	231,67
		II	227,61	252,38
	E.L.S	I	160,30	164,57
		II	168,60	186,95
Poutre 8	E.L.U	I	234,34	227,61
		II	222,60	241,40
	E.L.S	I	162,73	164,35
		II	164,89	178,82

Tableau.7.2 : les moments fléchissant longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après la combinaison (donné par ROBOT).

3.4.3. Les valeurs extrêmes du moment

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)	
		0,25 L	0,5 L
Poutres n°5	ELU : 1,35G + 1,35D240	233,53	275,67
	ELS : G + D240	163,70	204,20

Tableau.7.3 : les valeurs extrêmes du moment.

3.4.4. Comparaison entre les résultats de la méthode de *G-MASSONET* et les résultats de logiciel *ROBOT*

à l'E.L.U :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		<i>G-MASSONET</i>		logiciel <i>ROBOT</i>	
Poutres n°5	1,35G + 1,35D240	0,25 L	0,5 L	0,25 L	0,5 L
		196,19	270,44	233,53	275,67

à l'E.L.S :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t.m)			
		<i>G-MASSONET</i>		logiciel <i>ROBOT</i>	
Poutres n°5	G + D240	0,25 L	0,5 L	0,25 L	0,5 L
		150,25	200,32	163,70	204,20

Tableau.7.4 : Comparaison entre les résultats de la méthode de *G-MASSONET* et les résultats de logiciel *ROBOT*

1. Introduction

Le béton a pour principale qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eut une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

1.1. Principe de la Précontrainte

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui combinées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

1.2. Modes de précontrainte

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- Précontrainte par pré tension ;
- Précontrainte par post tension.

1.2.1. Précontrainte par pré-tension

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coulage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol, ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

1.2.2. Précontrainte par post-tension

A l'opposé, la précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

On distingue différentes possibilités de post-tension :

- Par câbles ou fils adhérents ;
- Par câbles glissant dans des conduits (gaine métallique, gaine plastiques, tubes métallique).

1.3. Choix du procédé

La précontrainte par pré-tension est la technique la plus utilisé, en effet elle consomme environ 80%en poids des armatures de précontrainte mise en œuvre annuellement la post-tension seulement 20%.

Note : dans notre projet nous choisissons la précontrainte par pré tension.

2. Dimensionnement de la précontrainte

2.1. Caractéristiques géométriques de la poutre:

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (La poutre 5).

Section	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	C'=I /B.V(cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	2580	3495153,28	62,78	47,22	21,579	46	110
Poutre + dalle	5730	11851742,96	46,39	88,61	44,864	50	135

Tableau.8.1: Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C': centre de pression.

L'enrobage: $d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm}$ on adopte $d = 6,5 \text{ cm}$

2.2. L'effort de précontraint minimum

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c2} = 35 \text{ MPA}$

Les contraintes de traction admissible du béton (en classe II de précontrainte) sont :

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,70 \text{ MPA}$

Contrainte admissible du béton :

$f_{cj} = \frac{f_{c28} \times j}{4,76 + 0,83 \times j}$

➤ **En exploitation :**

$$\bar{\sigma}_M = 0.6. f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

- Hors de la zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5. f_{t2} = -4,05 \text{ MPa}$$
- Dans la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa}$$

➤ **En construction (à 14 jours) :**

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6. f_{c14} = 17,949 \text{ MPa}$$

- Hors de la zone d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -1,5f_{t1} = -1,5(0,6 + 0,06 \times f_{c14}) = -3,592 \text{ MPa}$$
- Dans la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = -2,39$$

L'effort de précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est:

$$P_{\min} = \sup (P_1; P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P_2 : Précontrainte minimale en section sur critique.

$$\begin{cases} P_1 = \bar{\sigma}_m \cdot B + \frac{\Delta M}{\rho h} \\ P_2 = \frac{\left(\bar{\sigma}_m \cdot \frac{I}{V'}\right) + M_{\max}}{C' + V' - d} \end{cases} \quad \text{Avec: } \Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{\max} = 204,20 \text{ t.m} \\ M_{\min} = 84,86 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \Delta M = 119,34 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} P_1 = 22,09 \text{ t} \\ P_2 = 132,38 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_2 > P_1 \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors: } P_{\min} = \text{Max} (22,09 ; 132,38) = 132,38 \text{ t}$$

2.3. Calcul du nombre des câbles

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 30%.

$$0,70 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,70} = \frac{132,38}{0,70} = 189,11 \text{ t}$$

$$P_0 = 189,11 \text{ t}$$

➤ **Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble**

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles T 12,5 les torons de classe 1860 à très basse relaxation (TBR).

- ✚ Section nominale de l'acier : $A_p = 93 \text{ mm}^2$;
- ✚ Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1643 \text{ MPa}$;
- ✚ Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$;
- ✚ Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$;
- ✚ Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$;
- ✚ Recul d'ancrage : $g = 1 \text{ mm}$;
- ✚ Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2,5 \%$;
- ✚ Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPa}$.

➤ **La force de la précontrainte par câble**

$$\sigma_{p0} = \min\{0,85 f_{prg} ; 0,95 f_{peg}\} = 1560,85 \text{ MPa}$$

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{189,11 \times 10^4}{93 \times 1560,85} = 13,03 \Rightarrow n \geq 14$$

On adopte en 1^{er} temps **14 T12.5**, et après calcul des pertes et les vérifications exacte, on a trouvé des conditions qui ne sont pas vérifiées.une nouvelle adaptation :

On prend : **20 T12.5**.

On adapte 20 T 12,5

Soit 20 torons T 12,5 :

$$P = 20 \times (93 \times 1560,85 \times 10^{-4}) = 290,3181 \text{ t}$$

$$P = 290,3181 \text{ t}$$

2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension

2.4.1. En construction (section sans hourdis)

Les contraintes limites :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 29,915 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2,395 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 17,949 \\ \bar{\sigma}_{ts} = -3,593 \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,395 \end{cases}$$

Avec $K_1 = 0,9$

✚ En fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot V}{I} \right) >? \bar{\sigma}_{ts}$$

$$M_{min} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 84,86 \text{ t}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(47,22 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -40,72 \text{ cm}.$$

Donc :

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 6,26 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{ts} = -3,592 \text{ MPA} \dots (CV).$$

✚ En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{-M_{min} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = 13,03 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{ci} = 17,949 \text{ MPA} \text{ (CV)}.$$

2.4.2. En exploitation (section avec hourdis)

Avec $K_1 = 0,7$

✚ En fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = k \cdot \frac{p_0}{B} + \frac{M_{max} \cdot V}{I} - K \cdot \frac{p_0 \times e_p}{I} \cdot V \leq? \bar{\sigma}_M$$

$$M_{max} = 204,20 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(88,61 - 6,5) \Rightarrow e_0 = -82,11 \text{ cm}.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{max} V}{I} + K_1 P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 4,856 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_c = 21 \text{ MPA} \dots (C.V)$$

✚ En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = k \cdot \frac{p_0}{B} + V \cdot \left[\frac{M_g}{I} + \frac{M_q}{I} \right] - K \cdot \frac{P_0 \times e_p}{I} \cdot V >? \bar{\sigma}_m.$$

$$\sigma_{inf} = 1,04 \text{ MPA} > -2,7 \text{ MPA} \dots C.V$$

2.5. Emplacement des torons

Le **BPEL** indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire de laisser un espacement minimum entre les torons, on adoptera la disposition suivant :

- L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à 3d
 $D \geq 3 \cdot d = 3 \times 1,25 = 3,75 \text{ cm}$, on prend $D = 4,5 \text{ cm}$
- Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, ne doit pas être inférieure à : $D' \geq 2,5 \cdot d = 2,5 \times 1,25 = 3,125 \text{ cm}$, on prend $D' = 6,5 \text{ cm}$.

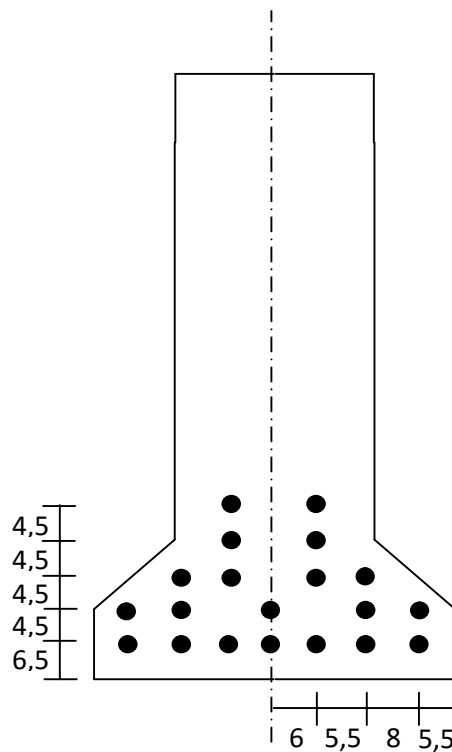


Figure.8.1: Disposition des torons (section d'about).

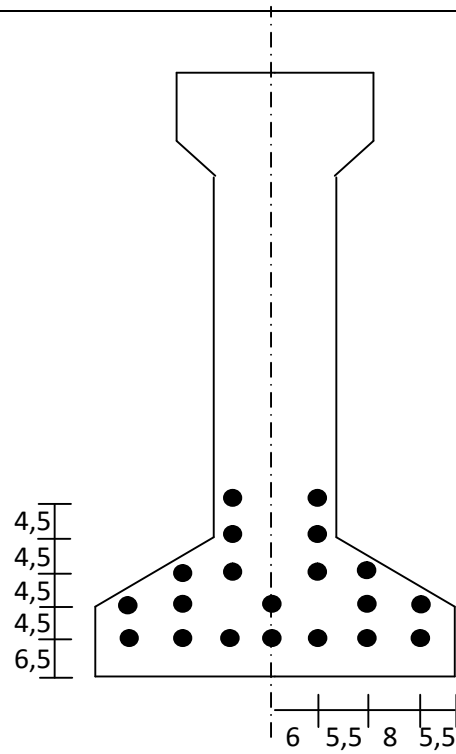


Figure.8.2: Disposition des torons (section intermédiaire).

2.6. Caractéristiques des sections (intermédiaire et d’about)

2.6.1. Caractéristiques de la section intermédiaire sans hourdis

Nombre des câbles	7	5	4	2	2	20
Distance/R base (cm)	7 × 6,5	5 × 11	4 × 15,5	2 × 20	2 × 24,5	251,5

➤ Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis

B (cm²)	18,6
I_G (cm⁴)	79613,13
V (cm)	97,425
V' (cm)	12,575
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	1812,105

➤ Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis

B (cm²)	2561,40
I_G (cm⁴)	3415540,15
V (cm)	62,527
V' (cm)	47,473
r² (cm²)	36,52
ρ%	44,92
S(Δ) (cm³)	160155,755

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ nette(cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	2580	3495153,28	62,780	47,22	161967,86	46	110
Câbles	18,60	79613,13	97,425	12,575	1812,105	/	/
Nette	2561,40	3415540,15	62,527	47,473	160155,755	44,92	110
Homogène	2659,608	3835897,476	63,815	46,185	169723,670	48,94	110

Tableau.8.2 : Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène sans hourdis.

Avec :

$$S_h = S_{nette} + S_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{vj}} \quad , \quad n = \frac{190000}{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}} = 5,28$$

$$B_h = 2561, + (18,6 \times 5,28) = 265,608 \text{ cm}^2$$

$$I_{Gh} = 3415540,15 + 79613,13 \times 5,28 = 3835897,476 \text{ cm}^4$$

$$S/\Delta_h = 160155,755 + 1812,105 \times 5,28 = 169723,670 \text{ cm}^3$$

2.6.2. Caractéristiques de la section intermédiaire avec hourdis

- Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis

B (cm²)	18,6
I_G (cm⁴)	298527,81
V (cm)	122,425
V' (cm)	12,575
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	2277,105

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette} (cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	5730	11851742,96	46,39	88,61	265842,86	50	135
Câbles	18,60	298527,81	122,425	12,575	2277,105	/	/
Nette	5711,4	11553215,15	46,147	88,853	263565,755	49,33	135
Homogène	5809,608	13129441,99	47,437	87,563	275588,869	54,41	135

Tableau.8.3: Les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire homogène avec hourdis.

2.6.3. Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

- Caractéristique des câbles de la section d'about sans hourdis

B (cm²)	18,6
I_G (cm⁴)	39317,28
V (cm)	97,425
V' (cm)	12,575
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	1812,105

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette} (cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	4112,5	4413346,94	57,95	52,05	238312,38	36	110
Câbles	18,60	39317,28	97,425	12,575	2277,105	/	/
Nette	4093,9	4374026,66	57,655	52,345	236035,275	35,40	110
Homogène	4192,108	4581621,898	59,173	50,827	248058,389	36,34	110

Tableau.8.4: Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène sans hourdis.

2.6.4. Caractéristique de la section d'about (nette) avec hourdis

- Caractéristique des câbles de la section d'about avec hourdis

B (cm²)	18,6
I_G (cm⁴)	
V (cm)	122,425
V' (cm)	12,575
r² (cm²)	/
ρ%	/
S(Δ) (cm³)	2277,105

	B (cm²)	I_G (cm⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ_{nette} (cm³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	7262,5	13430046,17	52,70	82,3	382749,88	39	135
Câbles	18,6	120586,81	122,425	12,575	2277,105	/	/
Nette	7243,9	13309459,36	52,523	82,477	380472,775	42,41	135
Homogène	7342,108	13946157,72	51,84	82,16	380593,006	44,60	135

Tableau.8.5: Les caractéristiques géométriques de la section d'about homogène avec hourdis.

Caractéristiques des sections

1- section a mi travée

- ✚ Tous les torons sont actifs.

$$A_p = 18,60 \text{ cm}^2$$

✚ Avec l'emplacement des torons, il ya une nouvelle excentricité des câbles.

$$e_{p_0} = v_{\text{cable}} - v_{\text{homogène}}$$

✚ Pour la section sans hourdis

$$e_{p_0} = 33,61 \text{ cm.}$$

✚ Pour la section avec hourdis

$$e_{p_0} = 74,988 \text{ cm.}$$

2-section d'about

✚ Dix torons sont actifs

$$A_p = 9,3 \text{ cm}^2.$$

✚ Pour la section sans hourdis

$$e_{p_0} = 38,252 \text{ cm.}$$

✚ pour la section avec hourdis

$$e_{p_0} = 70,585 \text{ cm.}$$

Le noyau central

Le noyau central est le domaine à l'intérieur duquel, peut se déplacer le centre de pression sans qu'il est de traction dans la section considérée.

$$C' \leq e_c \leq C \quad \text{Avec :}$$

$$C' = \frac{I}{B.V} = \frac{3495153,28}{2580 \times 62,780} = 21,579 \text{ cm.}$$

$$C = \frac{I}{B.V'} = \frac{3495153,28}{2580 \times 47,22} = 28,689 \text{ cm.}$$

Le noyau limite

C'est le domaine à l'intérieur du quel, peut se déplacer le centre de pression sans que les contrainte limite, σ_m , σ_M , soient dépassés dans la section considérée.

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} + \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ - \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{\sigma_M \cdot I}{P \cdot V_s} \right] - C' \\ \left[\frac{\sigma_m \cdot I}{P \cdot V_i} \right] + C \end{array} \right\}$$

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{+2,7 \times 3495153,28}{290,32 \times 10^2 \times 62,780} \right] - 21,579 \\ - \left[\frac{21 \times 3495153,28}{290,32 \times 10^2 \times 47,22} \right] + 28,689 \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{21 \times 3495153,28}{290,32 \times 10^2 \times 62,780} \right] - 21,579 \\ \left[\frac{-2,7 \times 3495153,28}{290,32 \times 10^2 \times 47,22} \right] + 28,689 \end{array} \right\}$$

$$\sup \left(\begin{array}{l} -16,40 \text{ cm} \\ -24,85 \text{ cm} \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left(\begin{array}{l} 18,69 \\ 21,81 \end{array} \right)$$

$$(-16,40) \leq e_c \leq (18,69)$$

3. Pertes de la précontrainte

D'une façon générale, on appelle perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin et la force dans l'armature à un moment donné. On doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service de l'ouvrage, ce qui permet de connaître la tension nécessaire à réaliser pendant la mise en tension. On distingue deux catégories de pertes de tension :

- pertes instantanées
- pertes différés

a. Les pertes instantanées

- ✚ Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$;
- ✚ Par thermique (l'effet de température) ;
- ✚ Par glissement à l'ancrage $\Delta\sigma_g$;
- ✚ Par raccourcissement élastique lorsque de la détention $\Delta\sigma_b$.

b. Les pertes différées

- ✚ Par retrait $\Delta\sigma_r$;
- ✚ du fluage $\Delta\sigma_f$;
- ✚ à la relaxation $\Delta\sigma_\xi$.

3.1. Calcul des pertes

3.1.1. À la section intermédiaire $X=0,5L$

a. Les pertes instantanées

a.1. Par frottement sur le banc sont généralement faible $\Delta\sigma_f$

Les pertes par frottement sont estimées à 1% de la tension initiale quand les câbles sont rectilignes :

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_{P0} = \frac{1}{100} \times 1560,85 = \mathbf{15,6085 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_f = 1\%$$

a.2. les pertes thermiques

Les pertes thermiques est l'origine des pertes importantes dites pertes thermiques (liée a la dilatation thermiques).

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = E_p \cdot \alpha_b \cdot (\theta_{\max} - \theta_0) \cdot (1 - \lambda) .$$

α_b : coefficient de la dilatation thermique du béton.

$$\alpha_b = 1,2 \cdot 10^{-5}$$

θ_{\max} : la températures de l'acier lors de la mise en tention.

$$\theta_{\max} = 75^\circ .$$

$$\theta_0 = 22^\circ .$$

λ : coefficient compris entre 0,1 et 0,5 il est prudent de prendre 0,1.

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 190000 \times 1,2 \cdot 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0,1) = \mathbf{108,756 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 6,967\% .$$

a.3. pertes par glissement d'ancrage sur le banc de prétention

Après la mise en tension, on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (d) de l'ancrage ou elle s'annule.

Dans le cas de la prétention, il est tenu compte de la perte qui résulte du glissement éventuelle de l'armature du précontrainte dans son ancrage sur banc. Ce glissement se présenté sans s'atténue sur toute la longueur du fil. $\Delta\sigma_g = E_p \cdot g/L$.

g : glissement sur banc, on fonction de la puissance d'ancrage et du procédé utilisé.

$$g = 1\text{mm} ;$$

E_p = module de young pour les torons T12,5 ;

$$E_p = 190000 \text{ MPA} ;$$

L = longueur totale du fil(banc de la prétention) ;

$$L = 100\text{m}.$$

$$\Delta\sigma_g = \frac{190000 \times 1}{100000} = \mathbf{1,9 \text{ MPA}}.$$

$$\Delta\sigma_g = 0,12\%.$$

a.4. Perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{si } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 & \text{si } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

Un traitement permet d'attendre f_{c2} avant le relâchement des torons.

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

σ_{bj} : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre De la poutre.

$$\sigma_{bj} = \frac{-84,86 \times 33,61}{3835897,476} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,087 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{2659,279} \times \left(1 + \frac{33,61^2}{1442,279} \right) \times 18,6$$

$$\sigma_{bj} = -7,44 + 17,893 = 10,453 \text{ MPA}.$$

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} = 10,4 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,957 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,25 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \cdot \left(\frac{10,457}{34147,25} \right) = 57,86 \text{ MPA}.$$

$$\Delta\sigma_{\text{rac}} = \mathbf{57,86 \text{ MPA}}. \quad \Delta\sigma_{\text{rac}} = 3,7 \%$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta\text{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta\text{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	15,608	108,756	1,9	57,86	184,124
%	1	6,967	0,12	3,7	11,79

Tableau.8.6: Les pertes instantanées à X=0,5L.

b. les pertes différées

b.1. Pertes dues aux retrais du béton

Elles ont pour expression :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

t: âge du béton lors de la mise en tension.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

t: jours, r_m (cm)

$$B = 2580\text{cm}^2$$

$$p = 362,546\text{cm}$$

$$r_m = 7,116 \text{ cm}$$

Calcule ε_r :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 \cdot$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

A_s : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B: section du béton.

$$S_s = \frac{18,60}{2580} = 0,0072.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot 0,0072} = 0,874 \cdot$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)} \right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_0 = 2,087 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,874 \times 2,087 \cdot 10^{-4} = 1,824 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = 1,824 \cdot 10^{-4}.$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)].$$

$$t_i = 00.$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 7,116} = 0,396.$$

$$r(t) = 0,396.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,824 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,396) = 20,932 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{20,932 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,34 \text{ \% .}$$

b.2. Pertes par fluage

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

ε_{ic1} : représente la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte σ_i .

Le calcul de cette perte sera fait en étapes, car les efforts soutenus dans le temps, varient suivant la phase de construction, cette dernière qui passe par :

- ✓ Préfabrication des poutres ;
- ✓ Stockage provisoire avant la mise en œuvre ;
- ✓ mise en œuvre des poutres et coulage de la dalle ;
- ✓ Service.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{avec } \sigma_i < 0,5 f_{c2} \text{ .}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{avec } 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c2} .$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2 .$$

b.2.1. Etape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 35,048 \text{ tm.}$$

On prévoie un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t: Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{7,116}}$$

$$f(t) = 0,284 .$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)] .$$

$$k_S = 0,874 \text{ qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.}$$

$$k_e = 0.4 .$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - n}{20 + r_m} .$$

ρ : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3} \right) \times \frac{100 - 70}{20 + 7,116} = 2,404 .$$

$$k_C = 2,404 .$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1 .$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_S \cdot [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,874 \times (0,4 + 2,404 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,45 .$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i2} = 35981,729 \text{ MPA.}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times nA_p.$$

$$P = (1560,85 - 230,412) \times 20 \times 0,93 = 247,46 \text{ t.}$$

$$P = 247,46 \text{ t.}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{247,46}{2659,608} \cdot 100 - \frac{35,048 \times 33,61}{3835897,476} \cdot 10^4 + \frac{265,81 \times 33,61^2}{3835897,476} \cdot 100$$

$$= 9,304 - 3,07 + 7,8278 = 14,0619 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 14,0619 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{14,0619}{35981,729} = 3,908 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3,908 \cdot 10^{-4} \times 2,45 \times 0,284 = 2,719 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,719 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,719 \cdot 10^{-4} = 51,661 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{51,661 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,3 \text{ \%}.$$

b.2.2. Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment agissant $M_{cp} = 84,86 \text{ t. m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{7,116}}$$

$$f(t) = 0,371$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,371 - 0,284 = 0,087$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,087$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 282,073) \times 20 \times 0,93 = 237,85 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{237,85}{2659,608} \cdot 100 + \frac{237,85 \times 33,61^2}{3835897,476} \cdot 100 - \frac{84,86 \times 33,61}{3835897,476} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 9,94 + 7,004 - 7,435 = 9,51$$

$$\sigma_i = 9,51 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{9,51}{35981,729} = 2,64 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,64 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,64 \times 10^{-4} \times 0,087 \times 2,45 = 10,69 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{10,69 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,68 \%$$

b.2.3. Etude de réalisation et service

Le moment agissant $M_M = 204,20 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,371 = 0,629$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,629$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times nA_p$$

$$P = (1560,85 - 292,763) \times 20 \times 0,93 = 235,86 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{235,86}{5809,608} \cdot 100 + \frac{235,86 \times 74,988^2}{13129441,99} \cdot 100 - \frac{204,20 \times 74,988}{13129441,99} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 4,059 + 10,101 - 11,66 = 2,5$$

$$\sigma_i = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 2,5 \text{ MPA} < 0,5f_{c2} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{2,5}{35981,729} = 0,69 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 0,69 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 0,69 \cdot 10^{-4} \times 2,45 \times 0,629 = 20,20$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{20,20 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,29 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 51,661 + 10,69 + 20,20 = \mathbf{82,55 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 5,29 \%$$

c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1376,726 \text{ MPA}$$

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

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1376,726}{1860} - 0,43 \right) \times 1376,726 \times 2,5 = 64,05 \text{MPA}$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 53,37 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,41 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	20,93	82,55	53,37	156,85
%	1,34	5,29	3,21	10,05

Tableau.8.7: des pertes différées à X=0,5L.

➤ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	184,124	156,85	340,97
%	11,79	10,05	21,84

Tableau.8.8: Les pertes totales à X=0,5L.

3.1.2. Calcul des pertes à l'about (0,00 L)

a. Les pertes instantanées :

Se sont les pertes par frottement, par effet thermique est par glissement d'encrage sont les mêmes

(15, 6085 MPA ; 108, 756 MPA ; 1,9 MPA).

a.1. perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention :

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) \cdot (1 + K_i)$$

$$\sigma_{bj} = \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2} \right) \cdot A_p$$

$M_g = 0$ (Sur appuis).

σ_{pi} : Contrainte de 10 câbles.

$$\sigma_{bj} = \frac{(1560,85 - 8,087 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{4192,108} \cdot \left(1 + \frac{38,252^2}{1092,91} \right) \cdot 9,3$$

$$\sigma_{bj} = 7,44 \text{ MPA}$$

σ_{bj} : Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre De la poutre.

$$f_{c14} = 29,914 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bj} = 7,44 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,957 \text{ MPA.}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,25 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \cdot \left(\frac{7,44}{34147,25} \right) = 41,397 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 41,397 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 5,3 \%$$

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	15,608	108,756	1,9	41,397	167,66
%	1	6,967	0,12	2,65	10,74

Tableau.8.9: Les pertes instantanées totales à x=0,00L.

b. les pertes différées**b .1. Pertes dues aux retrais du béton**

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot [1 - r(t)] \cdot E_p$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

t: jours, r_m (cm)

$$B = 4112,5 \text{ cm}^2$$

$$p = 313,026 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{B}{p}$$

$$r_m = \frac{4112,5}{313,026} = 13,137 \text{ cm}$$

Calcule ε_r :

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 \cdot$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

$$S_s = \frac{18,60}{4112,5} = 0,0045.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot 0,0045} = \mathbf{0,917}$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_0 = \mathbf{1,982 \cdot 10^{-4}}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,917 \times 1,982 \cdot 10^{-4} = 1,817 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,817 \cdot 10^{-4}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 13,137} = 0,262$$

$$r(t) = 0,262$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,817 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,262) = 25,477 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_r = 25,477 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,63 \text{ \%}.$$

b.2. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0,5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28}.$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c2}}\right) - 0,5\right]^2 N$$

b.2.1 . Etape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est nul. (M=0).

On prévoio un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{13,137}}$$

$$f(t) = 0,225$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

k_S : 0,917 qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0,4$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}.$$

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3}\right) \times \frac{100 - 70}{20 + 13,137} = 2,39$$

$$k_C = 2,27.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \cdot [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,917 \times (0,4 + 2,27 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,44$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 35981,729 \text{ MPA}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times nA_p$$

$$P = (1560,85 - 193,137) \times 10 \times 0,93 = 127,197 \text{ t.}$$

$$P = 246,69 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{127,197}{4192,108} \cdot 100 + \frac{127,197 \times 38,258^2}{4581621,898} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 3,03 + 4,06 = 7,09 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 7,09 < 0,5 \cdot f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{7,09}{35981,729} = 1,97 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 1,97 \cdot 10^{-4} \times 2,44 \times 0,225 = 1,08 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 1,08 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,08 \cdot 10^{-4} = 20,52 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{20,52 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,31 \text{ \% .}$$

b.2.2. Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$M = 0$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{13,137}}$$

$$f(t) = 0,302$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,302 - 0,225 = 0,077$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,077$$

$$P = (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 213,657) \times 10 \times 0,93 = 125,28 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{125,28}{4192,108} \cdot 100 + \frac{125,28 \times 38,258^2}{4581621,898} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 2,988 + 4,002$$

$$\sigma_i = 6,99 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i2}} = \frac{6,99}{35981,729} = 1,94 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,94 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,94 \cdot 10^{-4} \times 2,44 \times 0,077 = 6,92 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{6,92 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,44 \text{ \%}$$

b.2.3. Etude de réalisation et service

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1.$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,302 = 0,698.$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,698.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 220,57) \times 10 \times 0,93 = 124,64 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{124,64}{7342,108} \cdot 100 + \frac{124,64 \times 70,585^2}{13946157,72} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 1,697 + 4,453 \text{ MPA}$$

$$\sigma_i = 6,15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 6,15 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma_i}{E_{i2}} = \frac{6,15}{35981,729} = 1,709 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,709 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 1,709 \cdot 10^{-4} \times 2,44 \times 0,698 = 55,30 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{55,30 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,54 \text{ \%}.$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 20,52 + 6,92 + 55,30 = 82,74 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 82,74 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 5,3 \text{ \%}.$$

c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1393,19 \text{ MPA.}$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA.}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1393,19}{1860} - 0,43 \right) \times 1393,19 \times 2,5 = 66,66 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = 4,27 \text{ \%}.$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 55,55 \text{ MPA.}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,55 \text{ \%}.$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	25,47	82,74	55,55	163,76
%	1,63	5,3	3,55	10,49

Tableau.8.10: Les pertes différées totales à X=0,00L.

➤ **Pertes totales**

$$\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
MPA	167,66	163,76	331,42
%	10,74	10,49	21,23

Tableau.8.11: Les pertes totales à X=0,00L.

3.1.3. Calcul des pertes à L/4

$$M\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{3}{4}M\left(\frac{1}{2}\right)$$

a. Les pertes instantanées

Les pertes par frottements, pertes thermique est par glissement d'encrage sont les même.

a.1. perte par raccourcissent élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) \cdot (1 + K_i)$$

$$K_i: \text{coefficient qui vaut} \begin{cases} 0 & \text{pour } \sigma_{bj} \leq 0,5 \cdot f_{cj}. \\ 4 \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{f_{cj}} - 0,5\right)^2 & \text{pour } 0,5 \cdot f_{cj} \leq \sigma_{bj} \leq 0,66 \cdot f_{cj}. \end{cases}$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-M_g \cdot e_p}{I} + \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi})}{B} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) \cdot A_p$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-63,645 \times 33,61}{3835897,476} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,087 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{2659,279} \times \left(1 + \frac{33,61^2}{1442,279}\right) \times 18,6$$

$$\sigma_{bj} = -5,577 + 17,875 = 12,298 \text{ MPA.}$$

$$f_{c14} = 29,915 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} = 12,298 \text{ MPA} < 0,5 \cdot f_{c14} = 14,958 \text{ MPA}$$

$$E_{i14} = 11000 \sqrt[3]{f_{c14}}$$

$$E_{i14} = 34147,246 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \cdot \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right) = 190000 \cdot \left(\frac{12,298}{34147,246}\right) = 68,428 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 68,428 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 4,38 \text{ \%}.$$

➤ Totale des pertes instantanées

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{\text{rac}}$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{\text{max}}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{\text{rac}}$	$\Delta\sigma_{\text{tot}}$
MPA	15,608	108,756	1,9	68,428	194,692
%	1	6,967	0,12	4,38	12,47

Tableau.8.12: Les pertes instantanées totales à X=0,25L.

b . Les pertes différées

b.1. pertes dues aux retrais du béton

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r \cdot r(t) \cdot E_p$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

$$B = 2580 \text{ cm}^2$$

$$p = 362,546 \text{ cm}$$

$$r_m = 7,116 \text{ cm}$$

Calcule ε_r

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0$$

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \cdot S_s}$$

$$S_s = \frac{A_s}{B}$$

A_s : section d'armatures longitudinales adhérentes.

B: section du béton.

$$S_s = \frac{18,60}{2580} = 0,0072$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20.0,0072} = 0,874$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \cdot \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_0 = 2,04 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,86 \times 2,04 \cdot 10^{-4} = 1,78 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_0 = 2,087 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,874 \times 2,087 \cdot 10^{-4} = 1,824 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_r = 1,824 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)]$$

$$t_i = 00$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 7,116} = 0,396$$

$$r(t) = 0,396$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,824 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,396) = 20,932 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 20,932 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,34 \%$$

b.2. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0.5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c28}$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2$$

b.2.1. Etape de préfabrication et stockage:

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 35,048 \text{ t.m.}$$

On prévoie un temps de 28 jours (0 à 28j).

$$f(t) = \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}}$$

t : Age du béton exprimé en jours compté à partir du premier jour de la fabrication.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{7,116}}$$

$$f(t) = 0,284$$

$$k_{fl} = k_S [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$k_S : 0.9$$

$$k_e = 0.4$$

$$k_C = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m}$$

ρ : le valeure de taux d'hmidité.

Pour la zone de notre projet : $\rho_n = 70\%$

$$k_C = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3} \right) \times \frac{100 - 70}{20 + 7,116} = 2,404$$

$$k_C = 2,404$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_s \cdot [k_e + k_c \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,9 \times (0,4 + 2,404 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,45$$

$$E_{i28} = 11000^3 \sqrt{f_{c2}}$$

$$E_{i2} = 35981,729 \text{ MPA}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 230,412) \times 20 \times 0,93 = 247,46 \text{ t}$$

$$P = 247,46 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures sous la précontrainte et le poids propre de la poutre.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{247,46}{2659,608} \cdot 100 - \frac{26,286 \times 33,61}{3835897,476} \cdot 10^4 + \frac{265,81 \times 33,61^2}{3835897,476} \cdot 100$$

$$\sigma_i = 9,97 - 2,30 + 7,44 = 15,11 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 15,11 < 0,5 \cdot f_{c2} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{15,11}{35981,729} = 4,19 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 4,19 \cdot 10^{-4} \times 2,45 \times 0,284 = 2,92 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,92 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,92 \cdot 10^{-4} = 55,48 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 55,48 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,55 \%$$

b.2.2. Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment agissant $M_{cp} = 63,645 \text{ t.m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{7,116}}$$

$$f(t) = 0,371$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,371 - 0,284 = 0,087$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,087$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pci}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 285,892) \times 20 \times 0,93 = 237,14 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{237,14}{2659,608} \cdot 100 + \frac{237,14 \times 33,61^2}{3835897,476} \cdot 100 - \frac{63,645 \times 33,61}{3835897,476} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 8,916 + 6,984 - 5,577 = 10,323 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = 10,323 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i2}} = \frac{10,323}{35981,729} = 2,87 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,87 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,87 \times 10^{-4} \times 0,087 \times 2,45 = 11,62 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{11,62 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,74 \text{ \%}.$$

b.2.3. Etude de réalisation et service :

Le moment agissant $M_M = 153,15 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,371 = 0,629$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,629$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - 297,512) \times 20 \times 0,93 = 234,98 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{234,98}{5809,608} \cdot 100 + \frac{234,98 \times 74,988^2}{13129441,99} \cdot 100 - \frac{153,15 \times 74,988}{13129441,99} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 4,05 + 10,06 - 8,75 = 5,36$$

$$\sigma_i = 5,36 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_i = 5,36 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 17,5 \text{ MPA.}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{5,36}{35981,729} = 1,49 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 1,49 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 1,49 \cdot 10^{-4} \times 2,45 \times 0,629 = 43,63$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 43,63 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,79 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl\text{TOT}} = 55,48 + 11,62 + 43,63 = 110,73 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl\text{TOT}} = 7,09 \%$$

c. Pertes par relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : Étant la tension initiale de l'acier après la perte instantanée.

f_{prg} : étant la contrainte de rupture garantie.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\sigma_{pi} = 1366,158 \text{ MPA}$$

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

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1366,158}{1860} - 0,43 \right) \times 1366,158 \times 2,5 = 62,40 \text{ MPA.}$$

➤ **Pertes différées totales :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 52 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,33 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	20,93	110,73	52	183,66
%	1,34	7,09	3,33	11,76

Tableau.8.13: Les pertes différées à x=0,25L.

➤ Pertes totales : $\Delta\sigma_{TOT} = \Delta\sigma_d = \Delta\sigma_i$

	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	194,692	183,66	378,352
%	12,47	11,76	24,23

Tableau.8.14: Les pertes totales à x=0,25L.

Pourcentage des pertes totales

$$\% \text{des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{piTOTAL}}{\sigma_{P_0}} \times 100$$

σ_{P_0} : Tension à l'origine. $\sigma_{P_0} = 1560,85$ MPA

Section	0L	0,25L	0,5L	section	0L	0,25L	0,5L
Abscisse(m)	0	5	10	Abscisse(m)	0	5	10
$\Delta\sigma_f$	15,60	15,60	15,60	$\% \Delta\sigma_f$	1	1	1
$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	108,75	108,75	108,75	$\% \Delta\sigma_{\theta_{max}}$	6,96	6,96	6,96
$\Delta\sigma_g$	1,9	1,9	1,9	$\% \Delta\sigma_g$	0,12	0,12	0,12
$\Delta\sigma_{rac}$	41,39	68,42	57,86	$\% \Delta\sigma_{rac}$	2,65	4,38	3,7
$\Delta\sigma_r$	25,47	20,93	20,93	$\% \Delta\sigma_r$	1,63	1,34	1,34
$\Delta\sigma_{fl}$	82,74	110,73	82,55	$\% \Delta\sigma_{fl}$	5,3	7,09	5,29
$\Delta\sigma_\xi$	55,55	52	53,37	$\% \Delta\sigma_\xi$	3,55	3,33	3,21
$\Delta\sigma_{total}$	331,42	378,35	340,97	$\% \Delta\sigma_{total}$	21,23	24,23	21,84

Tableau.8.15: Les pertes totales dans les différentes sections.

Conclusion

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,25L$ (24,23% le max) ne dépasse pas celle prise en compte comme estimation des pertes à 30% dans le dimensionnement de précontrainte. Donc ce dimensionnement est adéquat.

4. Vérification des contraintes

4.1. Pour la section intermédiaire (X=0,5 L)

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons déterminé l’emplacement et la force de la précontrainte à exercer sur la section, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures de contraintes admissibles, dans ce que suit, nous allons vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et service.

$$\begin{array}{l}
 \text{Construction} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{ts}} \\
 \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{\text{ci}}
 \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Service} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{Fibre supérieure: } \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} >? \sigma_{\text{cs}} \\
 \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} <? \sigma_{\text{ti}}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

La force de précontrainte P est le max des deux valeurs caractéristique p_1 ou p_2

La vérification des sections se fait en deux phases :

- **Phase de constriction** : préfabrication des poutres et stockage provisoire.
- **Phase de service** : après la réalisation des compléments des charges permanentes et mise en service de l’ouvrage.

a. Phase de constriction

- ✓ **Poutre isostatique soumise à son poids propre**

$$M_p = 35,048 \text{ t.m}$$

On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du **BPEL** donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent :

Le coefficient = 30 %

$$M(x) = 35,048 \times 0,3 + 35,048 = 45,56 \text{ t.m}$$

- **A mi travée : sans hourdis.**

$$p_0 = 290,318 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_i \cdot n \cdot A_p$$

$$\Delta p_0 = 32,25 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 296,124 - 25,8 = \mathbf{270,324 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = 284,511 - 38,7 = \mathbf{245,811 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 258,067 \text{ t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 2659,608 \text{ cm}^2,$$

$$V = 63,815 \text{ cm}.$$

$$V' = 46,185 \text{ cm}.$$

$$I = 3835897,476 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 33,61 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 10,164 - 15,115 + 7,579 = \mathbf{2,62 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 10,164 + 10,939 - 5,485 = \mathbf{15,61 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 9,242 - 13,744 + 7,579 = \mathbf{3,07 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 9,242 + 9,947 - 5,485 = \mathbf{13,70 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,593 \text{MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,395 \text{MPa} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

b. En service

- **A mi travée :** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type D_{240} .

$$p_0 = 290,318 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = \Delta \sigma_{\text{Total}} \cdot n \cdot A_P$$

$$\Delta p_0 = 63,42$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 296,124 - 50,736 = \mathbf{245,388 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 284,51 - 76,104 = \mathbf{208,406 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 226,897 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5809,608 \text{ cm}^2$$

$$V = 47,437 \text{ cm}$$

$$V' = 87,563 \text{ cm}$$

$$I = 13129441,99 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 74,988 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 204,20 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 4,223 - 6,648 + 7,377 = \mathbf{4,95 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 4,223 + 12,272 - 13,618 = \mathbf{2,87 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,587 - 5,646 + 7,377 = \mathbf{5,31 \text{ MPA}}$$

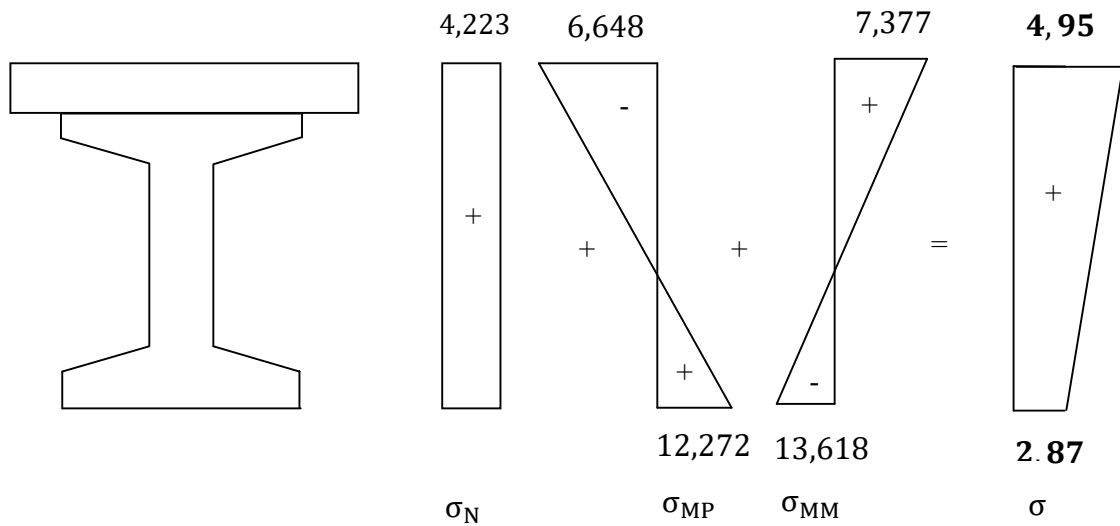
$$\sigma_{inf} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,587 + 10,42 - 13,618 = \mathbf{0,39 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

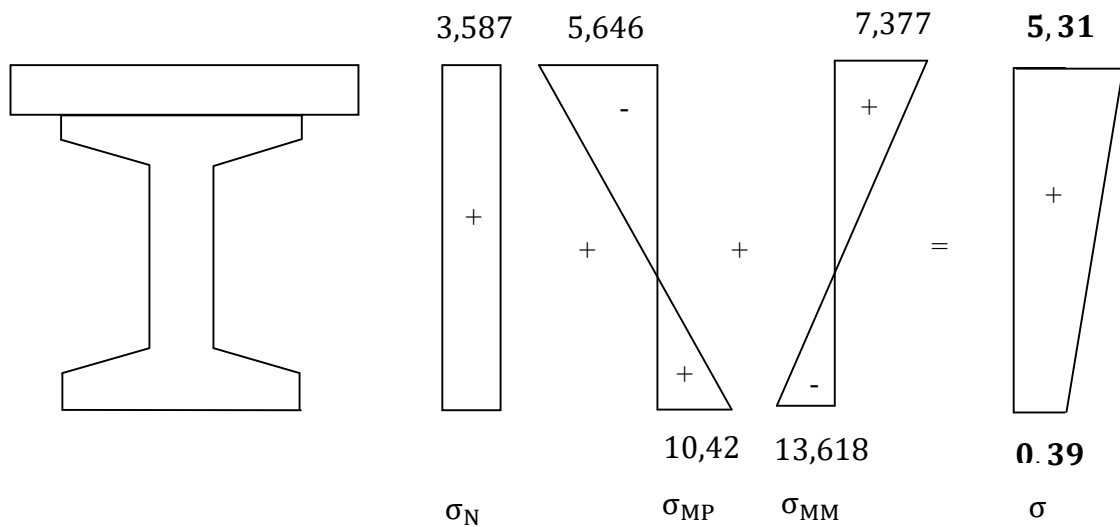
$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

✓ Diagramme des contraintes pour les différents cas

▪ Pour p_1



▪ Pour p_2 :



4.2. Pour La Section D'about (X=0,00L)

a. En construction

- **En about** : sans hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 145,159 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 15,592 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 148,062 - 12,473 = \mathbf{135,589 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 142,255 - 18,71 = \mathbf{123,545 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 129,567 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 4192,108 \text{ cm}^2,$$

$$V = 59,17 \text{ cm}.$$

$$V' = 50,82 \text{ cm}.$$

$$I = 4581621,898 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 38,25 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,234 - 6,697 = \mathbf{-3,46 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,234 + 5,752 = \mathbf{8,98 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 2,947 - 6,10 = \mathbf{-3,15 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 2,947 + 5,241 = \mathbf{8,18 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,593 \text{MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,395 \text{MPa} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

b. En service

- **En about** : avec hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 145,159 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 30,82 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 148,062 - 24,656 = \mathbf{123,406 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 142,255 - 36,984 = \mathbf{105,271 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 114,338 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 7342,108 \text{cm}^2.$$

$$V = 51,84 \text{cm}.$$

$$V' = 82,16 \text{ cm}.$$

$$I = 13946157,72 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 70,585 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 1,68 - 3,237 = \mathbf{-1,55 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 1,68 + 5,131 = \mathbf{6,81 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 1,433 - 2,762 = \mathbf{-1,32 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 2,947 + 4,377 = \mathbf{7,32 \text{MPa}}$$

$$\sigma_{ts} < \sigma_s < \sigma_{cs} \Rightarrow -3,593 \text{MPa} < \sigma_s < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

$$\sigma_{ti} < \sigma_i < \sigma_{ci} \Rightarrow -2,395 \text{MPa} < \sigma_{ci} < 17,949 \text{MPa} \dots C V$$

4.3. Pour la section (X=0,25L)

On prend un coefficient de majoration pour le moment de poutre

$$M(x) = 26,3 \times 0,3 + 26,3 = 34,19 \text{ t.m}$$

- **A mi travée** : sans hourdis.

$$p_0 = 290,318 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 36,21 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 296,124 - 28,968 = \mathbf{267,156 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 284,511 - 43,452 = \mathbf{241,06 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 254,107 \text{ t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 2659,608 \text{ cm}^2,$$

$$V = 63,815 \text{ cm}.$$

$$V' = 46,185 \text{ cm}.$$

$$I = 3835897,476 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 33,61 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 10,056 - 14,937 + 5,687 = \mathbf{0,81 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 10,056 + 10,811 - 4,116 = \mathbf{16, \text{MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 9,073 - 13,478 + 5,687 = \mathbf{1,28 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 9,073 + 9,755 - 4,116 = \mathbf{14,71 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

b. En service

- **A mi travée :** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type D_{240} .

$$p_0 = 290,318 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 70,37$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = 296,124 - 50,736 = \mathbf{239,828 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 284,51 - 76,104 = \mathbf{200,066 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 219,947 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5809,608 \text{ cm}^2$$

$$V = 47,437 \text{ cm}$$

$$V' = 87,563 \text{ cm}$$

$$I = 13129441,99 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 74,988 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 163,7 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 4,128 - 6,497 + 7,377 = \mathbf{5,01 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 4,128 + 11,994 - 13,61 = \mathbf{2,51 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,443 - 6,497 + 7,377 = \mathbf{4,32 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,443 + 10,005 - 13,61 = \mathbf{-0,162 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_{\text{ci}} < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

5. Calcul Ferrailage Passif Longitudinal

On à deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

5.1. Armatures Longitudinales De Peau

Leurs fonctions sont de repartir les efforts de retrait différentielles et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot P \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ 0.1\% B \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 362,546 \times 10^{-2} = 10,876 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times 2580 = 2,58 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = 10,876 \text{ cm}^2$$

On adopt 20 Ø 10 avec un espacement de e = 15 cm.

5.2. Armatures Dans La Zone Tendue

Les armatures longitudinales des zones tendues des éléments précontraints.

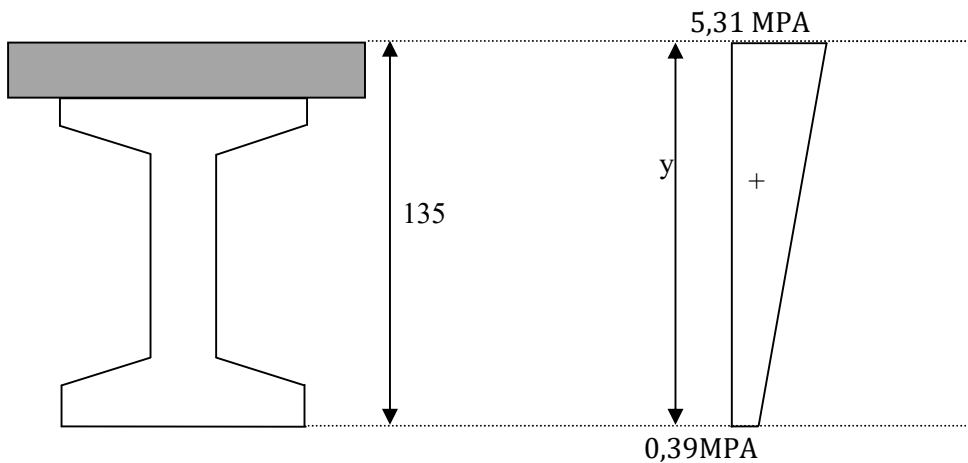
$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}}$$

N_{Bt} : L'intensité de la résultante des efforts de traction.

B_t : L'aire de la partie tendue.

f_e : Limite d'élasticité des armatures utilisées.

σ_{bt} : La valeur absolue de la contrainte de traction.



$$\Rightarrow y = 135 \text{ cm}$$

On n'a pas une zone tendue dans la section de la poutre.

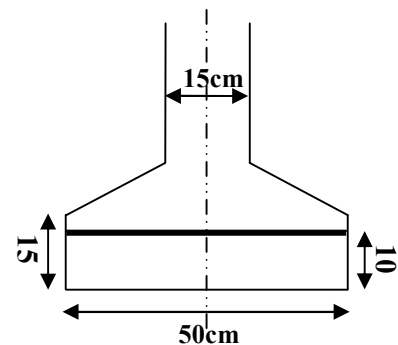
$$B_t = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \cdot \sigma_t}{2}$$

$$N_{Bt} = 0,00 \text{ MN}$$

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

$$A_s = 0,00 \text{ cm}^2$$



Pour les raisons constructives, nous adoptons comme section : 4HA20 + 2HA12= 14,83 cm².

6. Justification aux E.L.U

6.1. Principe de la méthode de justification

Pour bien mener la justification d'une section aux E.L.U, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation \bar{S}_u qu'équilibre ces contraintes.

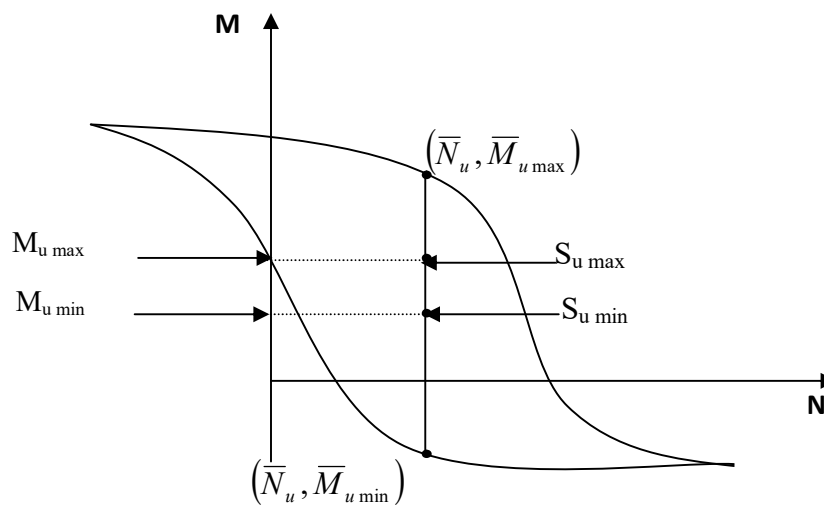


Figure.8.3: Courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant.

Donc on définira (comme il est indiqué dans la méthode exposée par le BPEL), pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constitué par l'ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\bar{S}_U (\bar{N}_U, \bar{M}_U)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M) , et on définit une courbe fermé dite (courbe d'interaction effort normal - moment fléchissant).

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu'un état de sollicitation S_U n'a pas atteint L'E.L.U, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_U(N_U, M_U)$ est bien à l'intérieur de ce domaine.

6.2. Démarche à suivre

- a. On fixe $\bar{N}_U < w$
- b. On détermine les deux moments résistant ultimes ($M_{U_{min}}, M_{U_{max}}$) correspondants a N_U
- c. On procède a la justification sur le moment a N_U et on doit avoir :

$$\bar{M}_{U_{min}} \leq M_U \leq \bar{M}_{U_{max}}$$

Avec : $M_{U_{max}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$ et $M_{U_{min}} \leq \bar{M}_{U_{min}}$

6.3. Les sollicitations à L'E.L.U

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

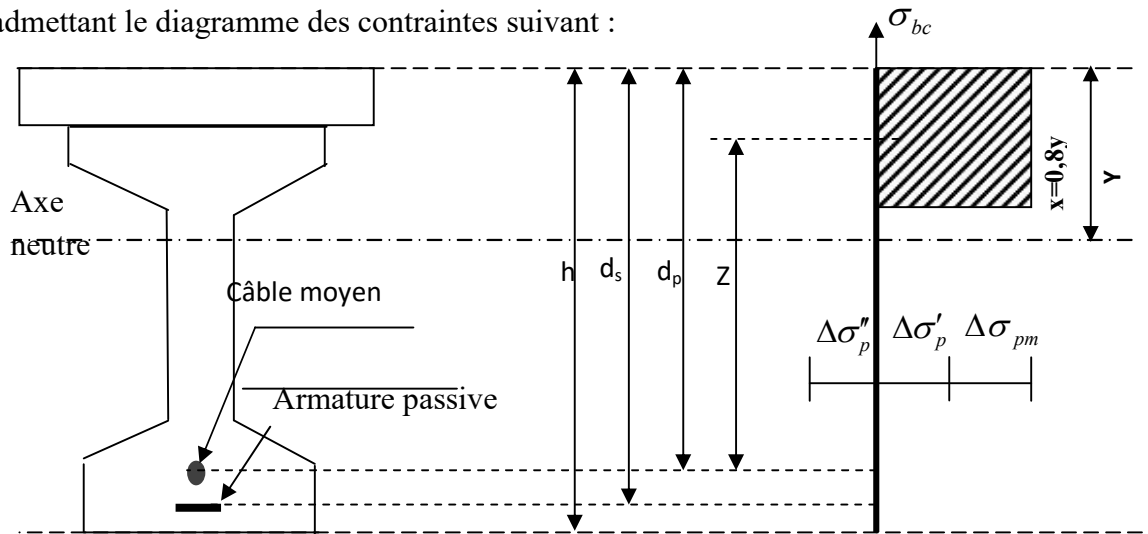


Figure.8.4 : Diagramme de la contrainte à L'ELU.

Avec : $\Delta\sigma_{pm}$ Contrainte probable à vide.

$\Delta\sigma'_p$: 1^{ère} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro de la déformé du béton adjacent.

$\Delta\sigma''_p$: 2^{ème} complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

- les sollicitations à L'E.L.U sont :

$$N_U = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \Delta\sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$M'_{UMAX} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s \cdot (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

Avec $A_p \Delta\sigma_p$: surtention de la prétention.

$A_p \Delta \sigma_p$: Tension dans les armatures passives

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

6.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme de déformation considéré comme suit :

On peut écrire :

$$\frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \dots \dots \dots (4)$$

Tout en considérant que les équations déterminant un état limite ultime appartenant à l'un des DOMAINES (1) OU (2), C'EST-À-DIRE PIVOT (A) OU PIVOT (B).

6.5. Equations traduisant le comportement de l'acier

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_s \dots \dots \dots (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

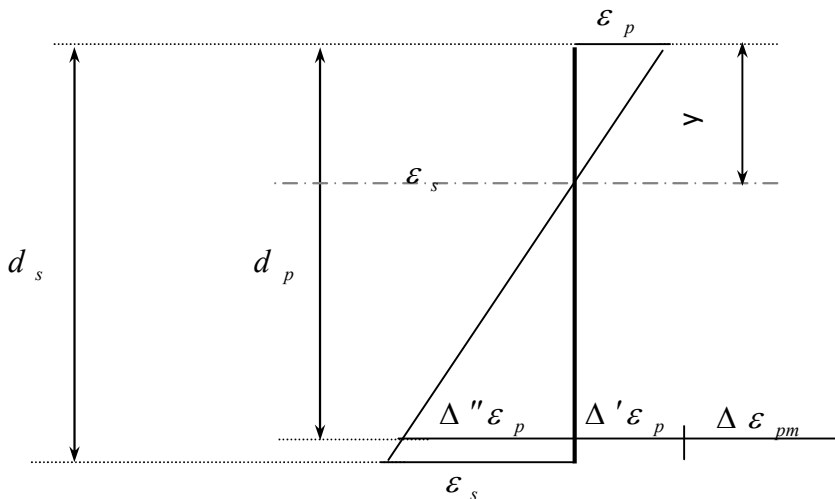


Figure.8.5: Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

$$\Delta \sigma_p = f \cdot \varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_b + \Delta'' \varepsilon_b) - f(\varepsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues :

$$\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_b, \varepsilon_b, \varepsilon_s, \bar{M}_U.$$

Donc pour la résolution de ce système (6 équations à 7 inconnus), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (Pivot A, Pivot B).

$$\varepsilon_s = 10 \%$$

$$\varepsilon_b = 3,5 \%$$

A partir de ces valeurs :

L'équation (4) donne : y

L'équation (3) donne : $\Delta''\varepsilon_p$

L'équation (5) donne (σ_s).

L'équation (6) donne (σ_p).

$$\text{Nous avons dans (1) : } N_{Ul} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_P \Delta\sigma_P - A_S \Delta\sigma_S = \bar{N}_U$$

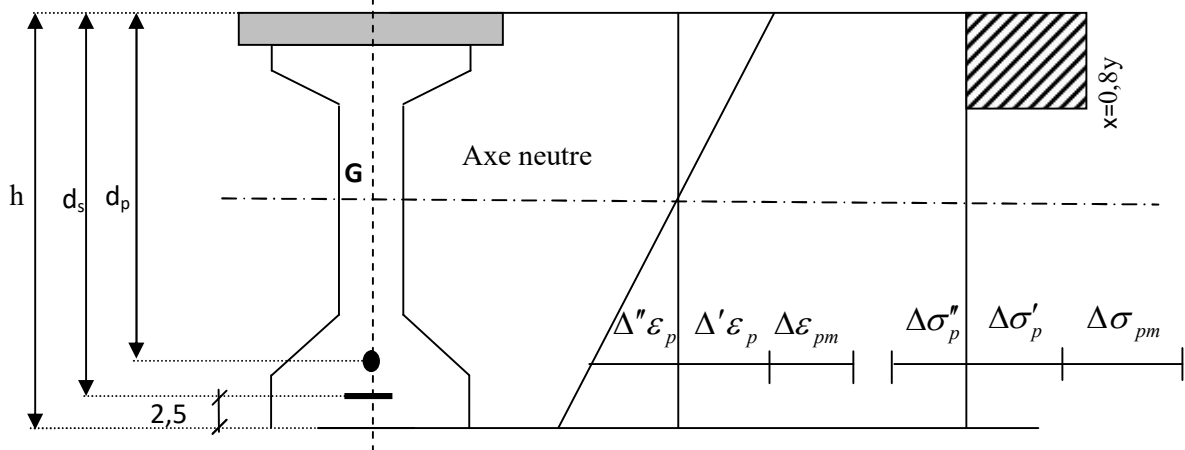
On fait une comparaison entre N_{Ul} et N_U

☞ Si $N_{Ul} = N_U$: on calcule directement M_U

☞ Si $N_{Ul} > N_U$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, en doit donc pivoter le diagramme de déformation autour de A , c'est-à-dire, faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_{bc}

☞ Si $N_{Ul} < N_U$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant ε_{bc} autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{Ul} = N_U$

➤ Application au projet : à $x = 0.5 L$ (mi travée) :



À l'ELU : $M_{\min} = 1.35 M_g$ et $M_{\max} = 1.35M_g + 1.35M_q$ (le moment max sous **D240**)

h (cm)	e_p (cm)	d_s (cm)	d_p (cm)	A_p (cm ²)	A_s (cm ²)	M_{\min} (t. m)	M_{\max} (t. m)
135	-74,99	132,5	128,5	18,60	14,83	114,56	275,67

Donc : $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 354,384) \cdot n \cdot A_p$

$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 354,384) \cdot 20 \times 0,93 \cdot 10^{-4} = 2,24402 \text{ MN}$

\Rightarrow Dans (1) : $N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 35}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 18,60 \cdot \Delta\sigma_p - 14,83 \cdot \Delta\sigma_s$

$2244,02 = B(x) \times 19,83 \cdot 10^3 - 18,60 \times \Delta\sigma_p - 14,83 \times \Delta\sigma_s$

Dans (2) : $\bar{M}_{U\max} = B(x) \times 19,83 \times Z + 14,83 \times (0,05) \times \Delta\sigma_s$

✓ Équations liées le l'hypothèse des sections planes :

De (3) : $\frac{\Delta''\epsilon_b}{\epsilon_b} = \frac{128,5 - y}{y} = \frac{102,8}{x} - 1$

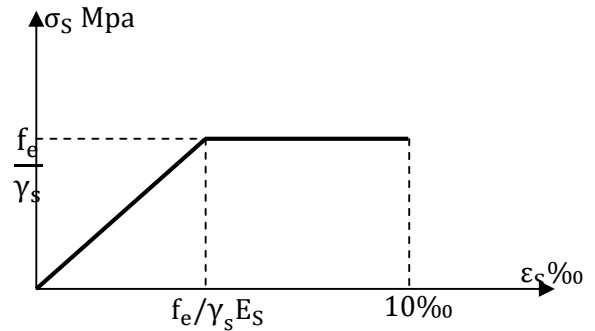
De (4) : $\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 132,5}{x} - 1 = \frac{106}{x} - 1$

✓ Équation traduisant le comportement des aciers

▪ Armatures passives (F_eE40)

$$\varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



▪ Armature actives (torons)

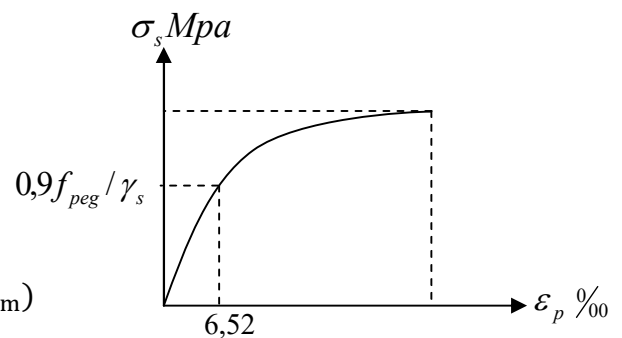
$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,82 \text{ MPA}$$

donc : $\Delta\sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_b + \Delta''\varepsilon_b) - \sigma_p(\varepsilon_{pm})$

Avec : $\sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1206,466 \text{ MPA}$



La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_m}{E_p} = \frac{1206,466}{190000} = 6,349 \times 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{umin}) \frac{e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{224,402}{5809,608} \times 10^2 + ((-74,99)224,402 \times 10^{-2} + 114,56) \frac{-74,99}{13129441,99} \times 10^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bpm} = 6,924 \text{ MPA}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de σ_{pm} ‰

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \cdot \sigma_{bpm}}{E_b \cdot E_p} \quad \text{avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{pm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 1,822 \cdot 10^{-4}$$

Lorsque L'ELU est atteinte:

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$$

Donc :

$$\text{De(04) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{10}{3,5} = \frac{132,5 - y}{y} \Rightarrow y = \frac{132,5}{3,857} = 34,35 \text{ cm}$$

$$\text{De(04) : } \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\text{De(03) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_b}{\varepsilon_b} = \frac{128,5 - y}{y}$$

$$\Rightarrow \Delta'' \varepsilon_b = \frac{6,349 \cdot 10^{-3} (128,5 - 34,35)}{34,35} = 17,40 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta'' \varepsilon_b = 17,40 \cdot 10^{-3}$$

De(06):

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (17,40 \cdot 10^{-3} + 0,1822 \cdot 10^{-3} + 6,349 \cdot 10^{-3}) - \sigma_p (6,349 \cdot 10^{-3}).$$

$$\Delta \sigma_p = 23,93 \cdot 10^{-3} - \sigma_p \text{ Pour } (6,349 \cdot 10^{-3}).$$

✓ **Déterminations de σ_p**

$$6,349 \cdot 10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{prg}}{\gamma_s \cdot E_p} = 6,76 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_b$$

$$\Rightarrow \sigma_p (6,349 \cdot 10^{-3}) = 1,9 \cdot 10^5 \times 6,349 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p \text{ pour } (6,349 \cdot 10^{-3}) = 1206,31 \text{ MPA.}$$

$$17,40 \cdot 10^{-3} > 6,76 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_p \text{ pour } (17,40 \cdot 10^{-3}) = \varepsilon_b \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \text{ avec } y = 0,3435 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis + table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{0,5 + 1,26}{2} = 0,88 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,3435 \times 0,88 = 0,2418 \text{ m}^2 \Rightarrow N_{ul} = 3,619 \text{ MN}$$

$$N_{ul} = 3,619 \text{ MN} \geq N_u = 2,244 \text{ MN}$$

Conclusion

Le diagramme de déformation ainsi choisi entraîne une section de béton comprimé (trop importante), on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A.

Il faudra calculer N_{ul} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ϵ_p

ϵ_b	Y (cm)	$\Delta\epsilon''$	$N_{ul}(MN)$	$\bar{M}_{umax}(t.m)$
0,8	0,098	0.0096	1.178	134,16
1,2	0,142	0,0097	1,833	190,06
1,4254	0,165	0,0097	2,24	218,83

D'après le tableau au dessus, pour $\epsilon_b = 1,4254\text{‰}$, $N_{ul} = 2,24 \text{ MN} \approx N_u = 2,24 \text{ MN}$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_b = 1,4254\text{‰}$$

$$M_{uMAX} = 204,20 \text{ t.m} < \bar{M}_{umax} = 218,83 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est assurée.

7. Vérification des contraintes tangentielles

✓ **1^{ère} phase: en cnstruction**

L'effort tranchant du au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x$$

$$V_{max}(x) = 7,23 \text{ t}$$

▪ **La contrainte de cisaillement τ**

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \mu}{I \cdot b_\tau}$$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \left(\frac{h}{2}\right)}{b_n \cdot z}$$

Z: le bras de levier: $Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2}$

b_n : largeur brute dans le cas de prétention.

ρ : rendement de la section.

Le tracé est rectiligne, donc il ne participe pas à la résistance à l'effort tranchants, car dans ce cas : $t_p = -\sin x = 0$ avec :

t_p : l'effort tranchants de la précontrainte.

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p \begin{cases} p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = 270,324 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{270,324}{2580} = 10,47 \text{ MPA} \\ p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_0 = 245,11 \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{245,11}{2580} = 9,50 \text{ MPA} \end{cases}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

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

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,47 \right) = \mathbf{8,96 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,39 \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,50 \right) = \mathbf{8,33 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 10,47) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 10,47 \right) = \mathbf{11,19 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,39}{29,91} \times (0,6 \times 29,91 - 9,50) \times \left(2,39 + \frac{2}{3} \times 9,50 \right) = \mathbf{11,77 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}; \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(8,96 ; 11,19) = 8,96 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min (\tau_{12} ; \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(8,33 ; 11,77) = 8,33 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \mathbf{8,96 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_2| < \mathbf{8,33 \text{ MPA}}$$

$$\tau_1 = \frac{v_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 110 \times \frac{(1 + 0,46)}{2} = 80,3 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{7,23 \cdot 10^4}{50 \cdot 10 \times 80,3 \cdot 10} = \mathbf{0,18 \text{ MPA.}}$$

$$\tau = 0,18 \text{ MPA} < \tau_1 = 8,96 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,18 \text{ MPA} < \tau_2 = 8,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **2^{ème} phase: en service**

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul :

▪ **à ELS**

$$V_S = 25,32 \text{ t}$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_t = 296,124 - 50,736 = 245,388 \text{ t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_t = 284,51 - 76,104 = 208,406 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$\sigma_{x1} = \frac{245,388}{5730} = \mathbf{4,28 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{x2} = \frac{208,406}{5730} = \mathbf{3,63 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_{11}} = 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,28 \right) = \mathbf{5,99 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 2,7 \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 3,63 \right) = \mathbf{5,53 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 4,28) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 4,28 \right) = \mathbf{14,32 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{2,7}{35} \times (0,6 \times 35 - 3,63) \times \left(2,7 + \frac{2}{3} \times 3,63 \right) = \mathbf{13,72 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}; \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(5,99 ; 14,32) = 5,99 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}; \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(5,53 ; 13,72) = 5,53 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \mathbf{5,99 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_2| < \mathbf{5,53 \text{ MPA}}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 135 \times \frac{(1 + 0,5)}{2} = 101,25 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot Z}$$

$$\tau = \frac{25,32 \cdot 10^4}{50 \cdot 10 \times 101,25 \cdot 10} = \mathbf{0,50 \text{ MPA}}$$

$$\tau = 0,50 \text{ MPA} < \tau_1 = 5,99 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,50 \text{ MPA} < \tau_2 = 5,53 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

à l'ELU

$$V_U = 34,13 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot Z} = \frac{36,843 \cdot 10^4}{50 \cdot 10 \times 101,25} = 0,73 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 0,73 \text{ MPA} < f_{tj} = 2,7 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

7.1. Minimum d'armatures transversales

Elles sont caractérisées par leur section (A_G) et leur espacement (S_t)

$$S_t \leq \min(1\text{m} ; 0,8h ; 3b_0) = \min(1\text{m} ; 0,8 \times 1,1 ; 3 \times 0,5) \Rightarrow S_t \leq 0,88\text{m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPA}$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 50 \times 1,15}{400 \cdot 10^{-2}} = 8,625 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Dans la zone médiane :**

D'après les règlements BPEL, la section de ces armatures doit être au moins 2 cm²/ml de parement.

On prend un cadre HA12 soit; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,08625 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,08625} = \frac{2,26}{0,08625} = 26,20\text{cm}$$

✓ **Dans la zone d'appuis :**

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend $S_t = 15\text{cm}$

7.2. Justification des armatures transversales

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

$$\tau_{red}^u \leq \left(\frac{A_t}{b_n} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \cotg\beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

Par le BPEL91:
$$\tg 2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$$

Avec :
$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{red}^U = V_u - \frac{P_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{umax} = 34,13 \text{ t et } V_{red}^U = 34,13$$

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{34,13 \cdot 10^{-2}}{0,8 \cdot 1,35 \cdot 0,5} = 0,63 \text{ MPA}$$

❖ **Angle d'inclinaison β_U**

$$P_U = (\sigma_p - \Delta\sigma_p) \cdot A_p = (1560,85 - 331,42) \times 0,93 \times 10 \times 10^{-4} = 1,14 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{1,14 \cdot 10^4}{7342,108} = 1,55 \text{ MPA}$$

$$\tg(2\beta) = \frac{2 \times 0,63}{1,55} = 0,81$$

$$\beta = 19,50^\circ$$

❖ **Détermination des armatures verticales**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \cdot \frac{1,15 \cdot b_n}{f_e} \cdot \tg\beta_u \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 0,011 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \max(0,011 ; 8,625) \text{ cm}^2/\text{ml} = 8,625 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinées à reprendre l'effort tranchant.

On choisit comme ferrailage transversal 2HA12+2HA14,

Soit $A_t = 5,338 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \leq \frac{5,338}{8,625} = 0,618 \text{ m}$$

On prendra: $S_t = 50\text{cm}$: comme pour la section médiane.

❖ **Armatures transversales supérieures**

Elles doivent être au moins à $2\text{cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre **HA14** tous les 25 cm.

7.3. Justification des bielles de compression du béton

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{\text{red}}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (0,63)^2 \leq \left(\frac{35}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 0,397 < 34,03$$

⇒ Condition vérifiée

8. Calculs justificatifs réglementaires en section particulières

Une pièce en béton précontraint comporte deux zones soumises à des efforts concentrés, ce sont.

- Les zones d'application des réactions d'appuis.
- Les zones d'ancrages des armatures de précontraint.

8.1. Zone d'appuis :

On effectuera deux vérification qui portent sur

- l'équilibre de la bielle d'about.
- l'équilibre du coin inférieur du béton.

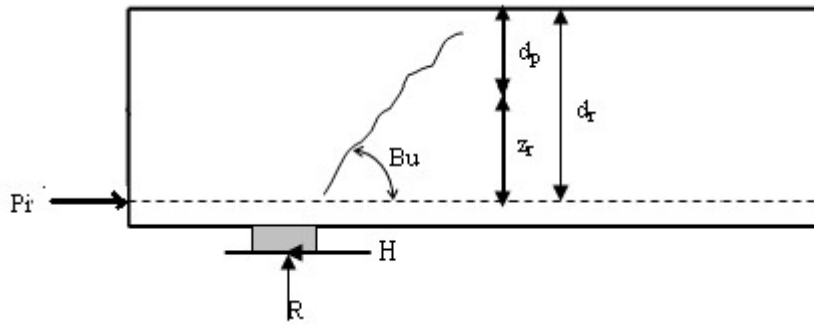
✓ l'équilibre de la bielle d'about

L'appui transmet au béton une réaction R (poids propre, charge d'exploitation) et une réaction H (freinage, effet de température.....etc.) dans le béton cet effort se compose en :

- Un effort horizontal $H+R \cotg B_u$
- Un effort incliné $R/\sin B$

Il faut donc équilibrer l'effort horizontal coudre.

Par étriers la fissure qui tend à séparer la bielle du reste du béton la contrainte limite dans les armatures de couture et armature de précontrainte à pour valeur.



✓ **étapes de calcul**

Le calcul consiste a chercher le niveau R de la poutre tel que :

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

P_i : Effort composition à la contrainte limite.

H_u : réaction horizontale a l'ELU

R_u : réaction verticale a l'ELU

$$\beta_u \leq 30^\circ$$

$$R_U = 34,13 \text{ t}$$

▪ **Calcul de P_i**

σ_{pi} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left(1,2 \sigma_{pm}, \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left(1,2 \times 1229,34 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 1475,21 \text{ MPA}$$

$$p_i = 10 \times 0,93 \times 10^{-2} \times 1475,21 = 137,19 \text{ t}$$

▪ **Calcul de H_u**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontal a est prise, égale a 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 307,15 = 30,715 \text{ t}$$

▪ **Recherche du niveau R**

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

$$\Rightarrow 137,19 - 30,715 > 34,13$$

$$106,475 > 34,13 \dots \dots CV.$$

Le niveau r est le niveau a partir du quel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau a partir de quel les armatures active ne sont pas suffisantes.

$d_p = \frac{h}{10}$: Hauteur e la membrane comprimée.

$d_r = h - y_r$: Distance de R à la fibre supérieure.

$z_r = d_r - d_p$: Hauteur de bielle

$$z = 2 \frac{h}{3}$$

Si : $z_r < z$: La densité d'étrier déjà calculée doit être multiplié par z/z_r et placée sur la longueur $z_r \cotg \beta_u$

Si : $z_r \geq z$: La densité d'étrier déjà calculée est suffisante sur une longueur $z \cotg \beta_u$

➤ **Pour notre cas :**

$$d_r = 1,20 - 0,12575 = 1,07425 \text{ m}$$

$$Z_r = 1,07425 - \frac{1,2}{10} = 0,9542 \text{ m}$$

$$Z = 1,20 \cdot \left(\frac{2}{3}\right) = 0,8 \text{ m} \Rightarrow Z_r > Z$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_U = 0,8 \times \cotg 30^\circ = 1,57 \text{ m}$$

$$A_t = 5,338 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau, soit :

2 cadres **HA14** +2 cadres **HA12** ($A_t=5,338 \text{ cm}^2$).

✓ **équilibre du coin inferieur :**

$$R = R_U - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$H = -H_U + \sum P_i \cos \alpha_i$$

Il faut vérifier que l'angle de résultante avec la normal a P est inférieur à ce angle de frottement interne du béton:

$$\text{tg} \alpha \leq \text{tg} \varphi \text{ avec } \text{tg} \alpha = \frac{R \cos \theta - H \cdot \sin \theta}{R \sin \theta + H \cdot \cos \theta}$$

Il faut donc vérifier que :

$$H > \frac{R(1 - \text{tg}\varphi \cdot \text{tg}\theta)}{\text{tg}\varphi \cdot \text{tg}\theta} \quad \text{tg}\varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - 1,5\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} \dots\dots\dots (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontal A1 tel que :

$$H = A1 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta}$$

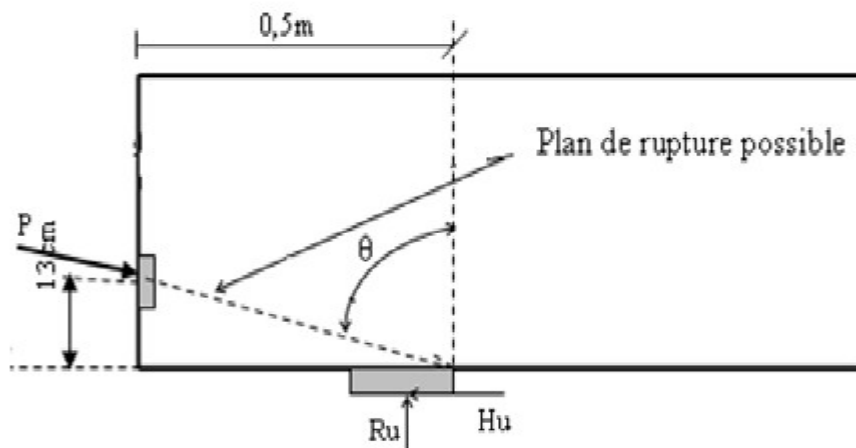


Figure.8.6: Rupture du coin inférieur.

Remarque

L'armature passive est nécessaire même lorsque l'appareil d'appuis est totalement intéressé par le flux de la précontrainte c à d même si l'inégalité (1) est vérifiée.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_U \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot (5 - 4k)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ **application**

$\varphi = 0$ (car les câbles est rectiligne)

$R = 34,13 \text{ t}$ et $H = 30,715 \text{ t}$

$$30,715 > \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 29,53 \dots \text{CV.}$$

$$A_{Smin} = \frac{0,04 \times 3413 \times 1,15}{400} (5 - 4k) = 0,39 \text{cm}^2$$

En prend : $K = 1$

D'où : $A_{tmin} = 0,39 \text{ cm}^2$ soit à prendre une section de $2,39\text{cm}^2$ (2HA12).

Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

8.2. Justification relative a l'introduction des forces de précontraintes :

Les études expérimentales ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Une zone de surface soumise à des tractions.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement, soumise à des tractions.

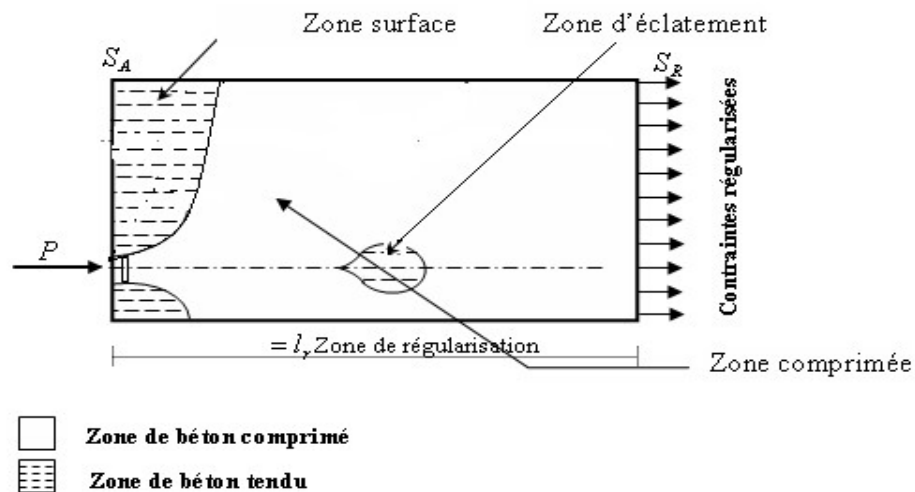


Figure : Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle ou les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue.

Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique de dimensions $(d \times d)$, et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de traction transversaux (Effort d'éclatement).
- Des efforts de traction de surface (Effort de surface).

a. effet de la surface :

Au voisinage de la section (S_A), il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale :

$$A_S = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{slim}} \dots \dots \dots (8)$$

F_{j0} : force à l'origine du câble au niveau (j)

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

✓ **Plan Horizontal**

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 10 \times 1560,85 \times 0,93 = 1451,59 \text{ KN}$$

$$A_S = 0,04 \times \frac{1451,59}{\frac{2}{3} \times 400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre **HA12**

9. Ferrailage de la poutre :

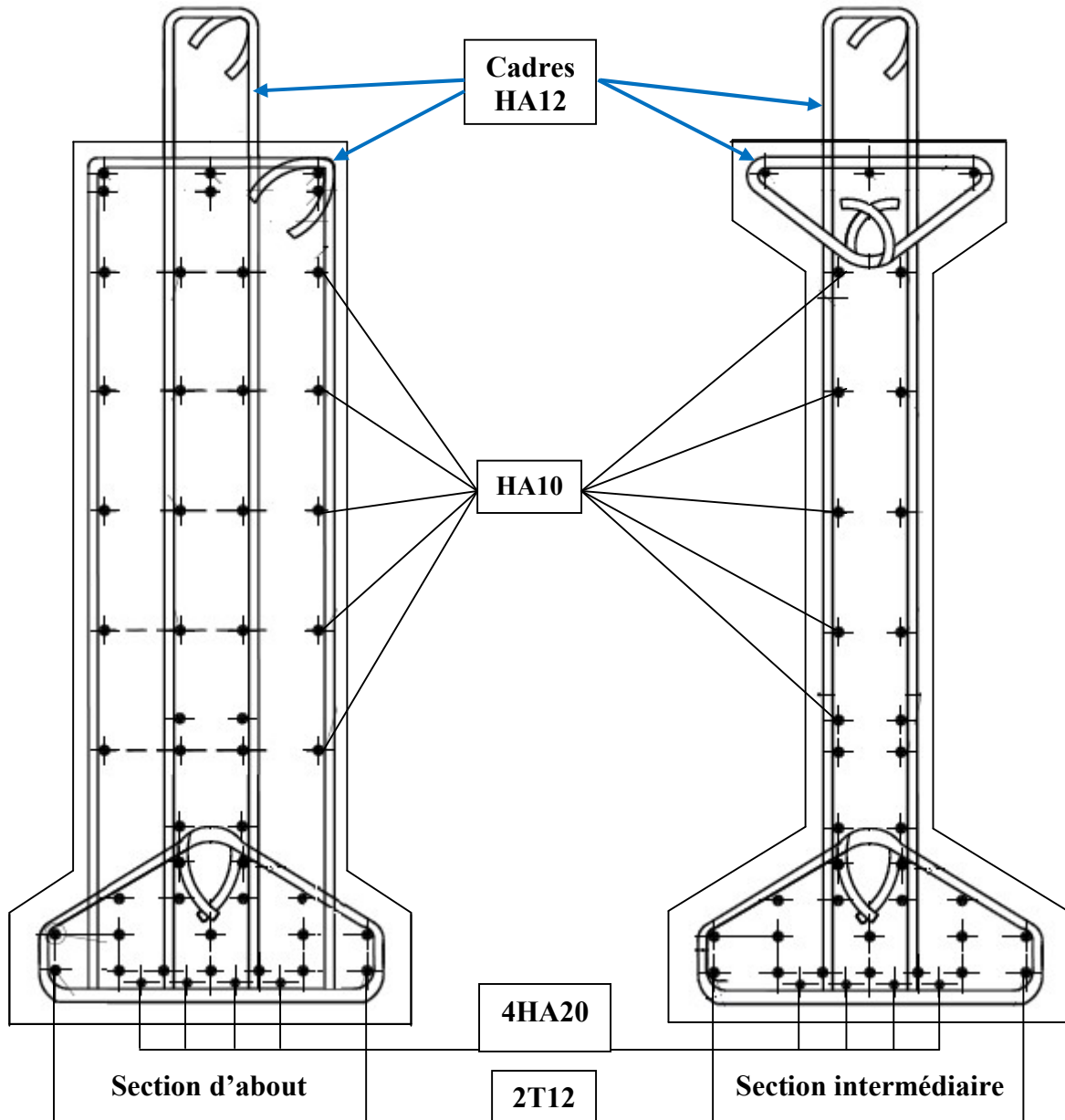


Figure.8.7: Ferrailage de la poutre.

1. Introduction

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres (cour ouvrage d'art).

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dalle tes en mortier fibres ou en béton armé.

L' hourdis assure la continuité de la surface du tablier, il relie les poutres et les entretoises.

L'épaisseur de l'hourdis dépend de :

- l'espacement entre axe des poutres ;
- existence d'entretoise intermédiaire ;
- la nature du tablier.

2. Etude de la flexion transversale

Les moments max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

ELU : (1,35G + 1,35D240) (ROBOT)

ELS : (G + D240) (ROBOT)

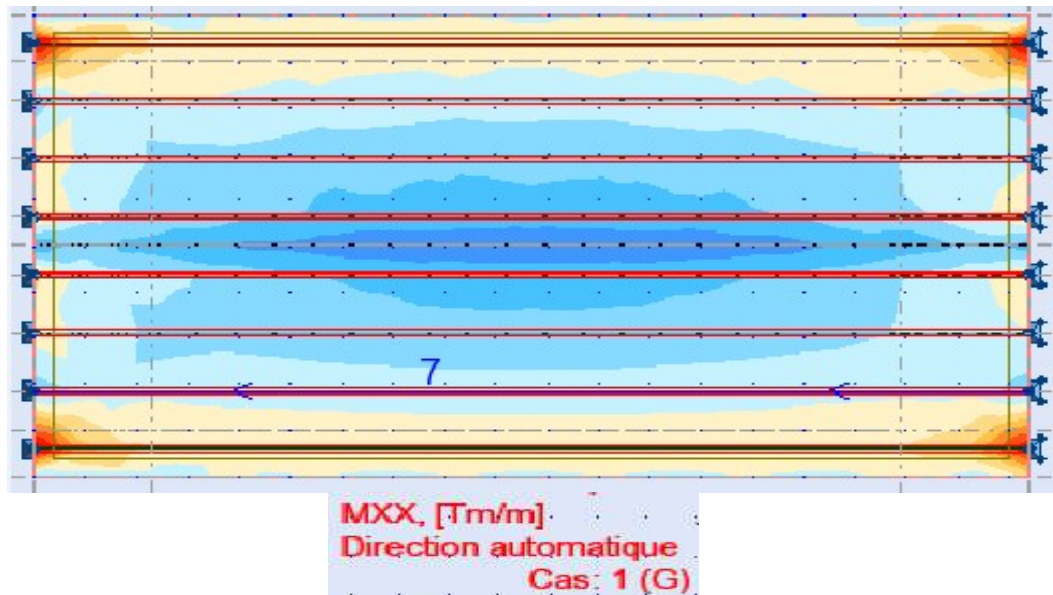


Figure.9.1 : cartographie du moment transversale.

ELU :

	MXX [Tm/m]	MY Y [Tm/m]	MX Y [Tm/m]
MAX	1.78	0.52	0.97
Panneau	27	27	27
Noeud	47	26	231
Cas	5G+1.35D240/1	5G+1.35D240/3	5G+1.35D240/2
MIN	-5.86	-5.01	-1.03
Panneau	27	27	27
Noeud	126	126	258
Cas	5G+1.35D240/2	5G+1.35D240/2	5G+1.35D240/2

Tableau.9.2: valeurs max des moments fléchissant a L'ELU.

ELS :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MYX [Tm/m]
MAX	1.32	0.38	0.72
Panneau	27	27	27
Noeud	47	26	231
Cas	G+D240/1	G+D240/3	G+D240/2
MIN	-4.34	-3.71	-0.76
Panneau	27	27	27
Noeud	126	126	258
Cas	G+D240/1	G+D240/1	G+D240/1

Tableau.9.2: valeurs max des moments fléchissant a L'ELS

En travée : sur appui

$$M_u = 5,86 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_s = 4,34 \text{ t.m/ml.}$$

En appui : en travée

$$M_u = 1,78 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_s = 1,32 \text{ t.m/ml.}$$

3. étude de la flexion longitudinale

Les moments max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } (1,35G + 1,35D240) \text{ (ROBOT)}$$

$$\text{ELS : } (G + D240) \text{ (ROBOT)}$$

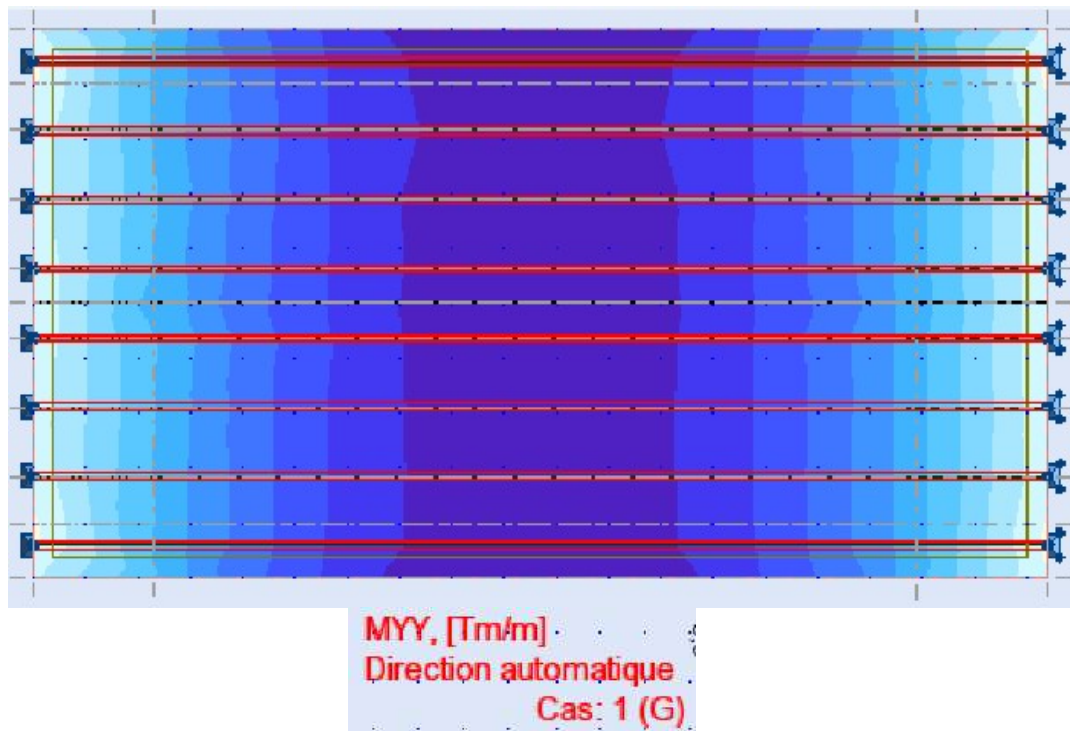


Figure.9.2 : cartographie du moment longitudinale.

En travée : sur appui

$$M_u = 5,01 \text{ t. m/ml}$$

$$M_s = 3,71 \text{ t. m/ml}$$

En appui : en travée

$$M_u = 0,52 \text{ t. m/ml}$$

$$M_s = 0,38 \text{ t. m/ml}$$

4. Ferrailage

On a trouvé que la dalle porte seulement dans le sens transversale ($\alpha = L_x/L_y < 0,4$), donc le calcul de ferrailage sera fait comme suit :

Hypothèses : fissuration préjudiciable.

Acier FeE 400.

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

Le calcul des armatures sera fait sur une bande de **1m** à la flexion simple.

4.1. Sens transversal :

a. En travée :

$$M_u = 5,86 \text{ t.m/ml}$$

$$M_s = 4,34 \text{ t.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,350$$

E.L.U :

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

Section d'armature inférieure : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

Section d'armature supérieure : $A_{su} = 8,93 \text{ cm}^2$.

E.L.S :

$$M_s = 4,34 \text{ t.m/ml}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15,00 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; 150 \cdot 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{n \times \sigma_{bc}}{n \times \sigma_{bc} + \sigma_s} = 0,48$$

$$Z_b = d(1 - \alpha/3) = 14,28 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc} = 8,739 \text{ t.m} \geq 4,34 \text{ t.m} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = M_s / (Z_b \times \sigma_s) = 12,663 \text{ cm}^2$$

b. sur appui :

$$M_{au} = 1,78 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{as} = 1,32 \text{ t.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = 1,35$$

E.L.U :

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

Section d'armature inferieure : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

Section d'armature supérieure : $A_{su} = 2,60 \text{ cm}^2$.

E.L.S :

$$M_{as} = 1,32 \text{ t.m/ml}$$

$$A_{st} = Ms / (Z_b \times \sigma_s) = 3,851 \text{ cm}^2$$

🚧 La Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0,23(f_{t28}/f_e) \times b \times d = 0,23(2,1/400) \times 1 \times 0,17 = 2,05 \text{ cm}^2$$

🚧 Section des armatures :

$$A_s = \max(A_{su}; A_{s \text{ ser}}; A_{s \min})$$

▪ En travée

$$A_s = \max(8,93 ; 12,663 ; 2,05) = 12,663 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 (14,07 cm²)

▪ Sur appui

$$A_s = \max(2,60; 3,851; 2,05) = 3,851 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA10 (4,71cm²)

4.2. le sens longitudinal :**a. En travée :**

$$M_u = 5,01 \text{ t. m/ml}$$

$$M_s = 3,71 \text{ t. m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,35$$

E.L.U :

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

Section d'armature inférieure : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

Section d'armature supérieure : $A_{su} = 7,56 \text{ cm}^2$.

E.L.S :

$$M_s = 3,71 \text{ t. m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15,00 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; 150 \cdot 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{n \times \sigma_{bc}}{n \times \sigma_{bc} + \sigma_s} = 0,48$$

$$Z_b = d(1 - \alpha/3) = 14,28 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \times b \times \bar{d}^2 \times \sigma_{bc} = 8,739 \text{ t. m} \geq 4,34 \text{ t. m} \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = M_s / (Z_b \times \sigma_s) = 10,82 \text{ cm}^2$$

b. sur appui :

$$M_u = 0,52 \text{ t. m/ml}$$

$$M_s = 0,38 \text{ t. m/ml}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,37$$

E.L.U :

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

Section d'armature inferieure : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

Section d'armature supérieure : $A_{su} = 0,75 \text{ cm}^2$.

E.L.S :

$$M_{as} = 0,38 \text{ t. m/ml}$$

$$A_{st} = M_s / (Z_b \times \sigma_s) = 1,108 \text{ cm}^2$$

🚧 La Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0,23(f_{t28}/f_e) \times b \times d = 0,23(2,1/400) \times 1 \times 0,17 = 2,05 \text{ cm}^2$$

🚧 Section des armatures :

$$A_s = \max(A_{su}; A_{s \text{ ser}}; A_{s \min})$$

▪ **En travée**

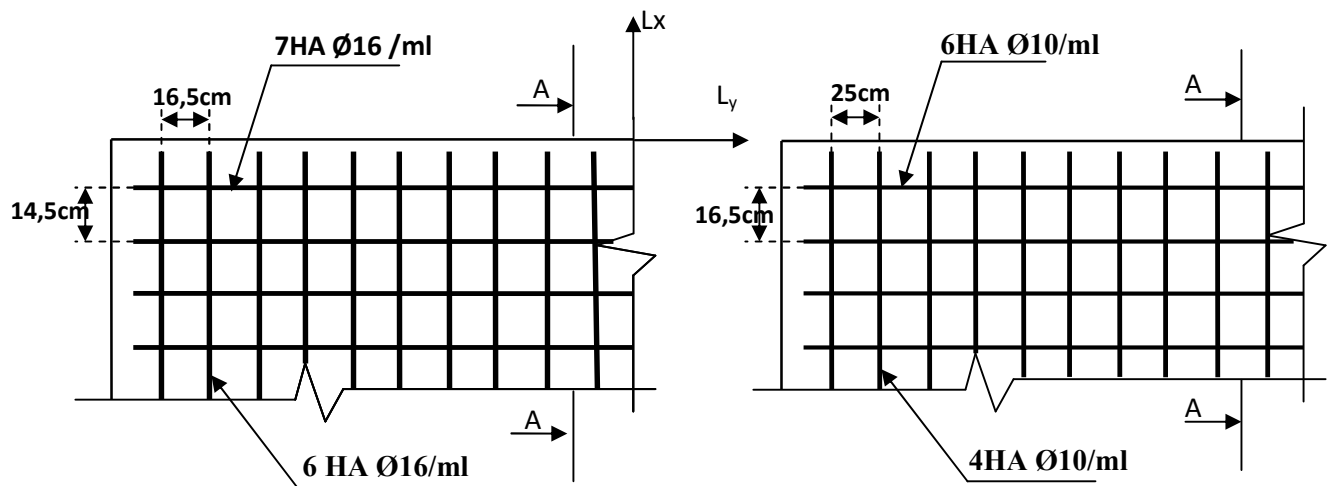
$$A_s = \max(7,56 ; 10,82 ; 2,05) = 10,82 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 (12,06cm²)

▪ **Sur appui**

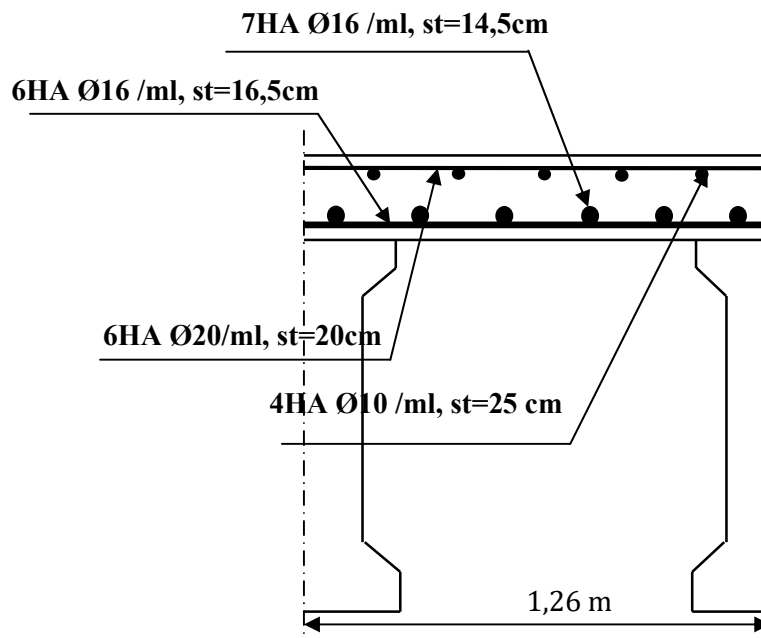
$$A_s = \max(0,75; 1,108; 2,05) = 1,108 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 (3,14cm²)



La nappe inferieure

La nappe supérieure



La coupe A-A

Figure.9.3: plan du ferrailage de la dalle.

1. Introduction

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

- Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

NB : les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche).

2. Déformation de la poutre (calcul des flèches)

2.1. Flèche due au poids propre

$$F_G = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée.

I_G : Moment d'inertie (poutre +hourdis).

M_G :Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$M_G = 84,86 \text{ t. m}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,945 \text{ MPa}$$

$$I_G = 11851742,96 \text{ cm}^2$$

$$F_g = \frac{5 \times 84,86 \times (20)^2}{48 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 11851742,96 \times 10^{-8}} = 0,02465 \text{ m}$$

$$F_G = 2,465 \text{ cm}$$

2.2. Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

M_T : Moment maximum à E. L. S.

$$M_{\text{sur}} = 204,20 - 84,86 = 119,34 \text{ t. m.}$$

$$F_{\text{sur}} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_{\text{sur}} \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$F_{\text{sur}} = \frac{5 \times 119,34 \times (20)^2}{48 \times 12102,945 \times 10^2 \times 11851742,96 \times 10^{-8}} = 0,03467 \text{ m}$$

$$F_{\text{sur}} = 3,467 \text{ cm}$$

2.3. Contre flèche de la précontrainte

Le système du diagramme de la précontrainte qui est parallèle à l'axe de poutre ' f_s ' sera donnée par la formule suivante.

$$f_s = - \int_0^l \frac{M_x}{EI} dx$$

$M_x \cdot dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

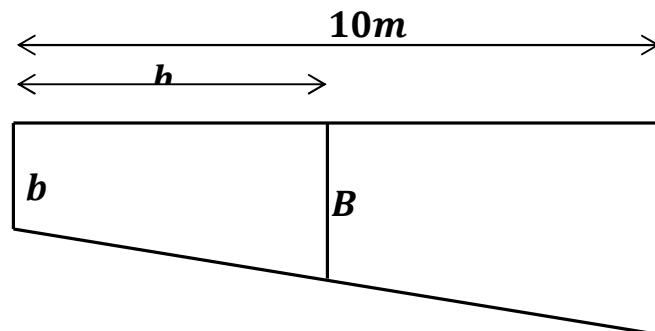


Diagramme des moments dans une poutre

Dans la section considérée on a:

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{p0} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) \times e$$

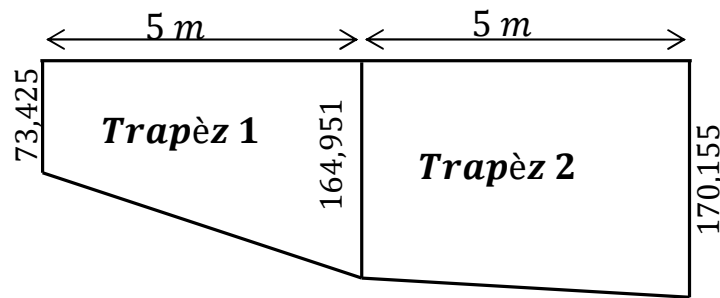
N_p = effort de précontrainte

e = excentricité

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de graviter à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \quad \text{et on a:} \quad f_i = \frac{X_i \cdot A_i}{EI}$$

	N(t)	e(m)	M(t. m)
0	104,02	0,70585	73,423
L/4	219,97	0,74988	164,951
L/2	226,91	0,74988	170,155



Trapèze 1

$$A_1 = \frac{(73,425 + 164,951) \times 5}{2} = 595,94 \text{ m}^2.$$

$$X_1 = \frac{5}{3} \left(\frac{2 \times 164,951 + 73,425}{164,951 + 73,425} \right) = 2,82 \text{ m.}$$

$$X_1 \cdot A_1 = 2,82 \times 595,94 = 1680,55 \text{ m}^3.$$

Trapèze 2

$$A_2 = \frac{(164,951 + 170,155) \times 5}{2} = 837,765 \text{ m}^2.$$

$$X_2 = 5 + \frac{5}{3} \left(\frac{2 \times 170,155 + 164,951}{170,155 + 164,951} \right) = 7,51 \text{ m.}$$

$$X_2 \cdot A_2 = 7,51 \times 837,765 = 6291,62 \text{ m}^3$$

Ainsi le moment statique de cette aire par apport à l'appui de gauche.

$$X_1 \cdot A_1 + X_2 \cdot A_2 = 7972,17 \text{ m}^3$$

$$f_p = \frac{-7972,17}{12102,945 \times 10^2 \times 11851742,96 \times 10^{-8}} = -0,05557 \text{ m}$$

$$f_p = -5,557 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

2.4. Flèche de constriction

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p + f_g) = \frac{3}{4}(5,557 - 2,465) = \mathbf{2,319 \text{ cm}}$$

2.5. Flèche total

2.5.1. En service à vide

$$f = f_c + f_G + f_p = 2,465 - 5,557 + 2,319 = -0,773 \text{ cm}$$

$$f = \mathbf{-0,773 \text{ cm}} < \frac{L}{300} = \frac{2000}{300} = \mathbf{6,667 \text{ cm}} \quad (\text{CV})$$

2.5.2. En service en charge

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = 2,465 - 5,557 + 2,319 + 3,467$$

$$f = \mathbf{2,69} < \frac{L}{300} = \frac{2000}{300} = \mathbf{6,667 \text{ cm}} \quad (\text{CV})$$

3. Calcul des rotations

3.1. Sous le poids propre

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{84,86 \times 20}{3 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 11851742,96 \cdot 10^{-8}} = \mathbf{0,003944 \text{ rad}}$$

$$\beta_G = \mathbf{3,944 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

3.2. Sous les surcharges

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{119,34 \times 20}{3 \times 12102,945 \cdot 10^2 \times 11851742,96 \cdot 10^{-8}} = \mathbf{0,005546 \text{ rad}}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \mathbf{5,546 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

3.3. Sous la précontrainte

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int M_x dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = \frac{2 \left(\frac{(146,845 + 164,951) \times 5}{2} + \frac{(164,951 + 170,155) \times 5}{2} \right)}{2 \cdot 12102,945 \cdot 10^2 \times 11851742,96 \cdot 10^{-8}} = \mathbf{-0,01127 \text{ rad}}$$

3.4. Rotation résultante

3.4.1. En service à vide

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,003944 - 0,01127 = \mathbf{-0,007326 \text{ rad}}$$

3.4.2. En service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{\text{sur}} = 0,003944 - 0,01127 + 0,005546 = \mathbf{-1,78 \times 10^{-3} \text{ rad}}$$

4. Calcul des déplacements d'appuis

4.1. Déplacements due a la rotation

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{-1,78 \times 10^{-3} \times 110}{2} = \mathbf{-0,0979 \text{ cm}}$$

4.2. Déplacements due au retrait

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 1,817 \cdot 10^{-4}$ m

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{1,817 \cdot 10^{-4} \times 20}{2} = \mathbf{0,1817 \text{ cm}}$$

4.3. Déplacements due au fluage

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{\varepsilon_{\text{flu}} \cdot L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_b}{E_i}$$

σ_b : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10,648 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 10,648}{35981,729} = \mathbf{5,92 \times 10^{-4}}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{5,92 \times 10^{-4} \times 20}{2} = \mathbf{0,592 \text{ cm}}$$

4.4. Déplacement du a la variation de la température

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{2000}{10000} = \mathbf{0,20 \text{ cm}}$$

4.5. Déplacement total

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = -0,0979 + 0,1817 + 0,592 + 0,20$$

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \mathbf{0,8758 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = -0,0979 + 0,1817 + 0,592 - 0,20$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \mathbf{0,4758 \text{ c}}$$

1. Introduction

Les tabliers des ponts reposent en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont:

- ✓ Les articulations en béton.
- ✓ Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- ✓ Les appareils d'appui spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appui métalliques.

Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté.

2. Les appareils d'appui en élastomère fretté

Ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène) de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le néoprène étant obtenue par (adhésion) au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général de 8,10 ou 12mm (parfois 20 mm).

Ce type d'appareil d'appui est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton.

Le principal intérêt de ces appareils d'appui, en dehors de leur coût relativement modéré, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillettes de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Pour la liaison entre la poutre et ces supports on a choisi des appareils d'appuis en élastomère fretté à cause des avantages qu'ils présentent :

- ❖ Facilité de mise en œuvre ;
- ❖ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ❖ Ils transmettent des charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

✚ **Les avantages :**

- ✓ Ils sont économiques.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.

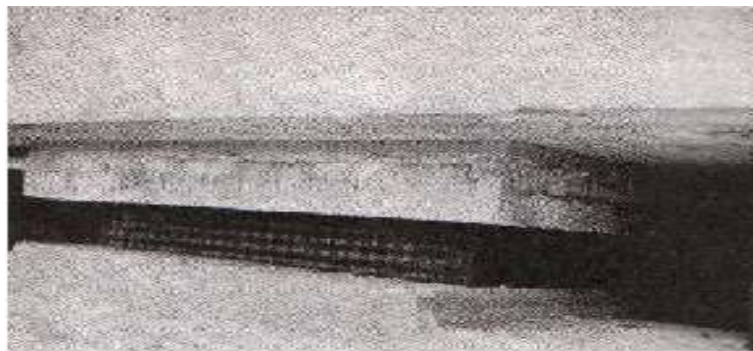
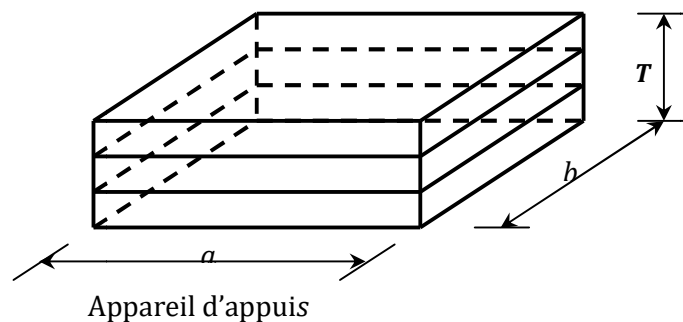


Figure.11.1:Appareil d'appui en élastomère fretté

3. Dimensionnement

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.

La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère. Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G .



3.1. Aire de l'appareil d'appui

D'après la condition de non écrasement :

$$\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a \cdot b}$$

Avec :

σ_m : Contrainte moyenne de compression, elle est limitée à 150 Kg/cm².

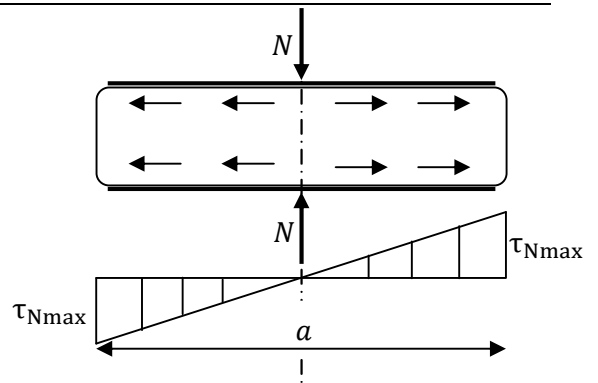
a : Coté parallèle à l'axe de l'ouvrage (longueur de l'appui).

b : Coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage (largeur de l'appui).

N_{max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

$$a \cdot b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m}$$

$$N_{max} = 24,576t \quad \Rightarrow a \cdot b \geq 0.0164m^2$$



3.2. Hauteur nette de l'élastomère

La contrainte de cisaillement (τ_H) du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_H \leq 0,5 G$$

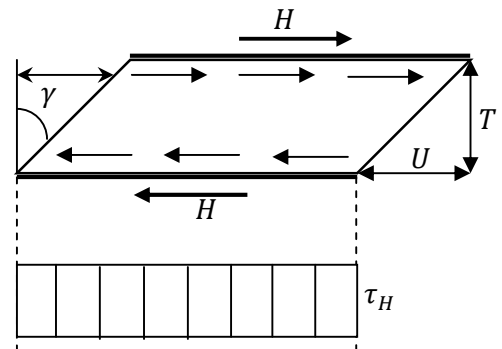
$$\tau_H = G \cdot \text{tg } \gamma = G \cdot \left(\frac{U}{T}\right)$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversale.

Pour les ponts routiers : G = 80 t/m².

U : Déformation lente dû au retrait, fluage et température.



$$U = 0,1817 + 0,592 + 0,20 = 0,9737 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow G \cdot \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0,5 G \quad \Rightarrow T \geq \frac{U}{0,5} \quad \Rightarrow T \geq 1,9474 \text{ cm}$$

On prend : **T = 4 cm**

Soit quatre feuilles d'élastomère d'épaisseur **t = 1cm**.

3.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui

Il faut que la condition de non flambement soit vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{b}{5} \\ a \leq b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T \leq a \leq 10T \\ a \leq b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 20 \leq a \leq 40 \text{ cm} \\ a \leq b \end{array} \right.$$

On prend : **a = 25 cm**

Sachant que:

$$a \cdot b \geq 164 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow b \geq \frac{164}{25} = 6,56 \text{ cm}$$

Et : $b \geq a = 30 \text{ cm}$

On prend : **b = 30 cm**

4. Répartition des efforts sur les appuis

4.1. Action dynamique (efforts du au freinage)

4.1.1. Système B_C

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 \text{ t}$.

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 8} = 1,875 \text{ t}$$

4.1.2. Système $A(l)$

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux travées chargées deux voies chargées.

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

$$H_{A(l)} = F_A = 9,632 \text{ t (Calculé dans le chapitre 4)}$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{9,632}{2 \times 8} = 0,602 \text{ t}$$

4.2. Effort due au vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe horizontal du pont, il développe une pression ($p = 250 \text{ Kg/m}^2$) sur toute la surface du pont.

$$S = 20 \times 1,55 = \mathbf{31 \text{ m}^2}$$

$$H_{ve} = 250 \times 10^{-3} \left(\frac{31}{2 \times 8} \right) = \mathbf{0,484 \text{ t}}$$

4.3. Effort due au séisme

Horizontalement : $\varepsilon_h = 0,25G$

Verticalement : $\varepsilon_v = \mp 0,07G$

Avec le poids propre du tablier : $G = 307,15 \text{ t}$

$$\varepsilon_h = 0,25 \times 307,15 = 76,788 \text{ t}$$

$$\varepsilon_v = \mp 0,07 \times 307,15 = 21,501 \text{ t}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme:

$$\varepsilon_h = \frac{76,788}{2 \times 8} = \mathbf{4,7992 \text{ t}}$$

$$\varepsilon_v = \frac{21,501}{2 \times 8} = \mathbf{1,344 \text{ t}}$$

4.4. Effort due à la déformation (déplacements)

$$\Delta_{\max} = 0,8758 \text{ cm} \quad \text{avec: } \varepsilon = \Delta_{\max}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère : $T = 4 \text{ cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H \cdot T}{G \cdot a \cdot b} \quad \Rightarrow \quad H = \frac{G \cdot a \cdot b \cdot \varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80(30 \times 25 \times 0,8758)10^{-6}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{1,314 \text{ t}}$$

5. Vérification des appareils d'appui

5.1. Calcul des contraintes de cisaillement

5.1.1. Contrainte due à l'effort normal (N)

$$\begin{cases} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{\max}}{a.b} \end{cases} \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{\max}}{\beta.a.b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)} = \frac{30 \times 25}{2 \times 1(25+30)} = \mathbf{6,82}$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{24,576 \times 10^{-2}}{6,82 \times 0,25 \times 0,30} \right) = \mathbf{0,721 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_N = 0,721 < 3G = 2,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

5.1.2. Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow \text{Si l'action H due au freinage.}$$

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow \text{Si l'action H due au séisme.}$$

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G.U}{T} = \frac{0,8 \times 0,9737 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} = \mathbf{0,195 \text{ Mpa}}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a.b} \right) = \left(\frac{4,7992 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} \right) = \mathbf{0,639 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_H = 0,195 + 0,5 \times 0,639 = \mathbf{0,515 \text{ Mpa}} < 0,7 \times 0,80 = 0,560 \text{ Mpa} \quad (\text{C.V})$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a.b} \right) = \left(\frac{1,344 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} \right) = \mathbf{0,179 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_H = 0,195 + 0,5 \times 0,179 = \mathbf{0,285 \text{ Mpa}} < 1,3 \times 0,8 = \mathbf{1,040 \text{ Mpa}} \quad (\text{C.V})$$

5.1.3. Contrainte de cisaillement due à la rotation

$$\tau_{\alpha} = \frac{G \cdot a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 \cdot t^2 \cdot T}$$

$\alpha_0 = 1\%$ rad : Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$\alpha_T = -0,007326$ rad : Rotation en service à vide.

$$\tau_{\alpha} = \frac{0,8 \times 0,25^2 (-0,007326 + 0,01) 10^2}{2 \times 1 \times 10^{-2} \times 4} = \mathbf{0,167 \text{ Mpa}}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} < 5G$$

$$0,721 + 0,515 + 0,167 = \mathbf{1,403 \text{ Mpa}} < 5 \times 0,8 = \mathbf{4 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

5.1.4. Condition de non soulèvement

On doit vérifier de cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normale.

$$\alpha \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min} \text{ l'effort due au poids propre de la poutre intermédiaire}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{17,49 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} = \mathbf{2.332 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{T} = \frac{-0,007326 + 0,01}{4} = \mathbf{0,0006685 \text{ rad}}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 1 \times 10^2 \times 2,332}{6.82 \times 250^2 \times 0,8} = \mathbf{0,00205 \text{ rad}}$$

$$\alpha = 0,0006685 \leq 0,00205 \text{ rad} \quad (\text{C.V})$$

5.1.5. Condition de non glissement

$$\begin{cases} \sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{ Mpa} \\ H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{avec: } f \text{ coefficient de frottement.} \end{cases}$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d'élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{17,49 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} = 2.332 \text{ MPA}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,309$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

✓ Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \cdot U}{T} (a \cdot b) = \frac{0,8 \times 0,9737 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} (0,25 \times 0,30) = \mathbf{0,0146 \text{ MN}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 2,332 \text{ Mpa} \geq 2\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,0146 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,309 \times 17,49 \times 10^{-2} = 0,0540 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

✓ Force horizontale due au séisme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{c \min} = 2,332 \text{ Mpa} \geq 2\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C. V} \\ H_{\epsilon_h} = 0,01344 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,0540 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{C. V} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les contraintes normales et tangentielles peuvent être reprises par les appareils d'appuis choisis.

❖ **Dimensionnement des frettes**

Pour l'acier ordinaire on doit vérifier les conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec: } t_s \geq 2\text{mm.}$$

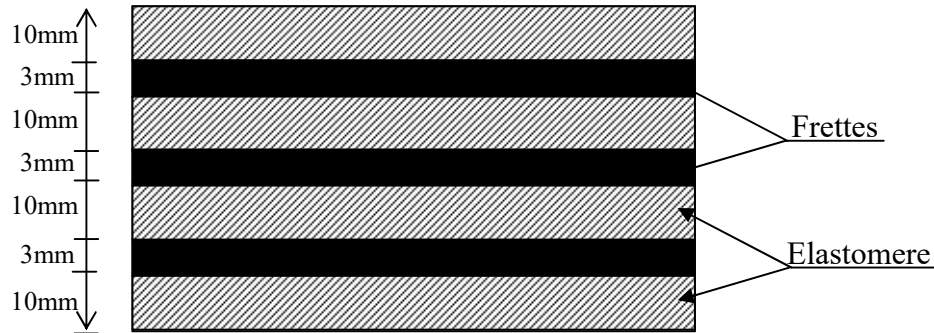
$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{24,576 \times 10^{-2}}{0,25 \times 0,30} = 3,277 \text{ MPA}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPA}$$

$$t_s \geq \frac{250 \times 3,277}{6,82 \times 220} = 0,546\text{mm} \Rightarrow t_s \geq 2\text{mm}$$

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

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 10 \times 4 + 3 \times 3 = 49 \text{ mm}$



6. Les dés d'appuis

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du chevêtre des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

Celles ci seront disposées dans le corps des dés d'appui qui sert à donnée la forme transversale inclinée de 2,5% pour les évacuations des eaux.

6.1. Armatures de chaînages

Elle doit reprendre l'effort N_{max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$ELU : N_{max} = 33,493 \text{ t} = 0,33493 \text{ MN}$$

$$ELS : N_{max} = 24,576 \text{ t} = 0,24576 \text{ MN}$$

Dou:

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 0,33496}{348} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,24576}{240} \right) \right\}$$

$$A_S = \text{Max} \{ 2,406 \text{ cm}^2 ; 2,56 \text{ cm}^2 \}$$

$A_S = 2,56 \text{ cm}^2$ Soit **4 HA 12** dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

6.2. Armatures de diffusion

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- ✓ Frettes supérieurs (ferraillage de surface).
- ✓ Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement).

Frettes supérieures :

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 0,39 \text{ cm}^2; 0,41 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S \text{ sup}} = 0,41 \text{ cm}^2$$

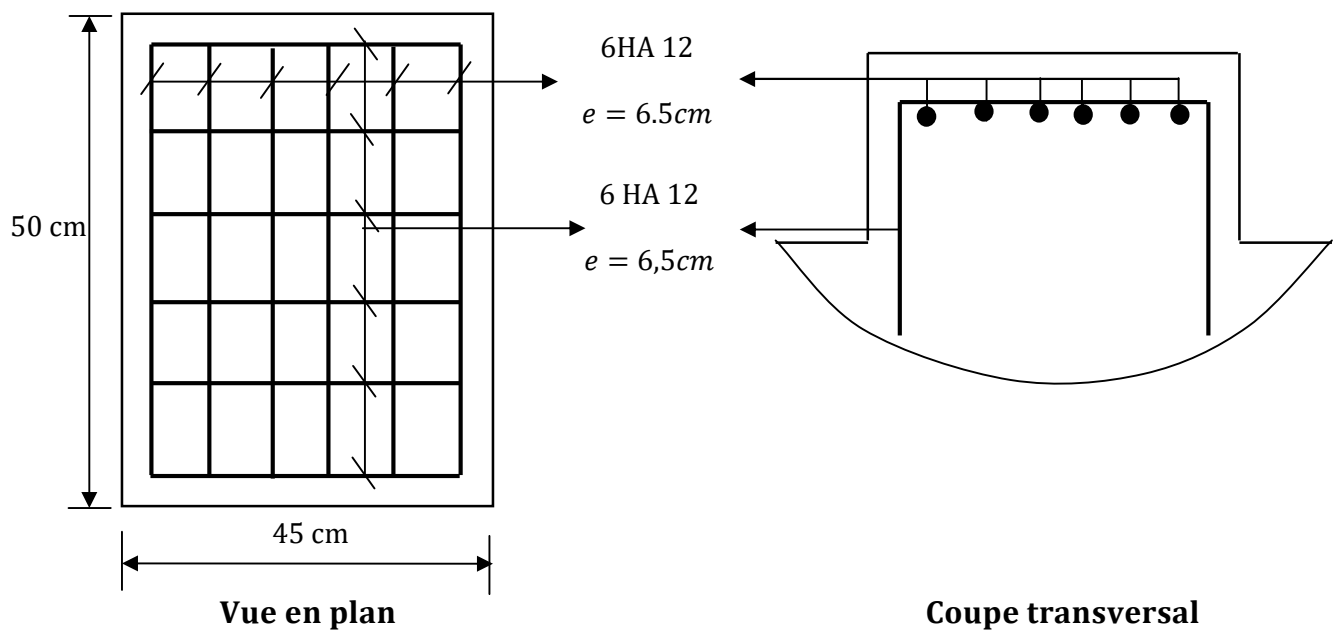
Frettes inférieures :

$$A_S = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \{ 0,96 \text{ cm}^2; 1,02 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{S \text{ inf}} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S \text{ sup}} + A_{S \text{ inf}} = 1,43 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2 \text{ HA } 12$$

Cette armature est disposée dans les deux sens.



7. Les joints de chaussée

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- ✓ L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (souffle).
- ✓ L'intensité du trafic qu'il doit subir, le mot intensité désignant ici aussi bien le débit des véhicules que leur tonnage.

7.1. Les différents types de joint

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- ✓ Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- ✓ Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- ✓ Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota : Vu que notre pont se situe sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi-lourd dont l'ouverture (souffle) est $\geq 50\text{mm}$.

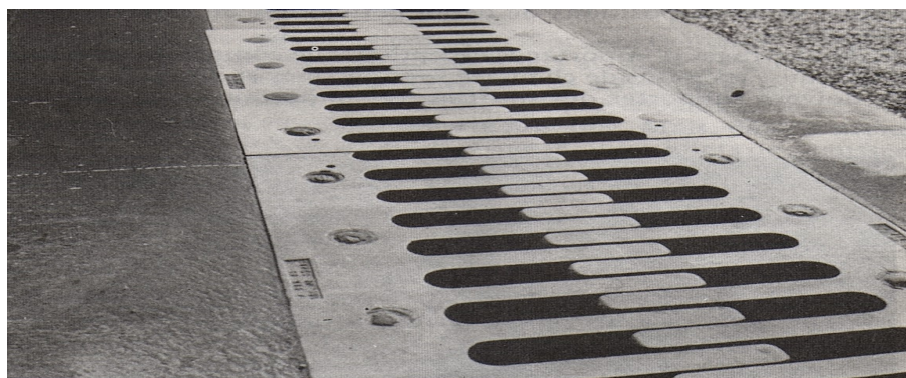


Figure.11.2: joint de chaussée (type WP alu.300)

8. Evacuation des eaux

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers.

De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche-caniveau



Figure.11.3: gargouille

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (cas des ouvrages autoroutiers) ou une double pente en forme de toit (cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée.

La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement : cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qui est convenablement exécutée.

Pour des raisons de commodité, on peut être amené à prévoir une pente générale constante dans le sens transversal, même pour des chaussées bidirectionnelles courantes.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5 % (valeur courante) n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante, surtout si l'ouvrage se trouve en extrémité d'une courbe.

Une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30 m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

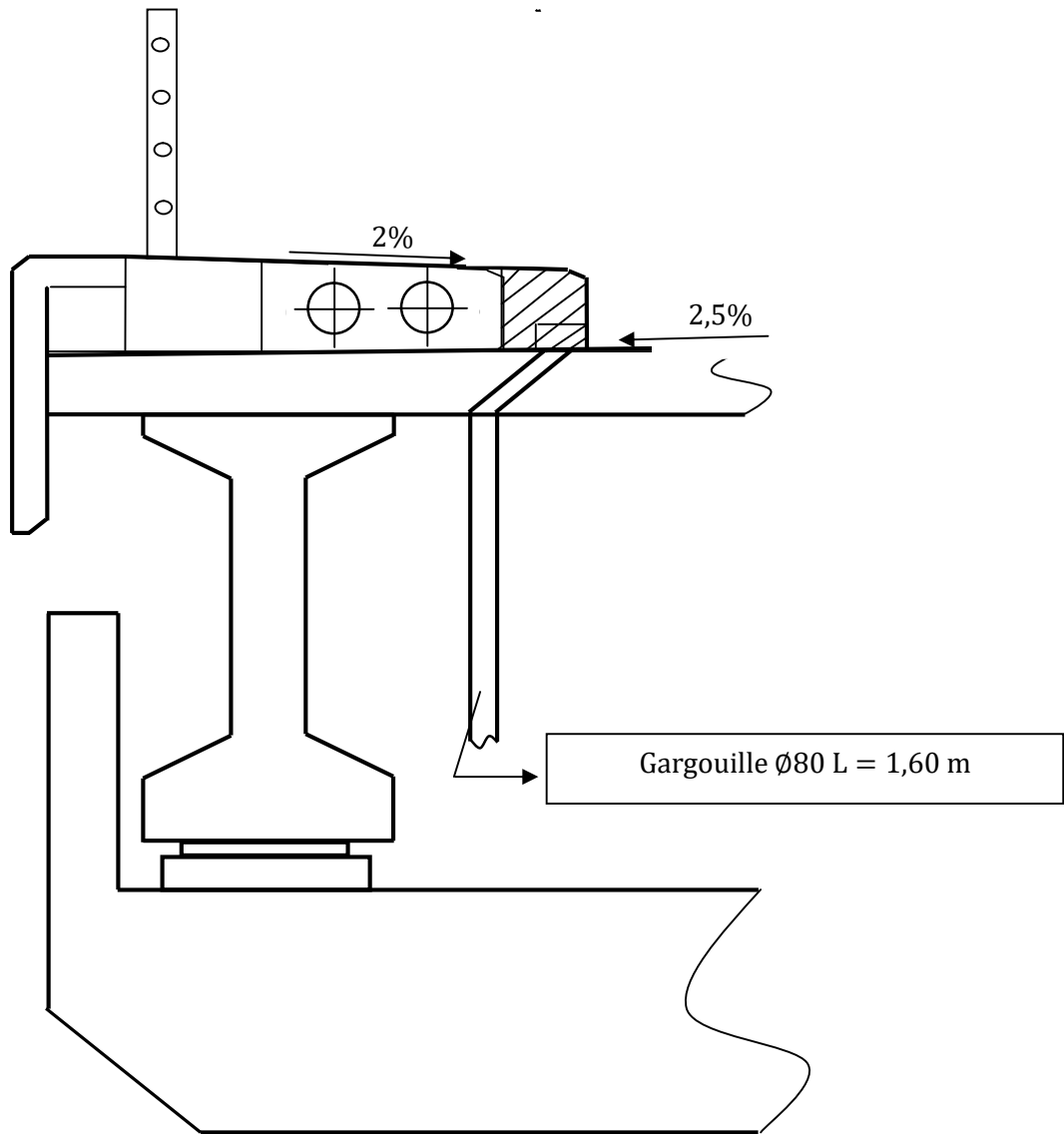


Figure.11.4: disposition des gargouilles

1. Introduction

Une pile est l'appui intermédiaire d'un pont. Son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de la fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un fut et d'une semelle liant les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier).

La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, Hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et l'obstacle (oued, autoroute), leur Dimensionnement dépend de :

- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier à porté ;
- Résistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique.

2. Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantations de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté la solution d'une pile sur poteaux pour les raisons suivantes:

Elle permet 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 et d'évite l'implantation d'un obstacle dans le cours d'eau par la forme hydrodynamique des fûts.

Les principaux types de fondation à rencontrer en pratique sont les : les fondations superficielles et les fondations profondes où les pieux se distinguent selon leur mode de réalisation : pieux forés, pieux battus, pieux moulés sur place avec chemise récupérée, ou laissés sur place.

Le choix d'un type de pieu dépend des caractéristiques géotechniques des sols en place, hydrauliques (les nappes d'eau, risque de liquéfaction dans le cas de sable fin saturés d'eau).

Le rapport de sol propose des fondations profondes type pieux forés de 25m de longueur.

3. Pré-dimensionnement de la pile

3.1. Le chevêtre

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres, il a les dimensions suivantes :

- Longueur : $L = 1,26 \times 7 + 0,59 \times 2 = 10 \text{ m}$;
- Largeur : $b = 0,5 \times 2 + 0,2 + 0,1 \times 2 = 1,4 \text{ m}$;
- Hauteur : $h = 1,2 \text{ m}$.

3.2. Les futs

Chaque pile possède trois fûts de formes cylindriques et de diamètre constant. La hauteur des fûts est imposée par les caractéristiques géométriques du terrain naturel, ils sont encastés dans une semelle rectangulaire de dimensions $(11,4 \times 6 \times 1,5)m$. Ils ont les dimensions géométriques suivantes :

- Le diamètre D est fixée à $= 1,20m$;
- Hauteur : $h = 6,48 \text{ m}$.

3.3. La semelle

D'après le rapport du sol, le système de fondation recommandé est une semelle sur pieux, qui a pour rôle de solidariser les pieux en tête pour avoir une bonne transmission des charges.

D'après FOND72 (fascicule 04) :

- Le diamètre de pieux : $\varnothing_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$.
- Entre axe des pieux : $X = 3 \cdot \varnothing_{\text{pieu}} = 3,6 \text{ m}$.
- Largeur de la semelle : $B_{\text{semell}} = 3 \cdot \varnothing_{\text{pieu}} + 2 \cdot \varnothing_{\text{pieu}} = 6 \text{ m}$.
- Épaisseur de la semelle, : $E_s \geq 1,2 \cdot \varnothing_{\text{pieu}}$, on adopte: $E_s = 1,5 \text{ m}$.

3.4. Les pieux

Pour reprendre les charges et les surcharges de l'ouvrage, on adopte deux files de pieux (Pieux forées), chaque file est composé de quatre pieux diamètre $\varnothing_{\text{pieu}} = 1,2 \text{ m}$.

4. Calcul de la pile

Les surcharges de calcul sont : A(L), Bc, Mc120, D240 et les surcharges sur trottoirs.

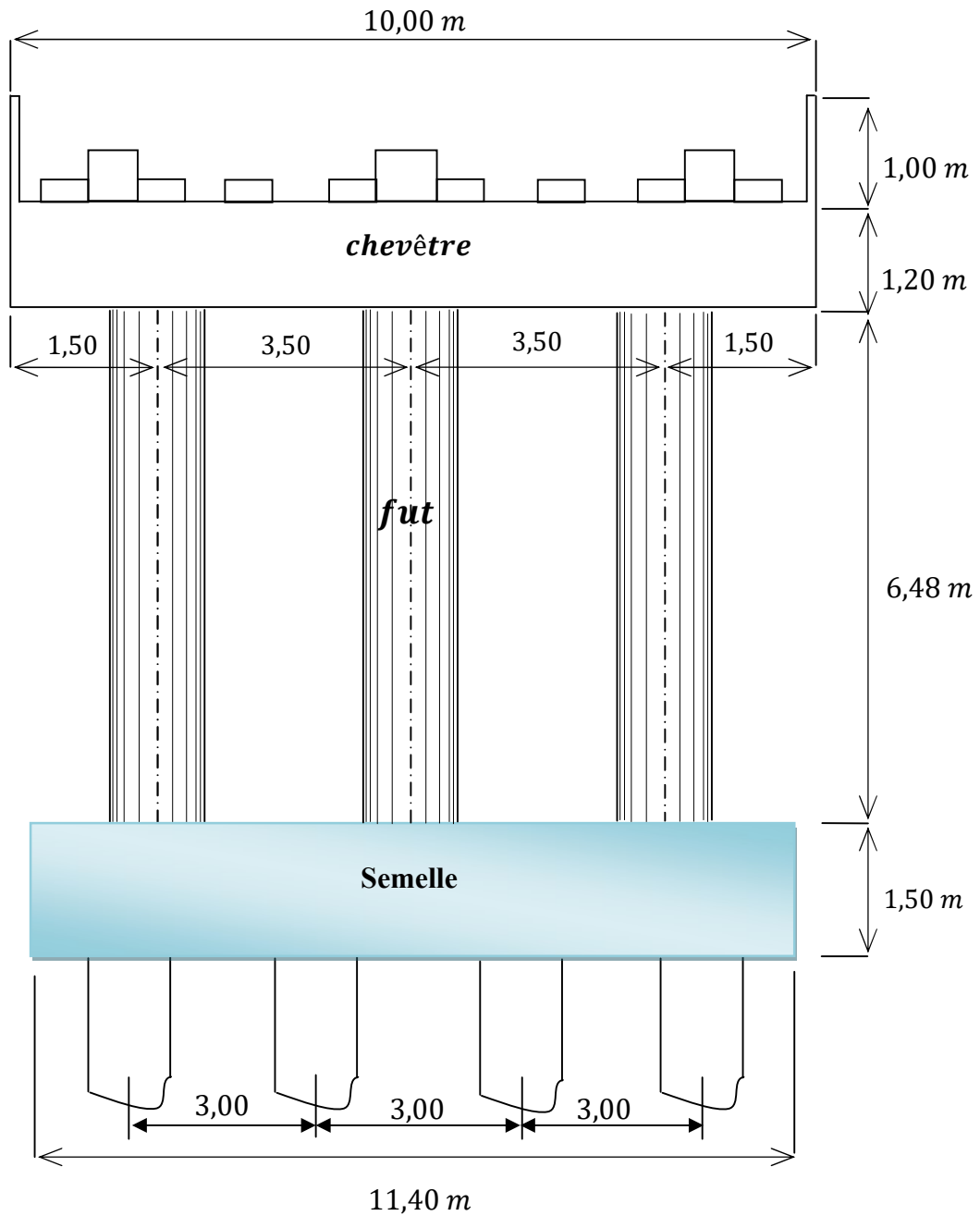


Figure.12.1 : Coupe transversale.

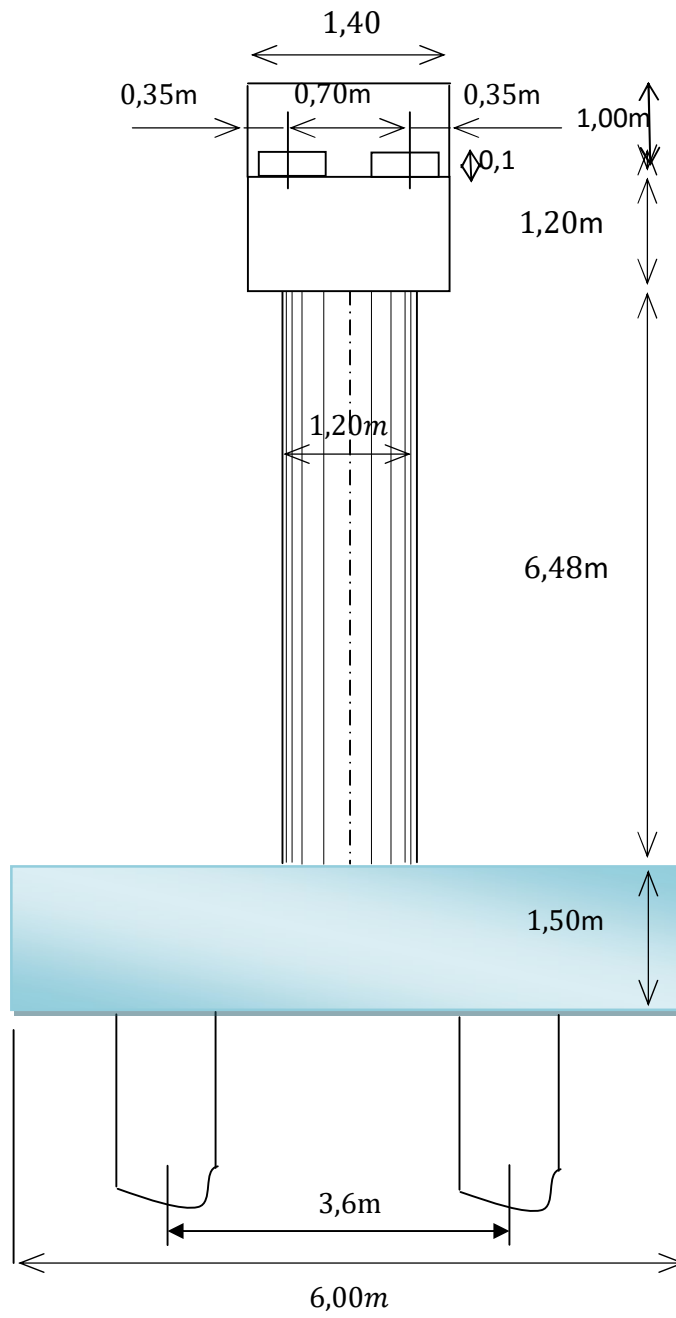


Figure.12.2 : Coupe longitudinale.

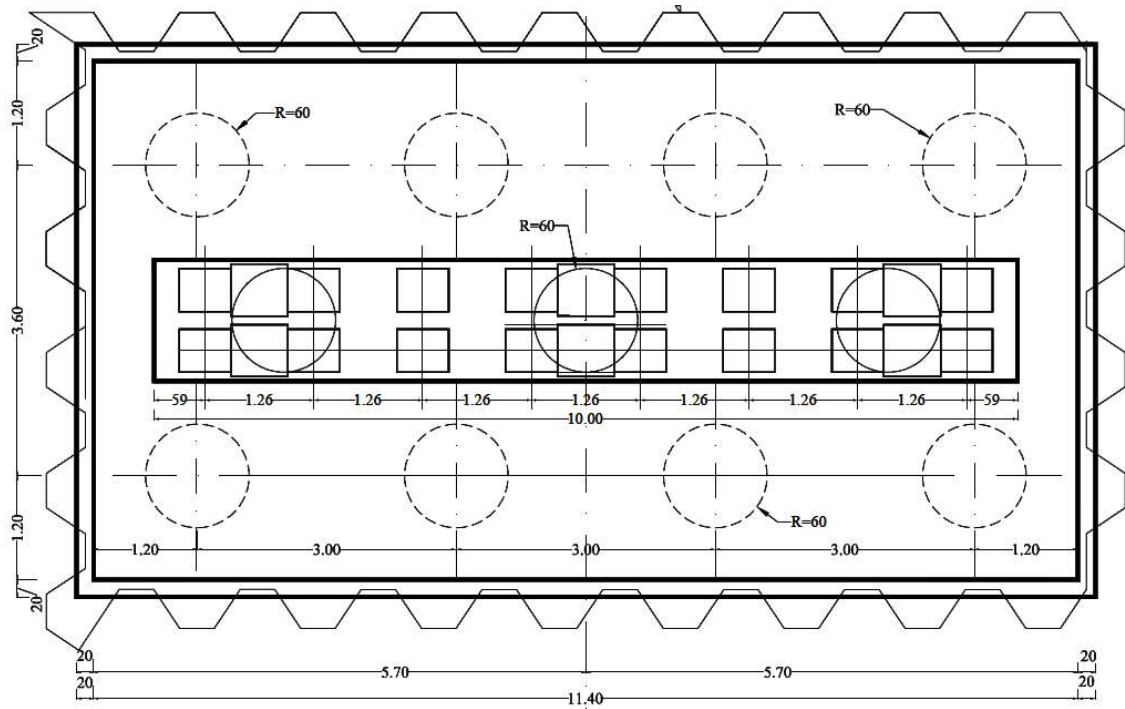


Figure.12.3 : Vue en plan.

4.1. Répartition des charges et surcharges

4.1.1. Charge permanente

Le poids du tablier $G_T = 307,15 \text{ t}$.

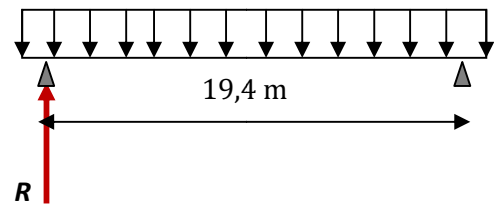
- La réaction due à la charge permanente

Pour une seule travée chargée

$$R = G_T / 2 = 153,575 \text{ t}$$

Pour deux travées chargées

$$R_{TOT} = 2 \times R = 307,15 \text{ t}$$



4.1.2. Surcharges

a. Système A(L)

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{12 + L} \left(\frac{\text{t}}{\text{m}^2} \right)$$

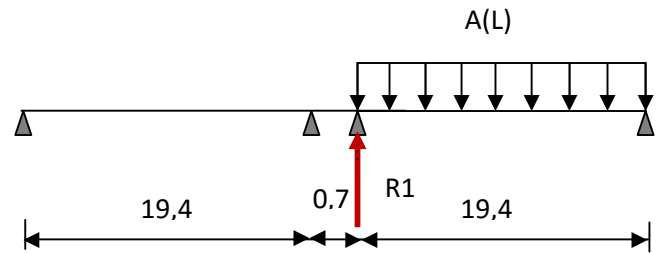
$$a_1 = 1 ; a_2 = 0,875$$

▪ Une seule travée chargée

➤ Deux voies chargées

$$R_1 = A(l) \times 4 \times 2 \times 19,4/2 \times a_1 \times a_2 = 93,7 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \left(\frac{0,7}{2}\right) = 32,795 \text{ t.m}$$

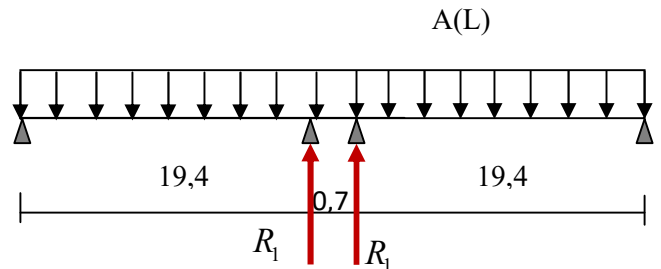


▪ Deux travées chargées

➤ Deux voies chargées

$$R_{TOT} = (A(L') \times 4 \times 2 \times 19,4) \times a_1 \times a_2 = 126,16 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



b. Système Bc

$$\delta_{BC} = 1,14$$

$$b_C = 1,1 \text{ Pour 2VC}$$

▪ Une seule travée chargée

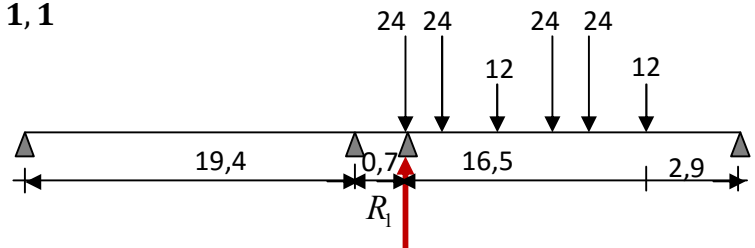
➤ Deux voies chargées : bc = 1, 1

$$R_1 = 76,344 \times 1,14 \times 1,1$$

$$R_1 = 95,74 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,7/2$$

$$M_{LONG} = 33,51 \text{ t.m}$$



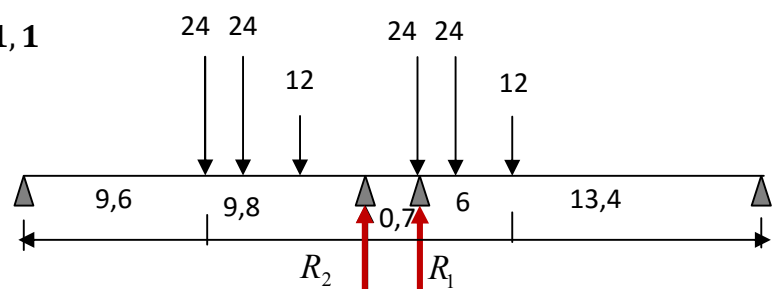
▪ Deux travées chargées

➤ Deux voies chargées : bc = 1, 1

$$R_1 = 54,444 \times 1,14 \times 1,1$$

$$R_1 = 68,27 \text{ t}$$

$$R_2 = 35,256 \times 1,14 \times 1,1$$



$$R_2 = 44,21$$

$$R_{TOT} = R_1 + R_2 = 110,48 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 0,7/2$$

$$M_{LONG} = 8,42 \text{ t.m}$$

c. Système Mc120

$$\delta_{MC} = 1,132$$

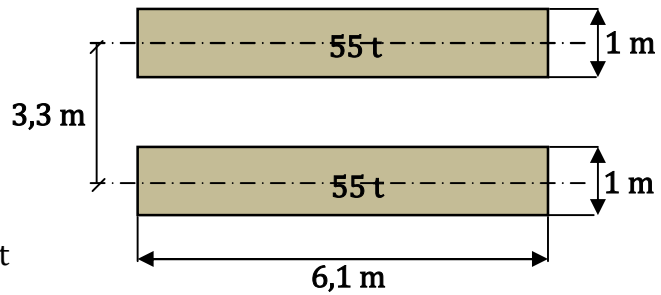
Il y a deux cas :

- Une seule travée chargée

$$R_1 = 92,706 \times 1,132 = 104,94 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,7/2$$

$$M_{LONG} = 36,73 \text{ t.m}$$



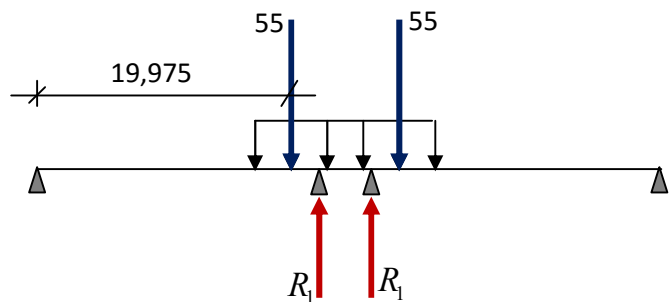
- Deux travées chargées

$$R_1 = 51,173 \times 1,132 = \text{t}$$

$$R_1 = 57,93 \text{ t}$$

$$R_{TOT} = 2 \times R_1 = 115,86 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



d. Système D240

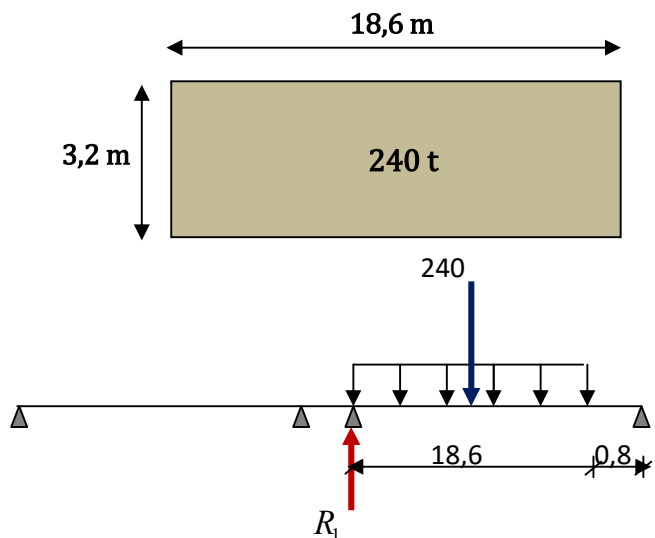
Il y a deux cas :

- Une seule travée chargée

$$R_1 = 124,95$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,7/2$$

$$M_{LONG} = 43,73 \text{ t.m}$$

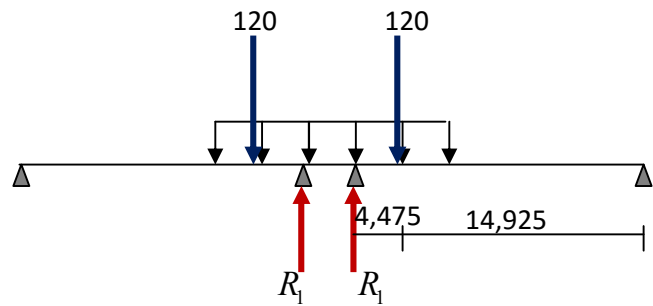


▪ Deux travées chargées

$$R_1 = 92,32 \text{ t}$$

$$R_{TOT} = 2 \times R_1 = 184,64 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



e. Surcharges sur trottoirs

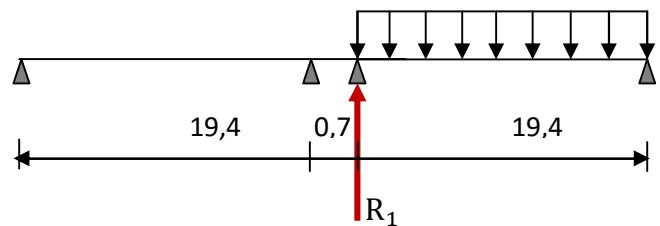
▪ Une seule travée chargée

➤ Deux trottoirs chargés

$$R_1 = 2,91 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 0,7/2$$

$$M_{LONG} = 1,02 \text{ t.m}$$



▪ Deux travées chargées

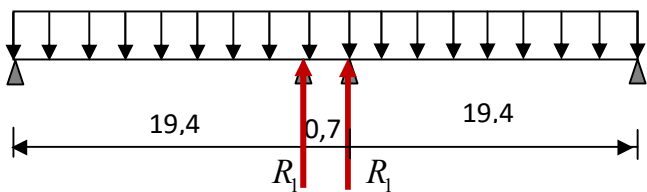
➤ Deux trottoirs chargés

$$R_1 = 2,91 \text{ t}$$

$$R_{TOT} = 2 \times R_1$$

$$R_{TOT} = 5,82 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$



f. La réaction minimale sous le système Bc

Nous avons deux cas :

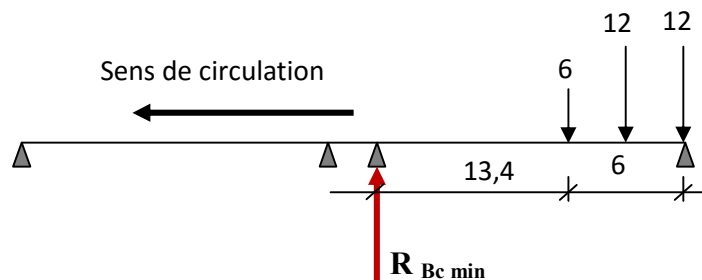
- 1^{er} cas :

$$R_{BC \text{ min}} = 2,783 \times 1,14 \times 1,2$$

$$R_{BC \text{ min}} = 3,81 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BC \text{ min}} \times 0,7/2$$

$$M_{LONG} = 1,33 \text{ t.m}$$



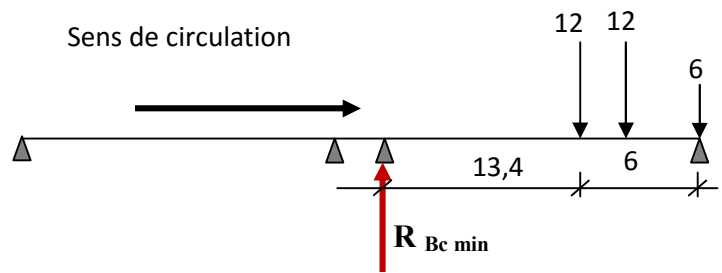
- 2^{ème} cas :

$$R_{BC \min} = 6,495 \times 1,14 \times 1,2$$

$$R_{BC \min} = 8,885 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_{BC \min} \times 0,7/2$$

$$M_{LONG} = 3,11 \text{ t.m}$$



		$R(t)$	$M_l(t.m)$
$A(l)$	2 voies	93,7	32,795
B_c	2 voies	95,74	33,51
$R_{BC \min}$ ←		3,81	1,33
surcharge sur trottoir	2 trottoirs	2,91	1,02
M_{C120}		104,94	36,73
D_{240}		124,95	43,73

Tableau 12.1 : Moment longitudinal pour une seule travée chargée.

		$R(t)$	$M_l(t.m)$
$A(l)$	2 voies	126,16	0
B_c	2 voies	110,48	8,42
surcharge sur trottoir	2 trottoirs	5,82	0
M_{C120}		115,86	0
D_{240}		184,64	0

Tableau 12.2 : Moment longitudinal pour deux travées chargées.

4.1.3. Les efforts horizontaux

a. Freinage

▪ Système A(L)

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

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

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

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{43,1 + 12} = 0,833 \text{ t/m}^2$$

$$S : \text{Surface chargée, soit : } S = (19,4 \times 2 + 0,7) \times 8 = 316 \text{ m}^2$$

$$A = 1,376 \times 1 \times 0,875 \times 316 = 380,464 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 316} \times 380,464$$

$$H_{A(l)} = 18,026 \text{ t}$$

Soit : 2,253 t par appuis

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

$$M_{A(l)} = 2,253 \times (0,1 + 1,2 + 6,48 + 1,5) = 20,91 \text{ t.m}$$

▪ **Systeme Bc**

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

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,1 + 1,2 + 6,48 + 1,5) = 117 \text{ t.m}$$

b. Séisme

- Le poids total de la superstructure :

$$G_{SUP} = 307,15 \text{ t}$$

Le poids du chevêtre et des d'appuis et des plots parasismiques

Le poids du chevêtre

$$P_{CH} = 2,5 \times (10 \times 1,4 \times 1,2) + 2,5 \times (0,2 \times 1,4 \times 1) \times 2 = 43,4 \text{ t}$$

Le poids des dés d'appuis

$$P_d = 0,5 \times 0,6 \times 0,1 \times 2,5 \times 16 = 1,2 \text{ t}$$

Le poids des plots parasismiques

$$P_p = 0,6 \times 0,6 \times 0,66 \times 2,5 \times 6 = 3,564 \text{ t}$$

$$P_{CH} + P_d + P_p = 48,164 \text{ t}$$

Le poids du fut

$$P_{fu} = \pi \times r^2 \times 6,48 \times 2,5 = 18,32 \text{ t}$$

Pour les 03 futs

$$P_{fu} = 18,32 \times 3 = 54,96 \text{ t}$$

Le poids de la semelle

$$P_s = 11,4 \times 6 \times 1,5 \times 2,5 = 256,5 \text{ t}$$

Le poids de la terre sur la semelle

$$P_{ter} = 1 \times [(11,4 \times 6) - 3 \times \pi \times 0,6^2] \times 1,8 = 117,012 \text{ t}$$

Le poids total de la pile

$$P_T = (P_{CH} + P_d + P_p) + 3 \times P_f + P_s + P_t$$

$$P_T = 48,164 + 54,96 + 256,5 + 126,76$$

Le poids total = 486,384 t

▪ L'effort sismique horizontal

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 484,60 = 121,15 \text{ t}$$

▪ L'effort sismique vertical

Minimal : $F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,07) \times 484,60 = 450,68 \text{ t}$

Maximal : $F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,07) \times 484,60 = 518,52 \text{ t}$

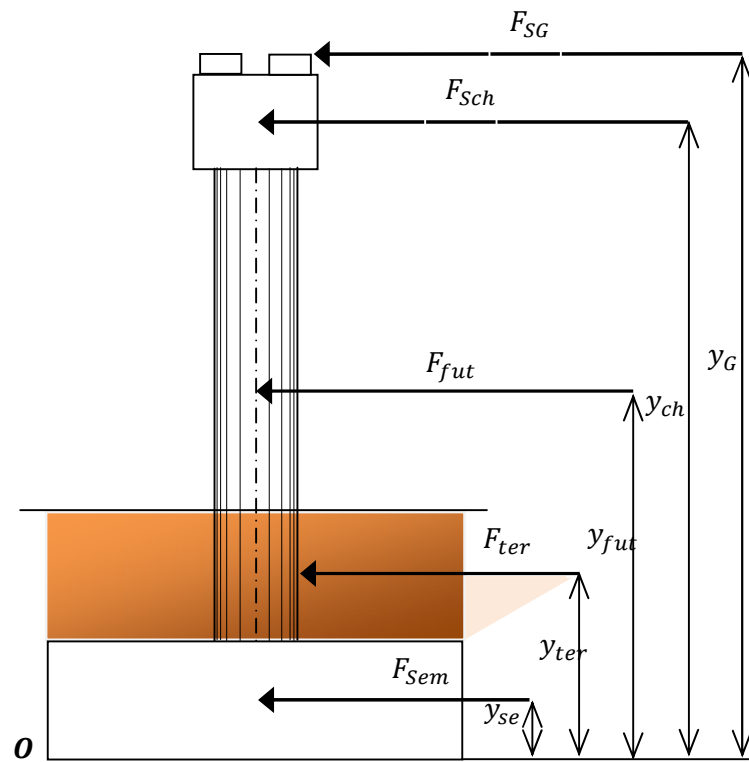


Figure.12.4 : Charge applique à la semelle.

▪ Le moment dû à l'effort sismique

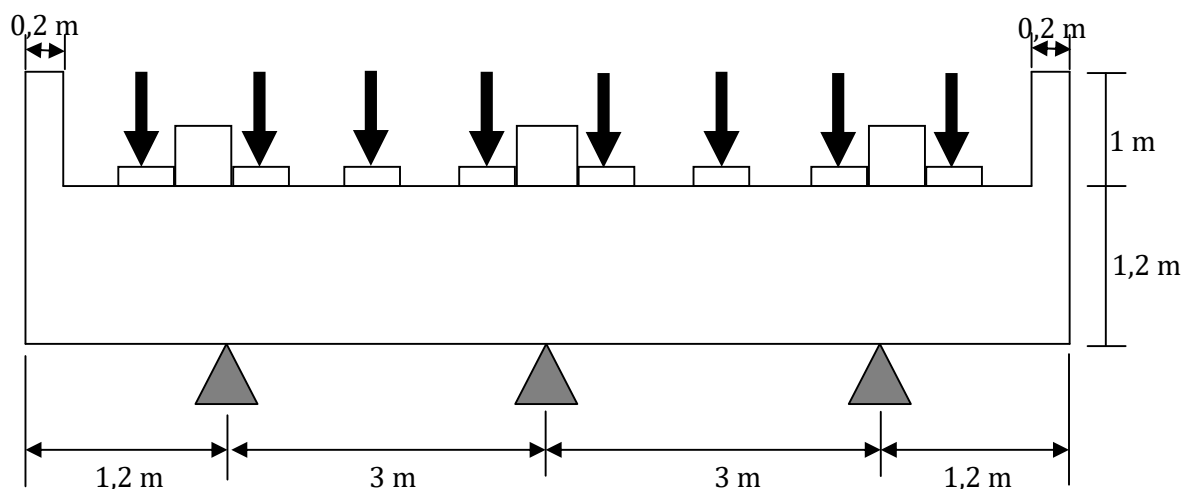
$$M_{FS/0} = \varepsilon_h \times (F_{S_G} \times Y_{FG} + F_{S_{Ch}} \times Y_{ch} + F_{S_{fut}} \times Y_{fut} + F_{S_{terre}} \times Y_{ter} + F_{S_{Sem}} \times Y_{Sem})$$

$$M_{FS/0} = 0,25(307,15 \times 9,28 + 48,164 \times 8,709 + 54,96 \times 4,74 + 117,012 \times 2 + 256,5 \times 0,75)$$

$$M_{FS/0} = 0,25 \times (3956,72) = 989,18 \text{ t.m}$$

4.2. Etude du chevêtre

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



Le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie donnée par les combinaisons suivant :

<i>combinaisons</i>	<i>E. L. U</i>	<i>E. L. S</i>
I	$1,35 G + 1,6[Max(A, B) + tr]$	$G + 1,2[Max(A, B) + tr]$
II	$1,35 G + 1,35Max[M_{C120}, D_{240}]$	$G + Max[M_{C120}, D_{240}]$

D'après les calculs, on à trouvé les résultats suivantes :

<i>combinaisons</i>	<i>E. L. U</i>	<i>E. L. S</i>
I	690,84	513,69
II	728,94	539,95

4.2.1. Calcul des sollicitations :

$$x = (0,75 \times 2) - 1,26$$

$$x = 0,24 \text{ m}$$

Il y a une interférence de 24 cm.

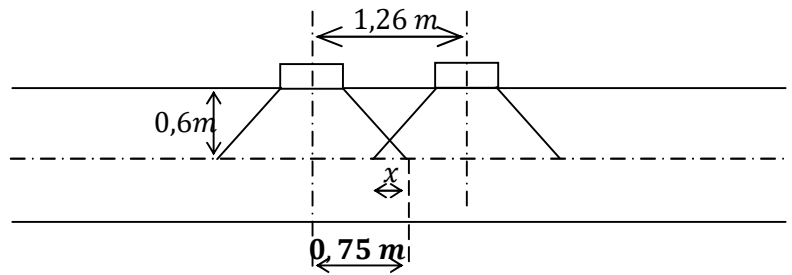


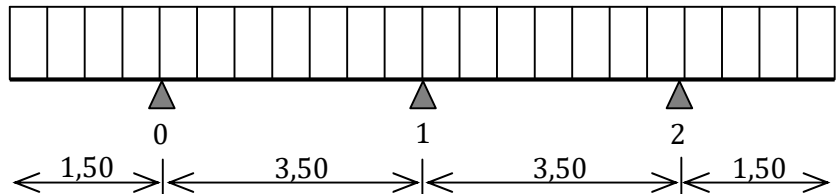
Figure.12.5 : Phénomène d'interférence.

ELU :

$$P_U = \frac{728,94}{10} = 72,89 \text{ t}$$

ELS :

$$P_S = \frac{539,95}{10} = 53,99 \text{ t}$$

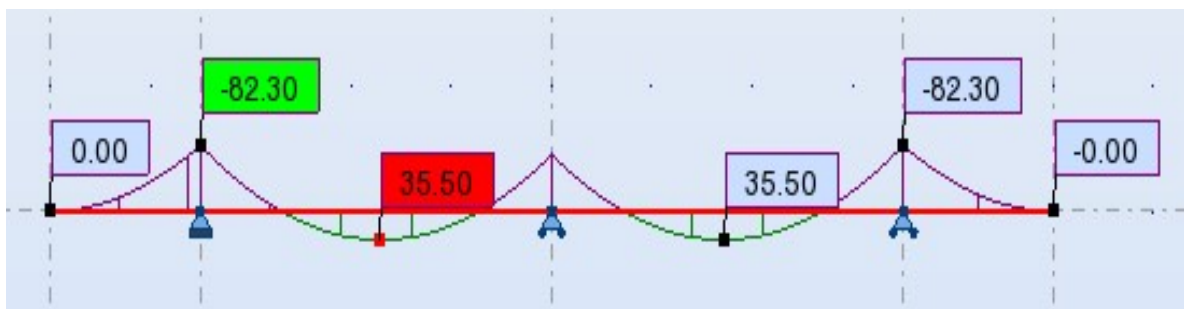


Pour calculer les efforts internes (M, T), on utilise le logiciel ROBOT.

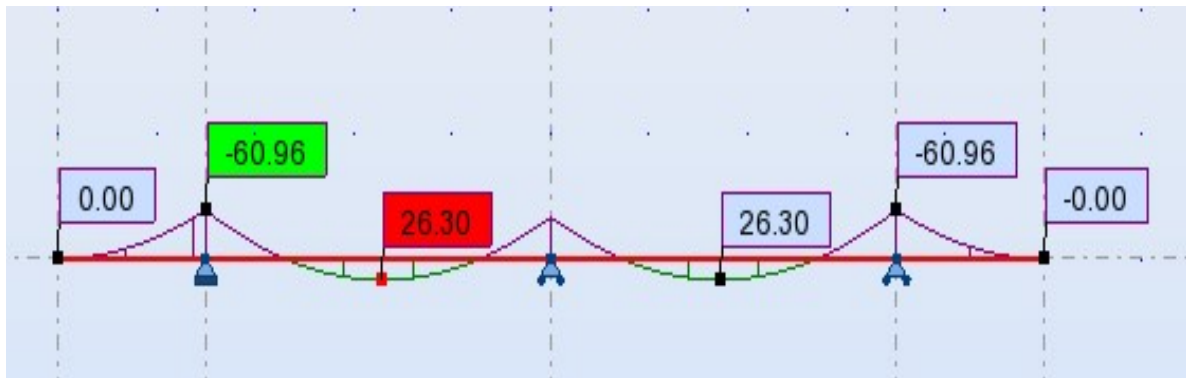
Les résultats sont :

🚩 *Le diagramme des moments fléchissant :*

A PELU :

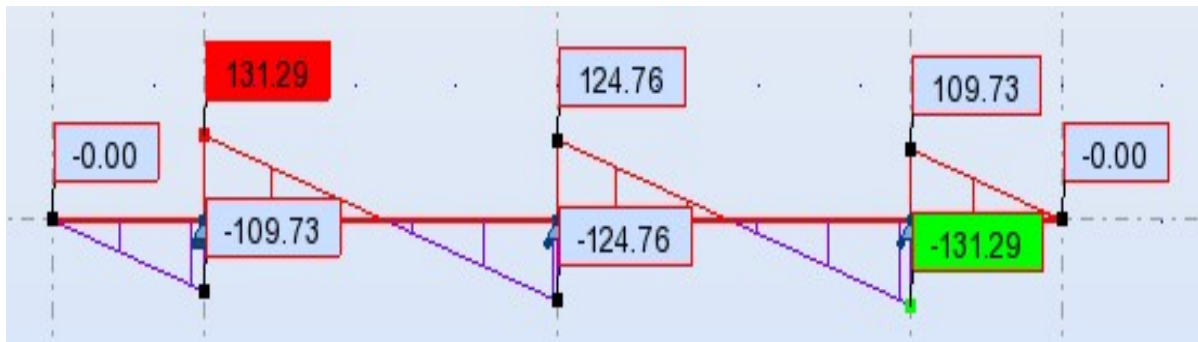


A'ELS :

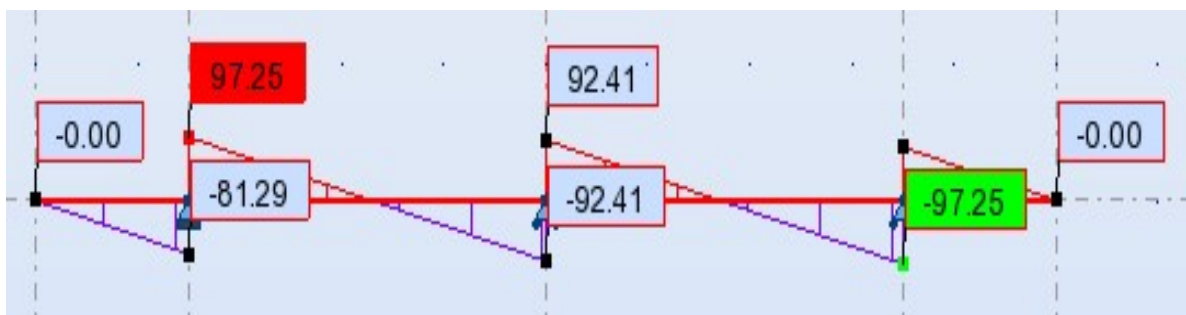


Le diagramme des efforts tranchant

A'ELU



A'ELS



	E.L.U		E.L.S	
	Sur appui	A mi travée	Sur appui	A mi travée
$M_{MAX}(t.m)$	-82,30	35,5	-60,96	26,3
$T_{MAX}(t)$	131,29	/	97,25	/

4.2.2. Ferrailage du chevêtre

$L = 10 \text{ m}$

$b = 1,40 \text{ m}$

$d = 1,20 \text{ m}$

Le ferrailage est calculé par logiciel SOCOTEC :

a. Les armatures longitudinales :

- Sur appui :

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	20,89	cm ²
Section des armatures inférieures :	0,00	cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,042 \text{ m}$

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0,0	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	-26,9	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0,4	MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	16,2	MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	207,3	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	16,2	MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,206 \text{ m}$

- En travée:

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : **0,00** cm²
 Section des armatures inférieures : **8,94** cm²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,019$ m



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **2,4** MPa
 Contrainte des armatures inférieures : **-266,6** MPa
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : **0,0** MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **15,0** MPa
 Contrainte admissible des armatures inférieures : **400,0** MPa
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **15,0** MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,139$ m

- Condition de non fragilité

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c2}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA} \quad A_{Smin} > 0,23 \frac{1,4 \times 1,15 \times 2,1}{400} = 19,44 \text{ cm}^2$$

Finalement on adopte :

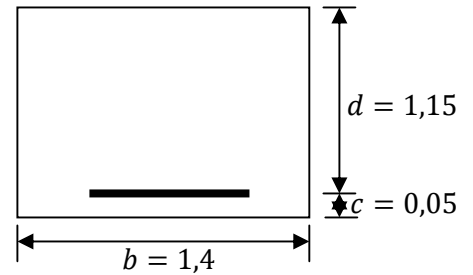
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appui : } A_S = 20,89 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 8\text{HA}25 = 39,27\text{cm}^2 \\ \text{En travée: } A_S = 19,44 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } 8\text{HA}20 = 25,15 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

b. Les armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T = 131,29 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{131,29 \times 10^{-2}}{1,4 \times 1,15} = 0,815 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \alpha = 90^\circ$$



(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,815 - 0,3 \times 2,1) \times 1,4}{0,8 \times 400} = 0,0809 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ **Le pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPA} \right\} = 0,408 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,408 \times 1,4}{400} = 0,1428 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$0,1428 > 0,0809 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > 0,1428 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

▪ **Choix des armatures :**

$$\phi_t \leq \text{MIN} \left\{ \phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \text{MIN}(\{25 ; 34,28 ; 140\})$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ mm}$$

On prend un espacement de 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,1428 \quad A_t = 0,1428 \times 15 = 2,142 \text{ cm}^2$$

4.2.3. Ferrailage du chevêtre à la torsion

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

$$M_t = R \cdot e \quad \text{Avec :}$$

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

Pour avoir le cas le plus défavorable, on charge une seule travée, donc

R est la réaction du au système D240 pour une travée chargée.

$$R_{max} = R(D240) = 124,95t \text{ (Une travée chargée).}$$

$$M_t = R \cdot e = \left(\frac{124,95}{8} \right) \times 0,35 = 5,47 \text{ t.m}$$

On considère le chevêtre comme une console :

$$M_u = 1,35 \cdot M_t$$

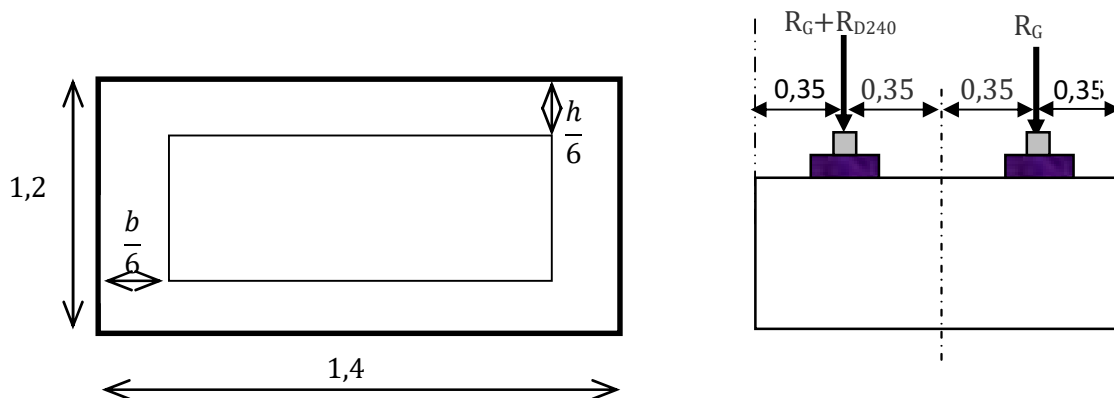


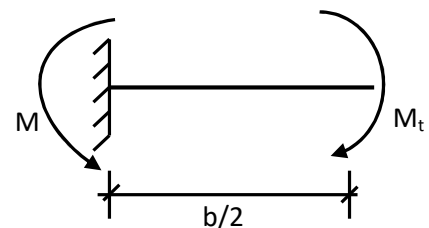
Figure.12.6 : Coupe transversale du chevêtre

a. Les armatures longitudinales

$$A_L = \frac{v \cdot M_t}{2\Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ω : Aire du contour à mi – épaisseur de la paroi.

v : Périmètre du contour



$$v = 2 \times \left[\left(1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) + \left(1,4 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) \right]$$

$$v = 3,47 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(1,2 - \frac{2 \cdot h}{6} \right) \left(1,4 - \frac{2 \cdot b}{6} \right) = 0,7466 \text{ m}^2$$

$$M_u = 1,35 \cdot M_t = 1,35 \times 5,47 = 7,385 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_L = \frac{3,47 \times 7,385 \times 10^{-2}}{2 \times 0,7466 \times \frac{400}{1,15}} = 4,934 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 4,934 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{7,385 \times 10^{-2}}{2 \times 0,7466 \times \left(\frac{400}{1,15} \right)} = 1,422 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,01422 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq 15 \times 0,01422 = 0,2133 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures du chevêtre**

Sur appui : $A_S = 20,89 \text{ cm}^2$; Soit 8HA25 = 39,27 cm²

En travée: $A_S = 19,44 \text{ cm}^2$; Soit 8HA20 = 25,15 cm²

$A_{S \text{ tran}} = 2,124 + 0,2133$; soit 4HA12 = 4,52 cm² St 15

$A_{S \text{ torion}} = 4,934 \text{ cm}^2$; soit 4HA14 = 6,16 cm²

4.2.4. Schéma de ferrailage

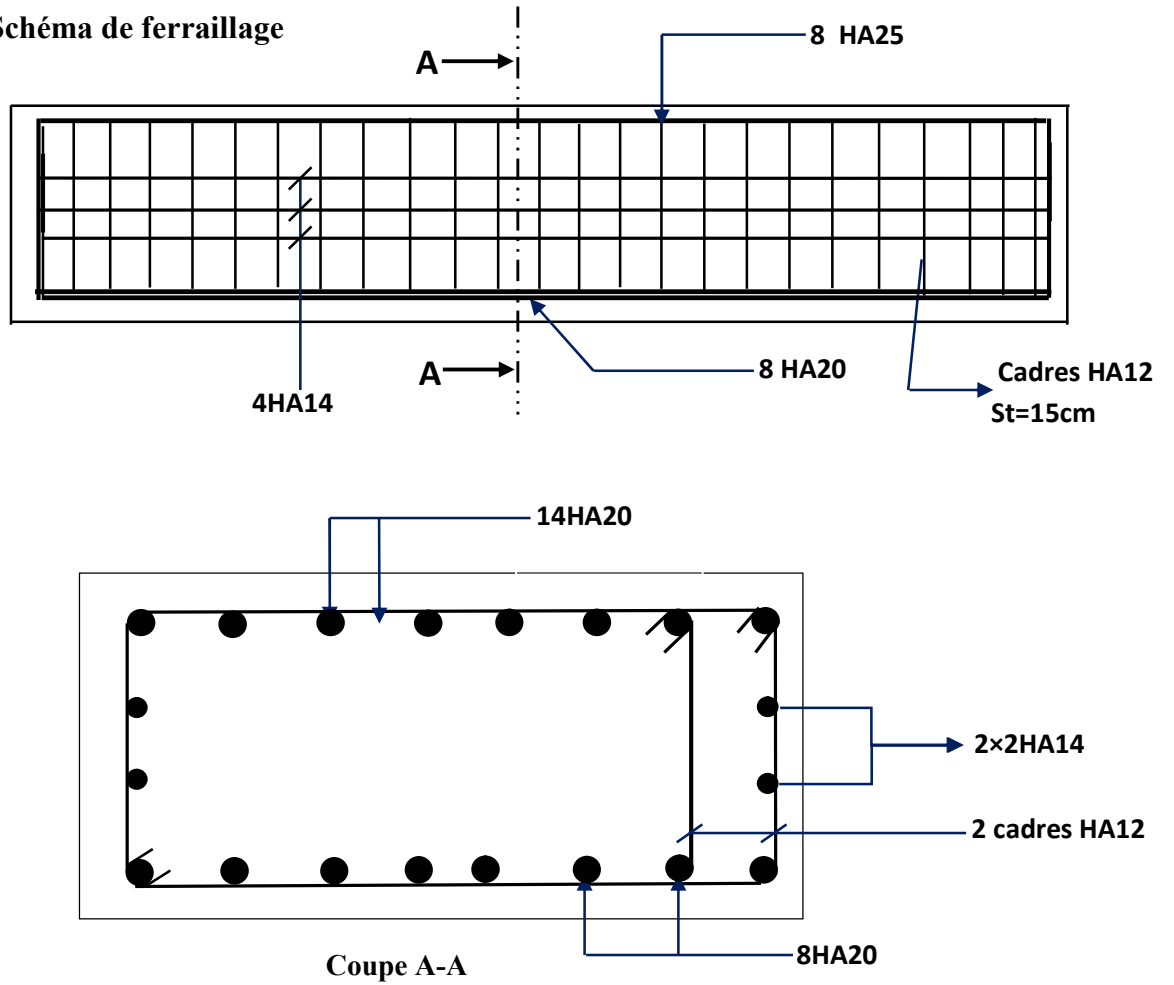


Figure.12.7 : Schéma de ferrailage de la semelle.

4.3. Etude du fut

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

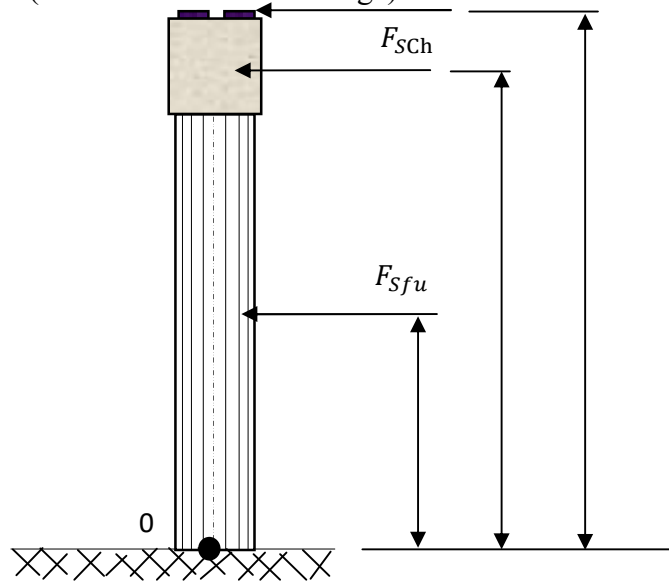


Figure.12.8 : Charges appliquées au fut.

4.3.1. Calcul des sollicitations

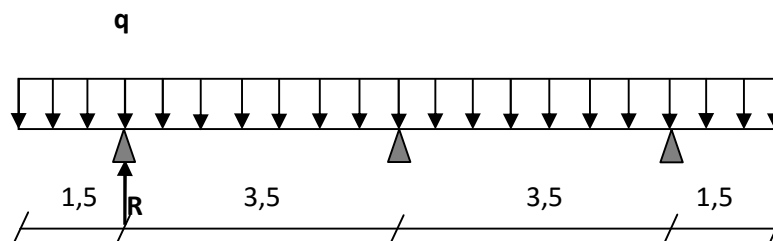
Le fut est soumis aux efforts suivants:

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

a. Le poids du fut

$$G_{\text{fut}} = \pi \times r^2 \times 6,48 \times 2,5 = 18,322 \text{ t}$$

Les réactions dues aux poids du tablier, du chevêtre et aux surcharges sont calculé à l'aide de logicielle ROBOT.



- Pour le tablier

$$q = \frac{G_{\text{tab}}}{10} = \frac{307,15}{10} = 30,715 \text{ t/ml}$$

- Pour le chevêtre

$$q = \frac{G_{\text{ch}}}{10} = \frac{48,164}{10} = 4,816 \text{ t/ml}$$

- Pour les surcharges

$$q = \frac{R_i}{10} \text{ (pour les valeurs de } R_i \text{ voir tableaux : 12.1 et tableaux : 12.2)}$$

b. Réaction du au poids du tablier et du chevêtre

$$R_{\text{tab}} = 104,76 \text{ t.}$$

$$R_{\text{che}} = 16,43 \text{ t.}$$

$$G = G_{\text{fut}} + R_{\text{tab}} + R_{\text{che}} = 18,32 + 104,76 + 16,43 = 139,51 \text{ t.}$$

$$G = 139,51 \text{ t (Pour le fut intermédiaire) .}$$

c. Réaction dues aux surcharges :

Elles sont indiquées au tableau qui suit :

		1 travée chargée	2 travées chargées
A(L) + trot	2.V.C	32,95	45,01
Bc + trot	2fil	33,65	39,67
	Bc min	2,29	/
Mc120		35,79	39,52
D240		42,62	62,98

Tableau 12.3 : Réaction dues aux surcharges.

d. Le freinage :

▪ **Système A(L) :**

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

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

Exemple de calcul pour 02 travée chargée, 02 voies chargée (le cas le plus défavorable) :

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{43,1 + 12} = 0,833 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit : $S = (19,4 \times 2 + 0,7) \times 8 = 316 \text{ m}^2$

$$A = 1,376 \times 1 \times 0,875 \times 316 = 380,464 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 316} \times 380,464$$

$$H_{A(l)} = 18,026 \text{ t}$$

Soit : 2,253 t par appuis

- Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 38,8 m.

	Largeur	S	A(L)	H _{A(L)}
1.V.C	4	155,2	0.833	9,013
2.V.C	8	310,4	0.833	18,026

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

$$M_{A(l)} = H_{A(l)} \times (0,1 + 1,2 + 6,48) = H_{A(l)} \times 7,78.$$

$$M_{A(l)}(02 \text{ trvée, 2. V. C}) = 18,026 \times 7,78 = 140,242 \text{ t. m}$$

- **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec H_{BC} = 30 t, chaque appui supporte une force de freinage égal 30/2 = 15t.

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,1 + 1,2 + 6,48) = 116,7 \text{ t. m}$$

$$\text{Pour chaque fut} = M_{BC} = \frac{116,7}{3} = 38,9 \text{ t. m}$$

			H _{frein}	H _{frein/3}	M _{frein}
A(L)	2trav	1.V.C	9,013	3,004	23,37
		2.V.C	18,026	6,008	46,74
Bc			15	5,000	38,9

e. Le séisme

▪ **L'effort sismique horizontal pour chaque fut**

Tablier : $F_{tH} = \epsilon_h \cdot R_t = 0,25 \times 104,76 = 26,19 \text{ t.}$

Chevêtre: $F_{chH} = \epsilon_h \cdot R_{ch} = 0,25 \times 16,43 = 4,11 \text{ t.}$

Fut : $F_{fuH} = \epsilon_h \cdot G_{fut} = 0,25 \times 18,32 = 4,58 \text{ t.}$

sol sur semelle : $F_{terH} = \epsilon_h \cdot G_{ter} = 0,25 \times \frac{117,012}{3} = 9,751 \text{ t.}$

$F_{H\text{ tot}} = 44,63 \text{ t.}$

▪ **L'effort sismique vertical**

$G_T = R_{cv} + R_{se} + R_{fu} = 139,51 \text{ t}$

➤ **Minimal :** $F_{V\text{ MIN}} = (1 - \epsilon_v) \times G_T = (1 - 0,07) \times 139,51 = 138,53 \text{ t}$

➤ **Maximal :** $F_{V\text{ MAX}} = (1 + \epsilon_v) \times G_T = (1 + 0,07) \times 139,51 = 140,49 \text{ t}$

▪ **Le moment dû a l'effort sismique horizontal**

$M_{FS/0} = (F_{tH} \times Y_t + F_{chH} \times Y_{ch} + F_{fuH} \times Y_{fu} + F_{terH} \times Y_{ter})$

$M_{FS/0} = (26,19 \times 7,78 + 4,11 \times 7,08 + 4,58 \times 3,24 + 9,751 \times 1)$

$M_{FS/0} = 257,45 \text{ t.m.}$

4.3.2. Calcul des combinaisons

Dans cette partie, on va calculer l'effort normal **N** et le moment longitudinal **M_{long}** qui se résultent dans le fut sous les différentes combinaisons, ainsi qu'on va calculer la section d'armature pour chaque combinaison en utilisant **SECOTEC**.

a. Conditions normales

- **Combinaison 01** : G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] +trottoir (2 trott chargé, 2 trav).

$$N = G + R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot}$$

- **Combinaison 02** : G+D240 ou Mc120

$$N = G + R(D_{240} ou M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} ou M_{C120})$$

				N(t)	M _{long}	e (cm)	A _S (cm ²)
1	02 través	A(l)	2.V.C	184,52	74,78	40,53	0,00
		Bc	2file	179,18	75,71	42,25	0,00
2	M _{C120}			179,03	0,00	0,00	0,00
	D ₂₄₀			202,49	0,00	0,00	0,00

b. Conditions sismique

- **Séisme longitudinal (// à l'axe du pont)**

- **Combinaison 03** : G+E.

$$N = F_{Vmin} = 138,53 t.$$

$$M_{long} = 257,45 t. m.$$

- **Combinaison 04** : G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir (2 trott chargé, 2 trav).

$$N = F_{Vmin} + 0,6[A(L)(ou Bc)]$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot}$$

				N(t)	M _{long}	e (cm)	A _s (cm ²)
3				138,53	257,47	185,85	129,91
4	02 través	A(l)	2.V.C	183,54	285,51	155,55	141,62
		Bc	2file	178,2	285,86	160,41	142,92

❖ Exemple de calcul

Pour la Combinaison **01** (cas de Bc 2fils ; 2 travée chargées).

G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] +trottoir (2 trotto chargé, 2 trav)

$$N = G + R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{long} = 1,6(M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot}$$

$$N = 139,51 + 39,67 = 179,18 \text{ t}$$

$$M_{long} = 1,6(8,42 + 89,9) = 75,71 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{75,71}{179,18} = 0,4225 \text{ m} \quad e = 42,25 \text{ cm}$$

D'après les calculs faits, la section d'armatures maximale par **SECOTEC** est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison **04** avec :

$$N = 178,2 \text{ t.}$$

$$M_{long} = 285,86 \text{ t.m.}$$

$$e = 160,41 \text{ cm.}$$

$$A_s = 142,92 \text{ cm}^2$$

4.3.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} \quad , B = \frac{\pi r^2}{4} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{\pi \cdot \phi^4}{64}}{\frac{\pi r^2}{4}}} = \sqrt{\frac{\phi^2}{16}} = \frac{\phi}{4}$$

$$i = \frac{\phi}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3 \text{ m}$$

$$I_f = 0,7.1 = 0,7 \times 6,48 = 4,536 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{4,536}{0,3} = 15,12$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50 ; \text{MIN} \left(\frac{67 \times e}{\phi} , 100 \right) \right]$$

$$\lambda' = \text{MAX} \left[50 ; \text{MIN} \left(\frac{67 \times 1,604}{1,2} , 100 \right) \right] = 89,56 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 34,667 < \lambda' = 89,56 : \quad \text{Pas de risque de flambement.}$$

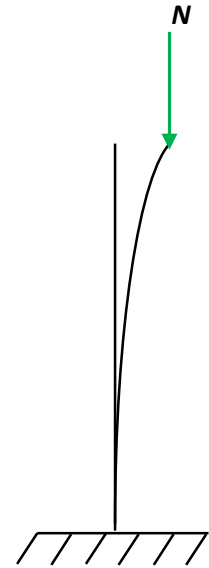


Figure12.9 : Effet de flambement.

4.3.4. Calcul de ferrailage

a. Longitudinal

Le résultat obtenu par *SECOTEC* est : $A_s = 142,92 \text{ cm}^2$

On va faire un calcul manuel en introduisant 02 excentricités supplémentaires :

$$N = 178,2 \text{ t.}$$

$$M = 285,86 \text{ t.m.}$$

$$e = 160,41 \text{ cm.}$$

Dans le calcul, on prend comme section de fut, une section carrée ayant une même aire que celle circulaire, on a donc :

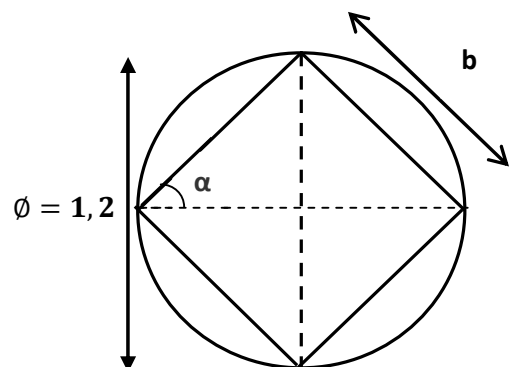
$$b^2 = \pi r^2 \quad , b = 0,6\sqrt{\pi} = 1,0635 \text{ m}$$

▪ Calcul de a et b'

$$a = (0,337. h - 0,81. c). b. h. f_{bu}$$

$$h = b = 1,0635 \text{ m}$$

$$c = 0,05 \text{ m}$$



$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$a = 510,56 \text{ t.m}$$

$$b' = N_u \cdot (d - c) - M = 317,71 \times (1,0635 - 0,05) - 285,86 = 36,139 \text{ t.m}$$

$a > b' \Rightarrow$ la section sera calculée à la flexion simple avec:

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_a + e_2).$$

e_1 : l'excentricité du premier ordre.

e_a : l'excentricité aditionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : l'excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_1 = \frac{h}{2} - c + e_0 = 208,57 \text{ cm}$$

$$e_\alpha = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 2,529 \text{ cm}) = 2,529 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{h \cdot 10^4} \cdot (2 + \alpha \cdot \phi). \quad \alpha = \frac{M_G}{M(\phi + G)} \cdot 2 = 0; \quad M_G = 0; \quad \phi = 2$$

$$e_2 = 2,369 \text{ cm}$$

$$e_r = e_1 + e_\alpha + e_2 = 2,134 \text{ m}$$

$$M_U = N_U \cdot e_r = 380,278 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,245 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,073$$

$$Z_{bl} = d \times (1 - 0,4\alpha_u) = 0,578$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z_{bl} \times \sigma_s} + A_{sc} \times \frac{\sigma_{sce}}{\sigma_{se}} = 189,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_u - \frac{N_U}{\sigma_s} = 189,15 - 51,23 = 137,92 \text{ cm}^2$$

- **La section d'armature minimale**

$$A_{Smin} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times \pi \times 0,6^2}{100} = 56,5487 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 142,92 \text{ cm}^2 > A_{Smin} = 56,5487 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 142,92 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{30 \text{ HA } 25}$$

- b. Transversal**

$$\tau_u = \frac{T_U}{\varnothing \cdot b}$$

$$T_U = \text{Effet de séisme + effet de freinage)}$$

$$T_U = 44,63 + \frac{15}{3} = 49,63 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{\varnothing \cdot b} = \frac{49,63 \cdot 10^{-2}}{1,2 \times 1,0635} = 0,388 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN}\{0,1f_{c2}, 3\text{MPA}\} = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,388 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Diamètre des armatures**

$$\varnothing_t \leq \text{MIN}\left\{\frac{h}{35}, \varnothing_{long}, \frac{b}{10}\right\} = \text{MIN}\left\{\frac{648}{35}, 25, \frac{106,35}{10}\right\} = 10,63 \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \leq 10,63 \text{ cm}$$

- **Espacement**

$$S_t \leq \text{MIN}\{0,9b; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ Section d'armature transversale

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{b \cdot \tau_u}{0,8 \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{1,0635 \times 0,388}{0,8 \times 400} \cdot 0,2 = 2,58 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit **HA 12** avec un espacement **St = 20 cm**.

4.4. Etude de la semelle

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

- Longueur : $D = 11,4 \text{ m}$;
- Largeur : $B = 6 \text{ m}$;
- Épaisseur : $E = 1,5 \text{ m}$.

4.4.1. Calcul des charges

a. Charges permanentes

- Superstructure :
 $G_{\text{sup}} = 307,15 \text{ t}$.
- Chevêtre :
 $G_{\text{CH}} = 48,164 \text{ t}$.
- Fût :
 $G_{\text{fu}} = 54,96 \text{ t}$ (pour les 03 futs).
- Poids de la semelle :
 $G_{\text{sem}} = 256,5 \text{ t}$.
- Poids des terres :
 $G_{\text{ter}} = 117,012 \text{ t}$.
- Le poids total de la pile :
 $G_{\text{pile}} = 486,384 \text{ t}$.
- Le poids total :
 $G_T = 486,384 + 307,15 = \mathbf{793,534 \text{ t}}$.

b. Les surcharges

Elles sont indiquées au tableau -1- et -2- .

c. Le freinage

▪ **Système A(l)**

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

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,1 + 1,2 + 6,48 + 1,5) = HA(L) \times 9,28$$

▪ **Système Bc**

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

Le moment crée par l'effort de freinage

$$M_{BC} = 15 \times (0,1 + 1,2 + 6,48 + 1,5) = 139,2 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	2 travées	2.V.C	18,026	167,28
Bc			15	139,2

d. Le séisme

▪ **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,25 \times 793,534 = 198,384 \text{ t}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

➤ **Minimal :** $F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,07) \times 793,534 = 737,987 \text{ t}$

➤ **Maximal :** $F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,07) \times 793,534 = 849,081 \text{ t}$

- **Le moment dû a l'effort sismique :**

$$M_{FS}/0 = \varepsilon_h \times (F_{S G} \times Y_{FG} + F_{S Ch} \times Y_{ch} + F_{S fut} \times Y_{fut} + F_{S terre} \times Y_{ter} + F_{S Sem} \times Y_{Sem})$$

$$M_{FS}/0 = 0,25(307,15 \times 9,28 + 48,164 \times 8,709 + 54,96 \times 4,74 + 117,012 \times 2 + 256,5 \times 0,75)$$

$$M_{FS}/0 = 0,25 \times (3956,72) = 989,18 \text{ t.m}$$

4.4.2. Vérification de la stabilité du groupe des pieux sous pile

Le groupe des pieux est dite en stable lorsque l'effort maximal supporte par un pieu est inférieur à la capacité portante du pieu.

D'après le rapport du sol $\bar{Q} = 156,43 \text{ t}$

a. Calcul des combinaisons

Les combinaisons qu'on va calculer sont celles calculées précédemment dans le calcul du fut, la différence est que l'effort normal sera majoré ainsi que les convois D240 et Mc120 seront combinés avec le séisme.

- **Conditions normales**

- **ELU :**

- **Combinaison 01 :** G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] +trottoir (2 trot chargés, 2trav).

$$N = 1,35 G + 1,6 R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{long} = 1,6((M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot})$$

- **Combinaison 02 :** G+D240 OU Mc120

$$N = 1,35 G + 1,35 R(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(D_{240} \text{ ou } M_{C120})$$

			N	M _{long}	ΣY _i ²	Σx _i ²	R _{MAX}	R _{MIN}
2 travées	A(l)	2.V.C	1143,29	267,65	25,92	90	161,498	124,324
	Bc	2file	1134,74	236,19	25,92	90	158,24	125,44
M _{C120}			1124,62	0,00	25,92	90	140,578	140,578
D ₂₄₀			1156,29	0,00	25,92	90	144,536	144,536

➤ **ELS :**

- **Combinaison 01 :** G+A(L) (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] +trottoir (2 trot chargés, 2trav).

$$N = G + 1,2 R[A(L)(ou Bc)] + trot$$

$$M_{long} = 1,2((M_{long}[A(L)(ou Bc)]) + M_{frein} [A(L)(ou Bc)] + M_{trot})$$

- **Combinaison 02 :** G+D240 OU Mc120

$$N = G + R(D_{240} ou M_{C120})$$

$$M_{long} = M_{long}(D_{240} ou M_{C120})$$

			N	M _{long}	ΣY _i ²	Σx _i ²	R _{MAX}	R _{MIN}
2 travées	A(l)	2.V.C	847,55	200,74	25,92	90	119,884	92,003
	Bc	2file	841,14	177,14	25,92	90	117,444	92,841
M _{C120}			833,05	0,00	25,92	90	104,131	104,131
D ₂₄₀			856,51	0,00	25,92	90	107,064	107,064

- Conditions sismiques
- Séisme longitudinal (// à l'axe de pont)

- Combinaison 03 : G+E

$$N = F_{V_{\max}} = 849,081 \text{ t}$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} = 989,18 \text{ t.m}$$

$$R_{\text{MAX}} = 188,073 \text{ t}$$

$$R_{\text{MIN}} = 94,963 \text{ t}$$

- Combinaison 04 : G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir (1tro chargé, 2trav)

$$N = F_{V_{\max}} + 0,6[A(L)(\text{ou Bc})]$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}}[A(L)(\text{ou Bc})]) + M_{\text{frein}} [A(L)(\text{ou Bc})] + M_{\text{trot}}$$

			N(t)	M _{long}	∑Y _i ²	∑x _i ²	R _{MAX}	R _{MIN}
2 travées	A(l)	2.V.C	876,09	1089,55	25,92	90	185,133	33,848
	Bc	2file	872,88	1077,75	25,92	90	183,954	34,266

❖ Exemple de calcul

❖ Combinaison 04 : G+E+A(L) (ou Bc) +trottoir (1tro chargé, 2trav)

$$N = F_{V_{\max}} + 0,6 A(L)$$

$$N = 849,081 + 0,6 \times 45,01 = 876,09 \text{ t.}$$

$$M_{\text{long}} = M_{\text{siesme}} + 0,6(M_{\text{long}} A(L) + M_{\text{frein}} A(L) + M_{\text{trot}}) = 1089,55 \text{ t.m.}$$

b. L'effort revenant a chaque pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :

Chaque fût ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par les formules suivantes :

$$I_x = \sum I_0 + S y^2 \quad , I_0: \text{ Est négligeable par rapport à : } S y^2$$

$$I_x = \sum S y^2$$

On a la section des pieux est le même donc :

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{I_x} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{I_y}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{S_t} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum S y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$\sigma_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{S \cdot \sum x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \sigma_{i \min}^{\max} \cdot S = \frac{N_t}{n \cdot s} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{S \cdot \sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum S x_i^2}$$

$$R_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_{LONG} \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{TRAN} \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

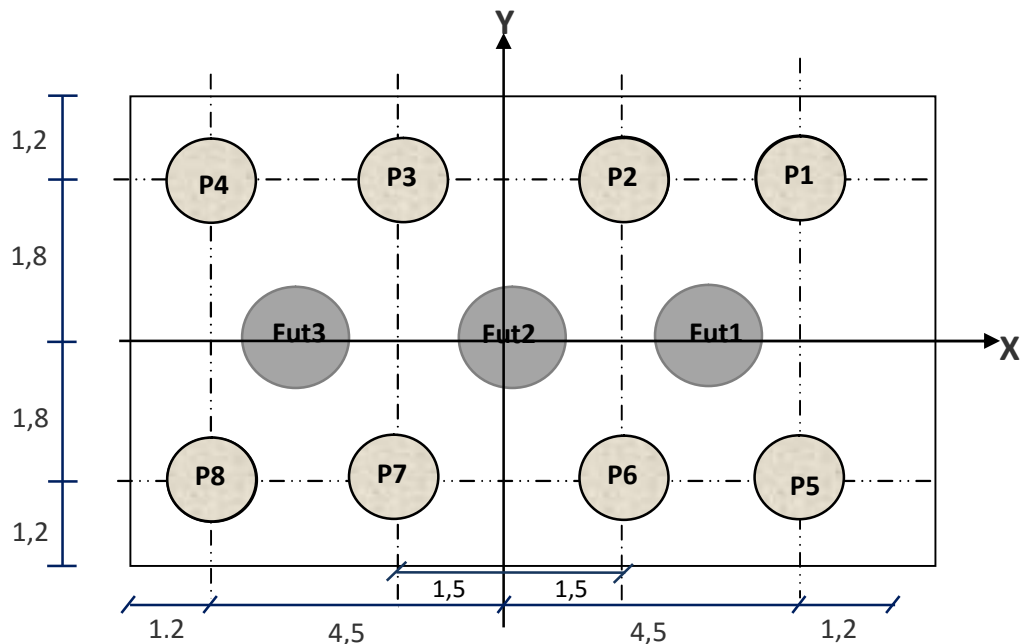


Figure.12.10 : Disposition des pieux.

$R_{MAX} = 185,133 \text{ t} < \bar{Q} = 216,76 \text{ t}$: Pas de risque de tassement

$R_{MIN} = 33,848 > 0 \text{ t}$: Pas de risque de soulèvement

4.4.3. Ferrailage de la semelle

a. Les armatures transversales

▪ Les armatures inferieures

$R_{MAX} = 185,133 \text{ t}$

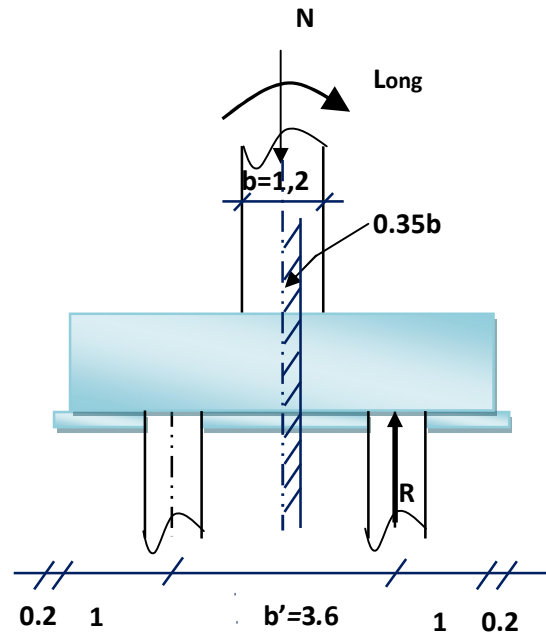
$N = 876,09 \text{ t}$

$M_{LONG} = 1089,55 \text{ t.m}$

$$e_0 = \frac{M_{ULONG}}{N_t} = \frac{1089,55}{876,09} = 124,365 \text{ cm}$$

$$b/6 = 120/6 = 20 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{b}{6}$$



On applique la méthode des moments

$f_{c28} = 25 \text{MPa}$

$f_e = 400 \text{MPa}$

Fissuration préjudiciable

On a : $R_{max} = 185,133 \text{ t}$

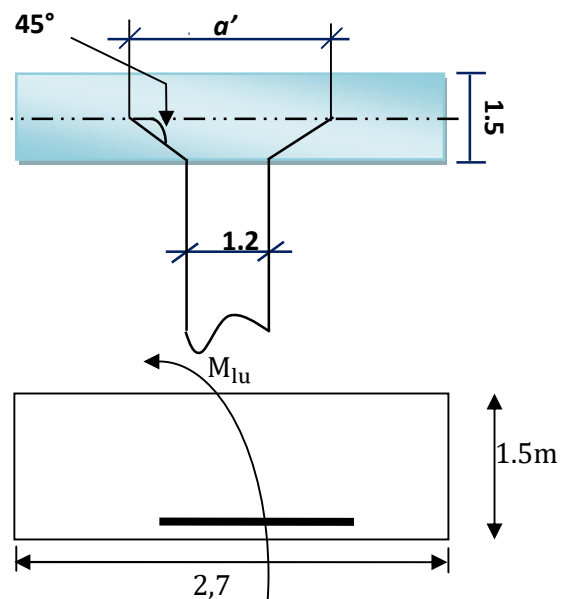
$$M_1 = R_{MAX} \left(\frac{b'}{2} - 0.35 \times b \right)$$

$$M_1 = 185,133 \times \left(\frac{3.6}{2} - 0.35 \times 1.2 \right) = 255,48 \text{ t.m}$$

a' : Est au feuillet moyenne avec

$$a' = \phi_{pieu} + 2 \left(\tan 45^\circ \times \frac{h}{2} \right) = 1.2 + 0.75 \times 2$$

$$a' = 2.7 \text{m}$$



Après calcul par logiciel SOCOTEC, on a obtenu la section

$$A_{ti} = 51,51 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 17\text{HA}20 = 53,41 \text{ cm}^2 ; S_T = 16 \text{ cm}$$

- Les armatures supérieures

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{51,51}{10} = 5,151 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2, S_T = 40 \text{ cm}$$

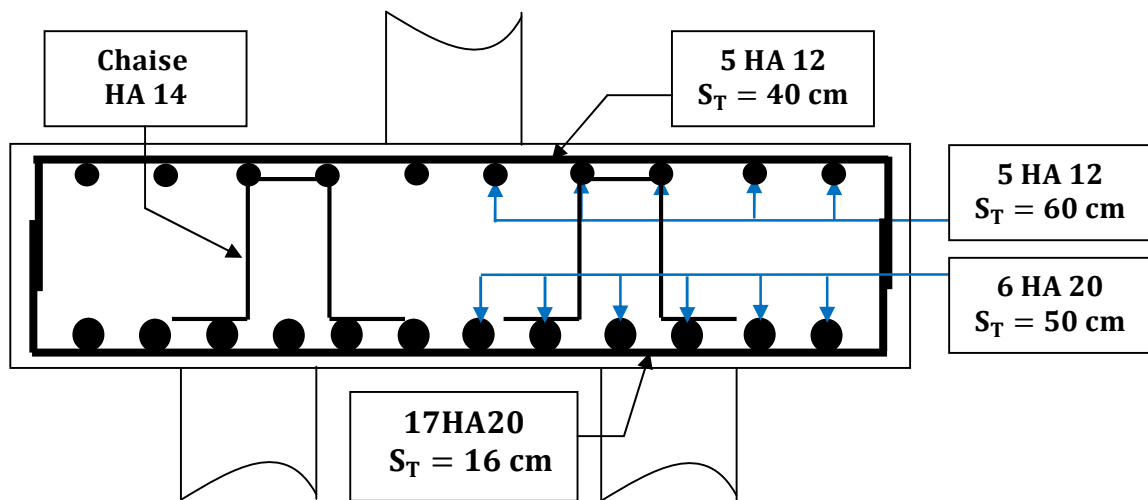
b. les armatures longitudinales

- Les armatures inferieures

$$A_{ti} = \frac{A_{ti}}{3} = \frac{51,51}{3} = 17,17 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA } 20 = 18,85, S_T = 50 \text{ cm}$$

- Les armatures supérieures

$$A_{ts} = \frac{A_{ti}}{10} = \frac{51,51}{10} = 5,151 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2, S_T = 60 \text{ cm}$$



Coupe transversale

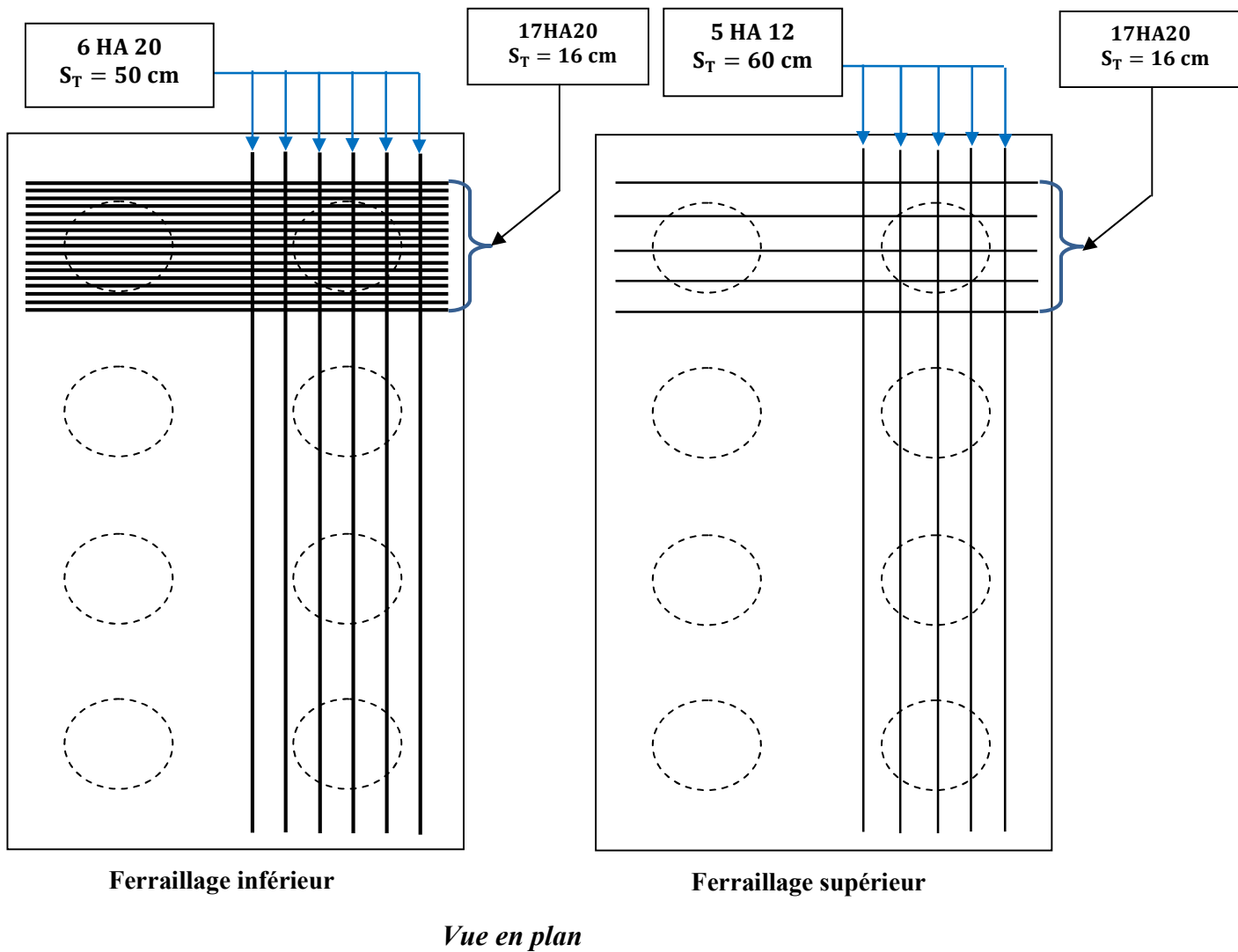


Figure.12.11: Ferrailage de la semelle

4.5. Étude des pieux sous pile

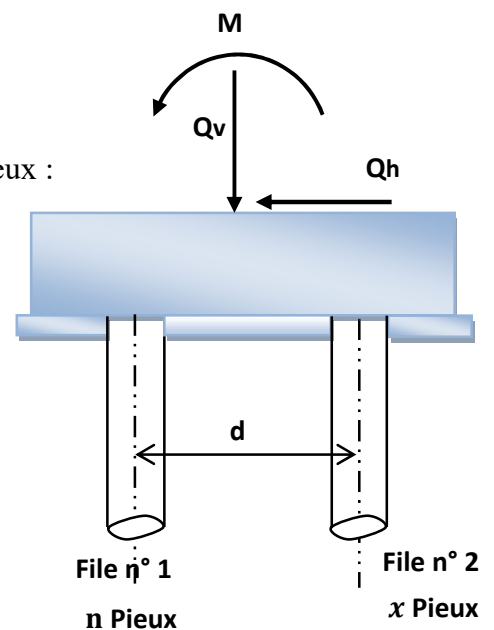
On considère une fondation reposant sur Deux files de pieux :

n : Nombre de pieux sous la file 1

x : Nombre de pieux sous la file 2

d : Entre axe des files

Pour notre cas : $n = x = 3$ pieux



Pour le calcul du comportement mécanique des pieux on utilise la méthode du coefficient d'élasticité croisées.

Coefficient d'élasticité des pieux :

En introduisant les coefficients d'élasticité de chaque pieu, P_1 , P_2 , P_3 et μ nous allons en préciser la signification et les valeurs dans certains cas.

Coefficient d'élasticité longitudinal

Il s'agit du rapport entre l'effort normal appliqué et la déformation correspondante du pieu. Dans la plupart des cas on doit se contenter de la loi de **HOOKE** pour une longueur d'encastrement à l'effort normal égal à la longueur du pieu. Ce qui donne :

$$\mu = \frac{E \cdot S}{L}$$

E: Est le module de Young du matériau constitutif du pieu.

S: L'aire de sa section.

L : La longueur réelle du pieu. Cette hypothèse est généralement pessimiste bien qu'il arrive que la longueur d'encastrement du pieu soit supérieure à sa longueur réelle, surtout lorsqu'il ne s'appuie pas sur un banc dur.

➤ Coefficients d'élasticité croisés

Ces coefficients dépendent de la géométrie et de la nature du pieu, des caractéristiques géotechniques des terrains et des conditions de liaison du pieu en ses extrémités. Dans le cas général, leur détermination nécessite un calcul électronique.

Nous donnons ci-après leurs valeurs dans l'hypothèse d'un sol homogène dont le module de réaction est **K**, et pour plusieurs hypothèses de liaison.

On posera :
$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot \emptyset}}$$

L_0 : La longueur de transfert.

I : Étant l'inertie de la section du pieu.

\emptyset : Son diamètre.

1. Pieu de longueur infinie

On pourra considérer que le pieu est de longueur infinie dès que: $L \geq 3.L_0$.

Les valeurs des coefficients d'élasticités croisés sont :

$$P_1 = K. \emptyset. L_0$$

$$P_2 = K. \emptyset. L_0^2$$

$$P_3 = K. \emptyset. L_0^3$$

2. Pieu de longueur finie

Pour un pieu de longueur finie dans un sol de module constant des tables reproduites ont été établies permettant de déterminer par simple lecture la valeur des trois paramètres :

r_1 , r_2 et r_3 qui sont liées aux coefficients d'élasticité croisés par les relations :

$$P_1 = r_1 \cdot \frac{E. I}{L^3}$$

$$P_2 = r_2 \cdot \frac{E. I}{L^2}$$

$$P_3 = r_3 \cdot \frac{E. I}{L}$$

Ces coefficients sont sans dimensions et sont calculables en fonction du rapport :

$$U = \frac{L}{L_0}$$

On peut remarquer que la valeur de U s'approche de 3, les coefficients d'élasticité croisés tendent vers les valeurs précédemment indiquées

✓ Pieu rigidement encastré dans un substratum sans réaction élastique du sol ($K = 0$):

On a :

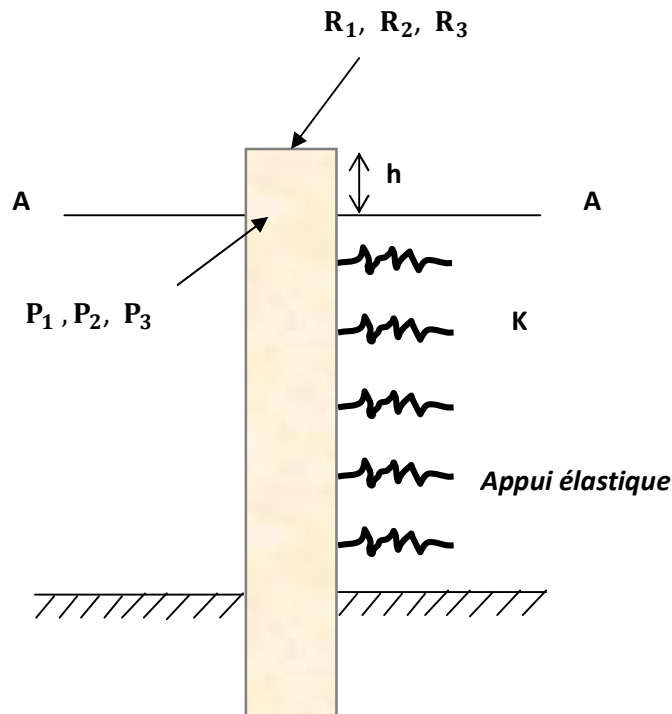
$$P_1 = \frac{12. E. I}{L^3}$$

$$P_2 = \frac{12. E. I}{L^2}$$

$$P_1 = \frac{12. E. I}{L}$$

✓ Pieu sans réaction élastique du sol sur une certaine hauteur h.

On peut déterminer les coefficients d'élasticité croisés en tête du pieu que l'on appellera $R_1, R_2, \text{ et } R_3$. On commence par calculer les coefficients $P_1, P_2, \text{ et } P_3$, au niveau de la section du pieu qui sépare les couches non réactive et réactive.



Appelons T, M l'effort tranchant et le moment fléchissant en tête du pieu, t, m ces mêmes grandeurs dans la section A- A. de même X, Ω sont les paramètres de déformations en tête. Et x, w ces mêmes paramètres dans la section A- A. On voit aisément que :

$$T=t$$

$$M=-t. h + m$$

Et :

$$x = X + \Omega. h + \frac{T. h^3}{6. E. I} + \frac{M. h^2}{2. E. I}$$

$$x = \Omega + \frac{T. h^2}{2. E. I} + \frac{M. h}{E. I}$$

Compte tenu de ce que :

$$T = -P_1 \cdot x + P_2 \cdot w$$

$$M = -P_2 \cdot x - P_3 \cdot w$$

On en déduit les valeurs des coefficients croisés R_1 , R_2 et R_3 :

$$R_1 = \frac{1}{D} \cdot \left[P_1 + \frac{H}{E \cdot I} (P_1 \cdot P_2 - P_2^2) \right]$$

$$R_2 = \frac{1}{D} \cdot \left[h \cdot P_1 + P_2 + \frac{h^2}{2 \cdot E \cdot I} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2) \right]$$

$$R_3 = \frac{1}{D} \cdot \left[h^2 \cdot P_1 + h \cdot P_2 + P_3 + \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2) \right]$$

▪ **Dans ces formules, nous avons posé :**

$$D = 1 + \frac{H}{3 \cdot E \cdot I} (h^2 \cdot P_1 + 3 \cdot h \cdot P_2 + 3 \cdot P_3) + \frac{h^4}{12 \cdot (E \cdot I)^2} (P_1 \cdot P_3 - P_2^2)$$

Toutes les formules qui viennent d'être explicités trouvent leur utilisation au stade de pré-Dimensionnement. Naturellement, en général, on ne peut considérer qu'un sol traversé par un pieu donne un module constant sur toute la hauteur de celui-ci. Mais on peut très bien appliquer les formules précédentes :

- lorsque le module de réaction ne varie pas trop en fonction de la profondeur ;
- lorsque le module est très faible et que les pieux sont encastrés dans un substratum

Rocheux ;

- lorsque le sol comporte principalement deux couches, la première étant mauvaise

Qualité (K est faible tombe vers zéro) la seconde de bonne consistance et relativement Homogène.

▪ **Calcul des efforts et déformations le long du fut d'un pieu :**

Généralement, les efforts les plus importants sont enregistrés dans la zone des pieux ;

Cependant, lorsqu'il y a des efforts parasites (frottement négatif ou poussées latérales) il peut être nécessaire de connaître les efforts de flexion le long du fut du pieu. Connaissant les efforts et les déformations en tête ;

Il s'agit d'un simple calcul de résistance des matériaux dont pour rappelons quelques résultats.

➤ **Pieu ou partie d'un sol non réactif**

Sur la partie en question, les efforts et déformations à la distance Z de la tête du pieu se calculent par les formules suivantes :

$$t(z) = T$$

$$m(z) = M + T \cdot Z$$

$$w(z) = W + \frac{M}{E \cdot I} + \frac{T}{2 \cdot E \cdot I} \cdot Z^2$$

$$x(z) = X + W \cdot Z + \frac{M \cdot Z^2}{2 \cdot E \cdot I} + \frac{T \cdot Z^3}{6 \cdot E \cdot I}$$

En faisant $Z = h$, on peut déterminer les efforts et les déformations dans la section du pieu au delà de laquelle le sol devient réactif.

◆ **Pieu de longueur infinie dans un sol de module K constant.**

Les efforts dans le fut sont donnés par les formules suivantes.

$$t(z) = T \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) - \frac{2 \cdot M}{10} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

$$m(z) = T \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \sin \frac{z}{l_0} + M \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$x(z) = \frac{2 \cdot T}{10 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{10}} \cdot \cos \frac{z}{l_0} + \frac{2 \cdot M}{10^2 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$w(z) = -\frac{2 \cdot T}{l_0 \cdot 12 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{10}} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right) + \frac{4 \cdot M}{l_0^3 \cdot K \cdot \emptyset} \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

✓ Pieu de longueur finie dans un sol élastique de module constant.

$$x(z) = \frac{T \cdot l_0^3}{E \cdot I} \cdot \left(F S_3 - \frac{1}{2} \cdot j \cdot S_2 - \frac{1}{4} \cdot g \right) + \frac{M \cdot l_0^2}{E \cdot I} \cdot \left(F \cdot S_2 - \frac{1}{2} \cdot j \cdot S_1 + \frac{1}{2} \cdot h \right)$$

$$w(z) = \frac{T \cdot l_0^2}{E \cdot I} \cdot \left(g S_3 - \frac{1}{2} \cdot F \cdot S_2 - \frac{1}{4} \cdot h \right) + \frac{M \cdot l_0^2}{E \cdot I} \cdot \left(g \cdot S_2 - F \cdot S_1 + \frac{1}{2} \cdot j \right)$$

$$m(z) = T \cdot l_0 \cdot \left(-2 \cdot h \cdot S_3 - g \cdot S_2 + \frac{1}{2} \cdot j \right) + M \cdot \left(-2 \cdot h \cdot S_2 - g \cdot S_1 + F \right)$$

$$t(z) = T \cdot l_0 \cdot \left(-2 \cdot j \cdot S_3 + 2 \cdot h \cdot S_2 + F \right) + \frac{M}{l_0} \cdot \left(-2 \cdot j \cdot S_2 + 2 \cdot h \cdot S_1 + g \right)$$

Dans ces formules, on a posé :

$$K = 1,2,3: \quad SK = \frac{rK}{r_1 \cdot r_3 - r_2^2} \cdot \left(\frac{z}{l_0} \right)^3$$

D'autre part, f, g, h et j sont des fonctions de Z/L0 dont les valeurs sont données par les formules suivantes :

$$f\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$h\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$g\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) - \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$j\left(\frac{z}{l_0}\right) = \operatorname{sh}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) + \operatorname{ch}\left(\frac{z}{l_0}\right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

Dans notre étude nous avons utilisé un programme de calcul par *Excel*, qui nous a permis de déterminer les déformations et les sollicitations dans les pieux.

Le cas le plus défavorable est au cas du séisme :

✓ **Ferraillage des pieux**

Le ferraillage des pieux se fait en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas sismique.

$$M = 1089,55 \text{ t. m.}$$

$$Q_V = 876,09 \text{ t}$$

$$Q_H = 198,384 \text{ t}$$

Leurs valeurs données par *Excel* sont :

$$N_{\min} = 9,5495 \text{ t.}$$

$$M_{\max} = 43,737 \text{ t. m (en tête du pieu)}$$

On utilise le logiciel **SOCOTEC**

$$A_S = 21,39 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales**

D'après l' R P A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{S\min} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 56,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{S\min} = 56,55 \text{ cm}^2 > A_S = 21,39 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 12 HA25}$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 28 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec un espacement de 20cm.

SCHEMA DE FERRAILLAGE DU PIEU

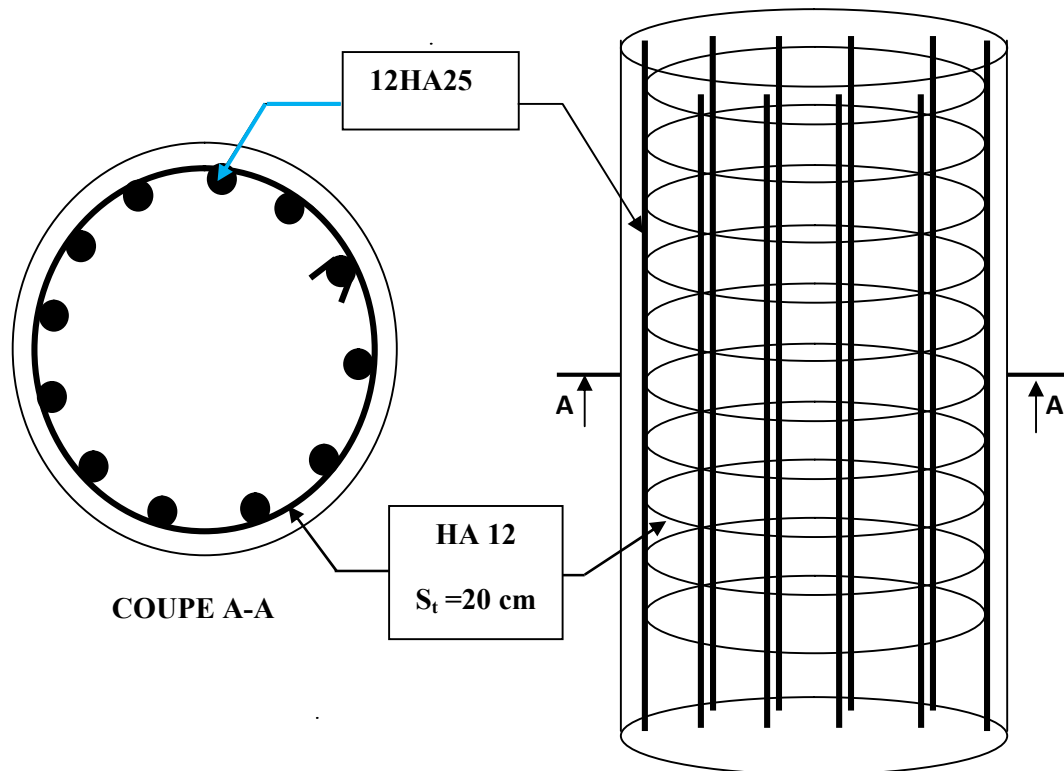


Figure.12.12 : ferrailage du pieu.

1. Introduction

La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage et elle raccorde l'ouvrage au terrain naturel et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

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

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

2. Choix de la morphologie

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

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

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

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).

Ainsi on le pré dimensionne comme suit:

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

$$L_s = 7 \times 1,26 + 2 \times 0,59 = \mathbf{10 \text{ m.}}$$

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

$$d' = \frac{b}{2} + 20$$

$b = \mathbf{45 \text{ cm}}$: Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{45}{2} + 20 = 35$$

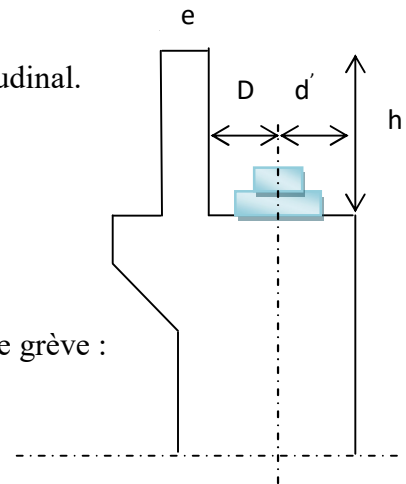
On adopte: $d' = \mathbf{42,5 \text{ cm}}$.

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

$$d = \mathbf{36,7 \text{ cm.}}$$

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = \mathbf{86,7 \text{ cm}}$$



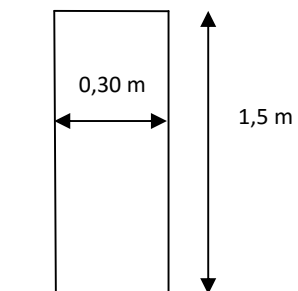
3.2. Le mur garde grève :

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

On fixe la hauteur $h = 1,5 \text{ m}$

Longueur = 10 m

$$e = \text{Max} \left(0,30, \frac{h}{8} \right) \text{ selon setra}$$

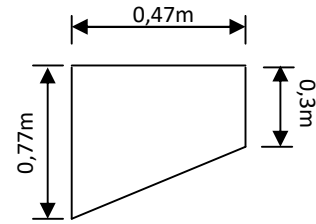


$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{1,5}{8}\right) = 30 \text{ cm}$$

3.3. Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est 30cm.

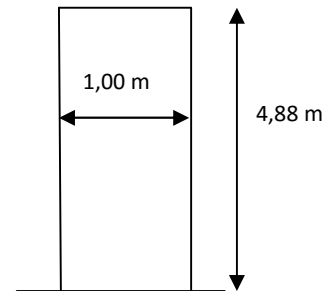


3.4. Le mur frontal :

Hauteur = 4,88 m

Épaisseur=1,00m

Longueur = 10 m



3.5. Le mur en retour :

Longueur = 6,33m

Hauteur = 6,27m

Épaisseur = 0,5 m

3.6. La dalle de transition :

Longueur = 4 m.

Épaisseur = 0,3 m.

3.7. La fondation :

▪ **La semelle :**

Épaisseur : $E \geq 1,2\phi = 1,2 \times 1,2$

= 1,44 m on adopte **E= 1,5 m**

Largeur = $2\phi + 3\phi = 5\phi = 6\text{m}$

Longueur = 11,4m

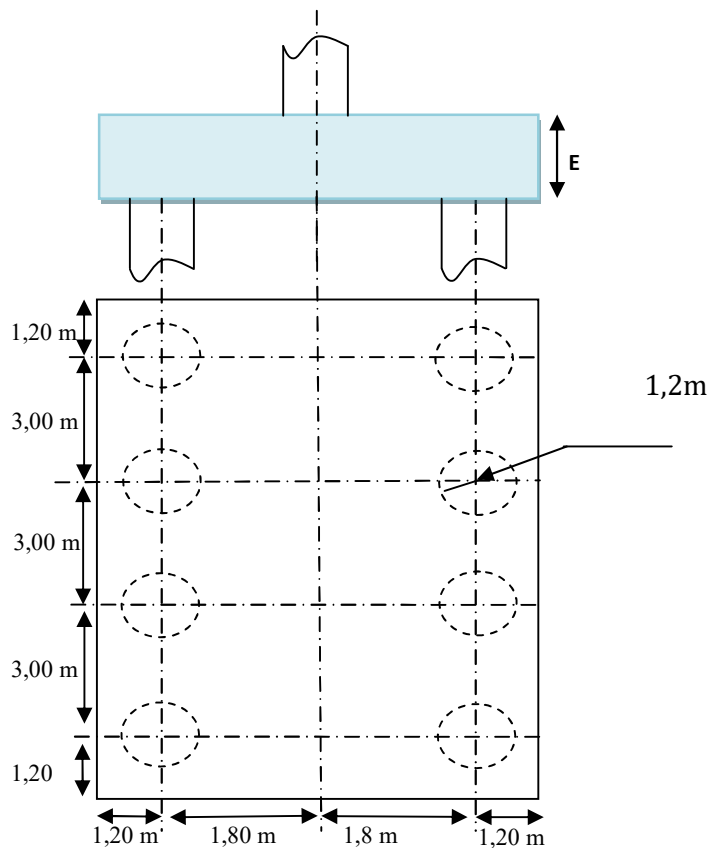


Figure.13.2: Dimensionnement de la semelle.

4. Vérification de la stabilité de la culée

Comme déjà dit à l'introduction, la culée est un élément sensible à la conception, est par ce que le pont doit être stable c'est à dire les appuis doit être stable, donc la culée est un élément qui assure la stabilité du pont (la culée est un appui du pont).

La culée est sollicitée dans les deux sens : vertical et horizontal.

• **Les sollicitations verticales :**

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

• **Les sollicitations horizontales :**

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

La stabilité de la culée doit être assurée dans tous les cas de construction et dans tous les cas des chargements.

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique, il est utile de définir le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE :

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

Avec :

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

- $\varphi = 35^\circ$, angle de frottement,

- $\alpha = 0^\circ$, angle des talus

- $\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée,

$-\delta = 0^\circ$; angle de frottement remblai de culée, ($\delta = \frac{2}{3}\varphi$, est par ce que pas de frottement entre le remblai et la culée car il y a deux chose essentielle, d'une part le compactage du remblai se fait par couche qui donne un bon compactage, d'autre part la semelle est reposant sur des pieux c.-à-d. limitation des tassements, tous ça conduit vers $\delta = 0^\circ$)

Action	ε_H	ε_V	k	θ	β	α	δ	φ	K_{ah}
CN	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0	0	0	35	0.2710
SH	0,25	0.0000	1.0310	14,036	0	0	0	35	0.3277
SH+SV \uparrow	0,25	-0.0700	0.9630	13,151	0	0	0	35	0.3091
SH+SV \downarrow	0,25	0.0700	1.0990	15,046	0	0	0	35	0.3465

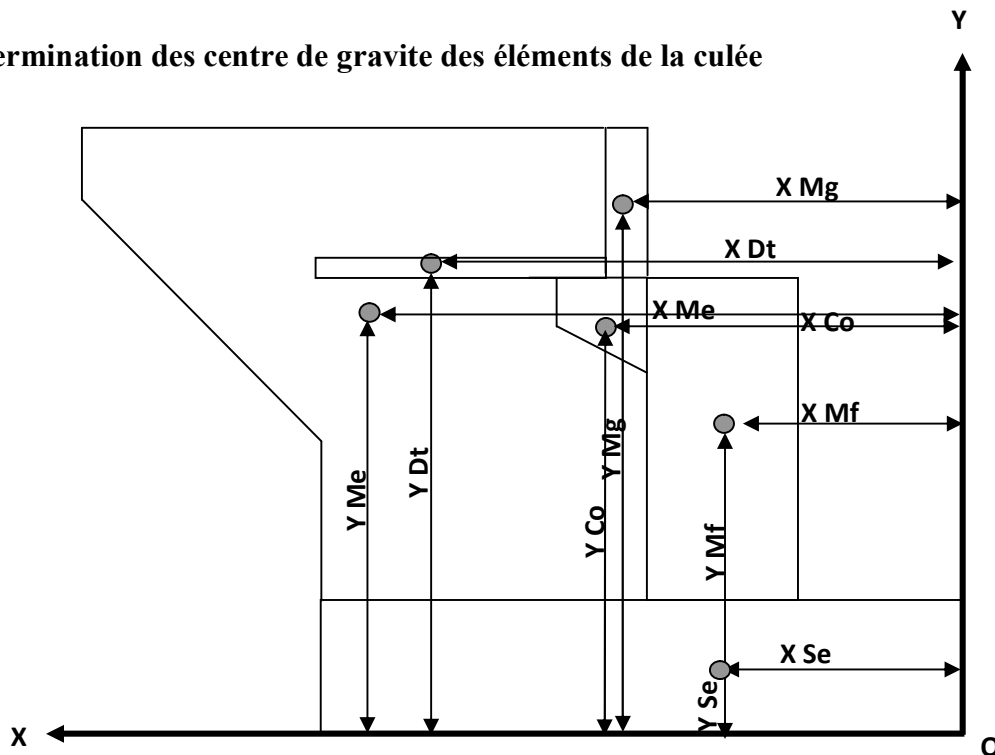
✓ La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ah} \cdot H^2 \cdot L \quad \text{triangulaire}$$

✓ La poussée due au surcharges : $Q=1t/m^2$

$$F_p = \gamma \cdot K_{ah} \cdot H \cdot L \quad \text{rectangulaire}$$

4.1. Détermination des centre de gravite des éléments de la culée




4.2. Calcul des sollicitations

M_S : moment stabilisant du a F_v

M_r : moment de renversement du a F_h

Désignation		P(t)	Fh= $\epsilon_H \cdot P$	Fv=(1+ $\bar{\epsilon}_v$).P	Hm	Vm	Ms=Fv.H	Mr=Fh.V
Mur garde grève	CN	11,250	0,000	11,250	3,070	7,130	34,538	0,000
	SH	11,250	2,813	11,250	3,070	7,130	34,538	20,053
	SH+SV↑	11,250	2,813	10,463	3,070	7,130	32,120	20,053
	SH+SV↓	11,250	2,813	12,038	3,070	7,000	36,955	19,688
Corbeau	CN	10,628	0,000	10,628	3,700	6,100	39,323	0,000
	SH	10,628	2,657	10,628	3,700	6,100	39,323	16,208
	SH+SV↑	10,628	2,657	9,884	3,700	6,100	36,571	16,208
	SH+SV↓	10,628	2,657	11,372	3,700	6,100	42,076	16,208
Mur en retour	CN	38,608	0,000	38,608	5,870	5,360	226,627	0,000
	SH	38,608	9,652	38,608	5,870	5,360	226,627	51,734
	SH+SV↑	38,608	9,652	35,905	5,870	5,360	210,763	51,734
	SH+SV↓	38,608	9,652	41,310	5,870	5,360	242,491	51,734
Mur frontal	CN	122,000	0,000	122,000	3,000	3,940	366,000	0,000
	SH	122,000	30,500	122,000	3,000	3,940	366,000	120,170
	SH+SV↑	122,000	30,500	113,460	3,000	3,940	340,380	120,170
	SH+SV↓	122,000	30,500	130,540	3,000	3,940	391,620	120,170
Semelle	CN	256,500	0,000	256,500	3,000	0,750	769,500	0,000
	SH	256,500	64,125	256,500	3,000	0,750	769,500	48,094
	SH+SV↑	256,500	64,125	238,545	3,000	0,750	715,635	48,094
	SH+SV↓	256,500	64,125	274,455	3,000	0,750	823,365	48,094
Total culée à vide	CN	438,986	0,000	438,986	/	/	1435,987	0,000
	SH	438,986	109,746	438,986	/	/	1435,987	256,259
	SH+SV↑	438,986	109,746	408,257	/	/	1335,468	256,259

	SH+SV↓	438,986	109,746	469,714	/	/	1536,507	255,893
Dalle de transition	CN	24,000	0,000	24,000	5,800	6,530	139,200	0,000
	SH	24,000	6,000	24,000	5,800	6,530	139,200	39,180
	SH+SV↑	24,000	6,000	22,320	5,800	6,530	129,456	39,180
	SH+SV↓	24,000	6,000	25,680	5,800	6,530	148,944	39,180
Remblais sur la dalle de transition	CN	70,272	0,000	70,272	5,800	7,280	407,578	0,000
	SH	70,272	17,568	70,272	5,800	7,280	407,578	127,895
	SH+SV↑	70,272	17,568	65,353	5,800	7,280	379,047	127,895
	SH+SV↓	70,272	17,568	75,191	5,800	7,280	436,108	127,895
Remblais sur la semelle	CN	200,934	0,000	200,934	4,750	3,940	954,437	0,000
	SH	200,934	50,234	200,934	4,750	3,940	954,437	197,920
	SH+SV↑	200,934	50,234	186,869	4,750	3,940	887,626	197,920
	SH+SV↓	200,934	50,234	214,999	4,750	3,940	1021,247	197,920
La surcharge Q (t/m ²)	CN	32,000	0,000	32,000	5,800	4,100	185,600	0,000
	SH	32,000	8,000	32,000	5,800	4,100	185,600	32,800
	SH+SV↑	32,000	8,000	29,760	5,800	4,100	172,608	32,800
	SH+SV↓	32,000	8,000	34,240	5,800	4,100	198,592	32,800
Total culée + remblais	CN	766,192	0,000	766,192	/	/	3122,801	0,000
	SH	766,192	191,548	766,192	/	/	3122,801	654,054
	SH+SV↑	766,192	191,548	712,558	/	/	2904,205	654,054
	SH+SV↓	766,192	191,548	819,825	/	/	3341,398	653,688

 Poussée dues aux terres et surcharges

Désignation		K_{ah}	les poids (t)	P	V	V (m)	$M_r=P*V$
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,271	$0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times 6,27^2 \times 10$	95,884	$1/3 \times 6,27 + 1,5$	3,590	344,224
	SH	0,328	$0,5 \times 1,8 \times 0,328 \times 6,27^2 \times 10$	115,946	$1/3 \times 6,27 + 1,5$	3,590	416,244
	SH+SV ↑	0,309	$0,5 \times 1,8 \times 0,309 \times 6,27^2 \times 10$	109,365	$1/3 \times 6,27 + 1,5$	3,590	392,619
	SH+SV ↓	0,347	$0,5 \times 1,8 \times 0,347 \times 6,27^2 \times 10$	122,597	$1/3 \times 6,27 + 1,5$	3,590	440,124
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,271	$0,5 \times 1,8 \times 0,271 \times 1,5^2 \times 11,4$	6,256	$1/3 \times 1,5$	0,500	3,128
	SH	0,328	$0,5 \times 1,8 \times 0,328 \times 1,5^2 \times 11,4$	7,565	$1/3 \times 1,5$	0,500	3,782
	SH+SV ↑	0,309	$0,5 \times 1,8 \times 0,309 \times 1,5^2 \times 11,4$	7,136	$1/3 \times 1,5$	0,500	3,568
	SH+SV ↓	0,347	$0,5 \times 1,8 \times 0,347 \times 1,5^2 \times 11,4$	7,999	$1/3 \times 1,5$	0,500	3,999
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	$0,271 \times (6,27) \times 10$	16,992	$1/2 \times 6,27 + 1,5$	4,635	78,757
	SH	0,328	$0,328 \times (6,27) \times 10$	20,547	$1/2 \times 6,27 + 1,5$	4,635	95,234
	SH+SV ↑	0,309	$0,309 \times (6,27) \times 10$	19,381	$1/2 \times 6,27 + 1,5$	4,635	89,829
	SH+SV ↓	0,347	$0,347 \times (6,27) \times 10$	21,726	$1/2 \times 6,27 + 1,5$	4,635	100,698
Surcharge sur la semelle	CN	0,271	$0,271 \times (1,5) \times 11,4$	4,634	$1/2 \times 1,5$	0,750	3,476
	SH	0,328	$0,328 \times (1,5) \times 11,4$	5,604	$1/2 \times 1,5$	0,750	4,203
	SH+SV ↑	0,309	$0,309 \times (1,5) \times 11,4$	5,286	$1/2 \times 1,5$	0,750	3,964
	SH+SV ↓	0,347	$0,347 \times (1,5) \times 11,4$	5,925	$1/2 \times 1,5$	0,750	4,444
Total	CN	/	/	123,766	/	/	429,584
	SH	/	/	149,661	/	/	519,464
	SH+SV ↑	/	/	141,166	/	/	489,980
	SH+SV ↓	/	/	158,247	/	/	549,265

🚧 Calcul des efforts dus au tablier

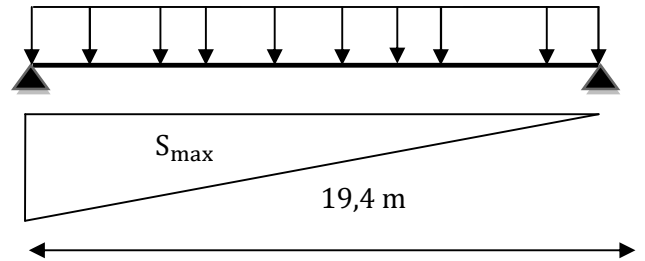
✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est :

15,358 /ml

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

$$S_{\max} = 9,70$$

$$R_{\max} = 9,70 \times 15,358 = 148,973 \text{ t}$$



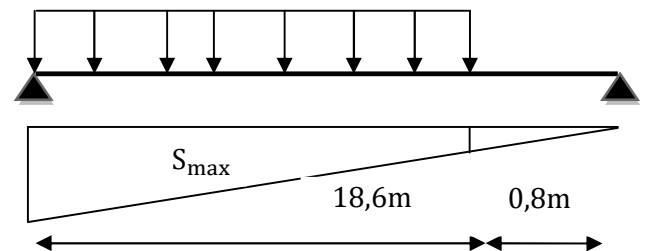
✓ La réaction maximale due aux surcharges est donnée par D₂₄₀:

12,9032t/ml

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

$$S_{\max} = 10,044$$

$$R_{\max} = 10,044 \times 12,9032 = 129,599$$



🚧 Vérification de la stabilité :

Désignation		Poids (T)	Fh= ε _h .p	Fv=(1+ε _v).p	H(m)	V(m)	Ms=Fv.H	M _r =F _H .V
Permanente (tablier)	CN	148,973	0,000	148,973	3,500	6,480	521,406	0,000
	SH	148,973	37,243	148,973	3,500	6,480	521,406	241,336
	SH+SV ↑	148,973	37,243	138,545	3,500	6,480	484,907	241,336
	SH+SV ↓	148,973	37,243	159,401	3,500	6,480	557,904	241,336
Surcharge (d240)	CN	129,598	0,000	129,598	3,500	6,480	453,593	0,000
	SH	129,598	32,400	129,598	3,500	6,480	453,593	209,949
	SH+SV ↑	129,598	32,400	120,526	3,500	6,480	421,841	209,949
	SH+SV ↓	129,598	32,400	138,670	3,500	6,480	485,345	209,949

a. Vérification de non renversement

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV } \uparrow \text{)}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV } \downarrow \text{)}$$

M_s : moment stabilisant du à F_v .

M_r : moment renversant du à F_h .

b. Vérification de non glissement :

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{ condition normale}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV } \uparrow \text{)}$$

$$\eta = \left(\frac{F_v}{F_h} \right) \cdot \mu \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{ condition sismique (SH + SV } \downarrow \text{)}$$

μ : coefficient de frottement terres – béton

$$\mu = \tan\left(\frac{2}{3}\right) \varphi \approx 0,338 \text{ avec } \varphi = 28^\circ$$

❖ **Les étapes d'exécution de la culée:**

1^{ère} étape : culée à vide.

2^{ème} étape : culée à vide + Tablier.

3^{ème} étape: culée à vide + Tablier+ Remblais.

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

1^{ère} Étape : culée à vide :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	438,986	1435,987	0,000	∞	∞
<i>SH+ SV</i> ↓	109,746	469,714	1536,507	255,893	1,447	6,004

2^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	0,000	587,959	1957,393	0,000	∞	∞
<i>SH+ SV</i> ↓	146,990	629,116	2094,410	497,229	1,447	4,212

3^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier+ Remblais :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	123,766	915,165	3644,207	429,584	2,499	7,394
<i>SH+ SV</i> ↓	305,237	979,226	3899,301	1046,495	3,208	3,208

4^{ème} Etape: culée à vide+ Tablier+ Remblais+surcharges :

désignation	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_R(t.m)$	$M_S(t.m)$	η	λ
<i>CN</i>	123,766	717,557	4097,800	429,584	1,960	9,539
<i>SH + SV</i> ↓	337,636	1587,610	4384,646	1256,443	1,589	3,490

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

5. Etude ferrailage des éléments de la culée

5.1. Mur garde grève

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

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

5.1.1. Evaluation ses efforts

Remarque : Pour le calcul, on va prendre la hauteur du mur garde grève celle qui est au dessus du mur frontal qui est égal à (1,6 m), et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.

a. Poussée des terres

$$p_t = (1/2)\gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

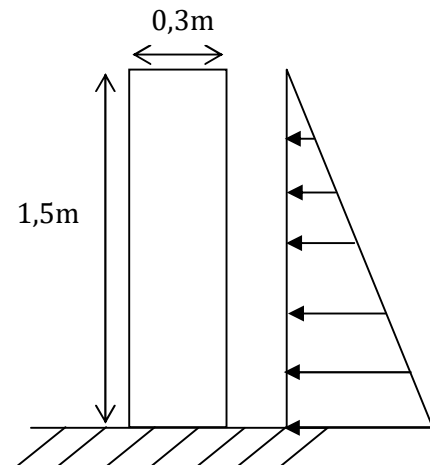
P_t : Effort de poussée.

K_a : Coefficient de poussée de la terre

$$\text{Avec : } K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271$$

$$\text{On a : } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \quad p_t = 0,5488 \text{ t/ml}$$

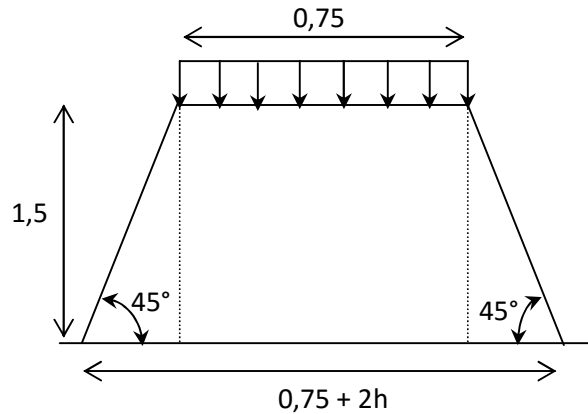
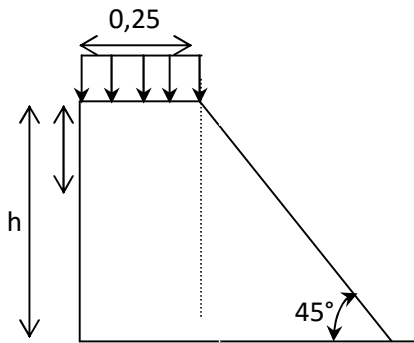
$$M_t = (1/6)\gamma \cdot H^3 \quad \Rightarrow \quad M_t = 0,2744 \text{ t.m/ml}$$



➤ Poussée d'une charge locale

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions B_c accolés, placée de telle manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Ces deux roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t sur un rectangle d'impact ($0,25 \times 0,75m^2$) se transmet à 45° en profondeur et engendre en tout point du mur, une poussée qui crée un moment au niveau de la zone d'encastrement.



D'après le document SETRA le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

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

Démonstration :

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

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

$n=2$: nombre des charges concentrées.

$p=6t$: la charge concentrée.

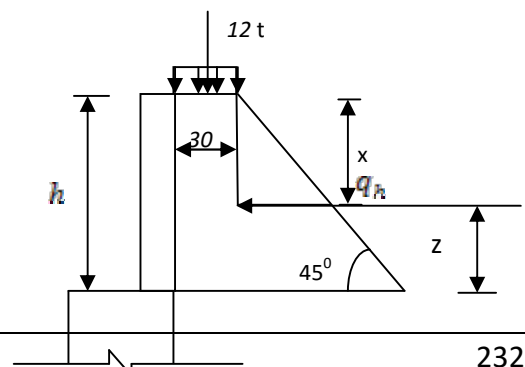
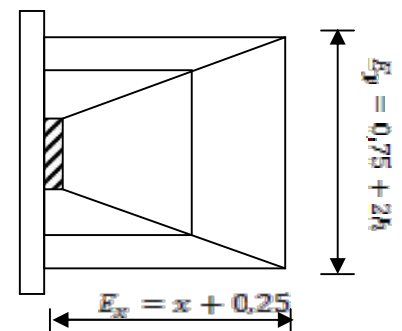
$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

$$\gamma = \begin{cases} 1,2 \text{ à ELS} \\ 1,6 \text{ à ELU} \end{cases}$$

$b_c = 1,1$ (Pont premier classe avec deux voies chargées).

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

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



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

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

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

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

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

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

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

K_a : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,271$$

$$\text{Donc : } K = \begin{cases} 0,358 & \text{à ELS} \\ 0,477 & \text{à ELU} \end{cases}$$

$$M_P = 3,4782K[-x + (0,25 + h)\text{Ln}(x + 0,25)]_0^h$$

$$M_P = \begin{cases} 2,181 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 2,908 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

c. Force de freinage

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment créé par cette force est donné par la formule :

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

$$\text{Donc : } M_F = \begin{cases} 3,323 \text{ t.m/ml} & \text{à ELS} \\ 4,431 \text{ t.m/ml} & \text{à ELU} \end{cases}$$

5.1.2. Combinaison des moments

$$M_T = 1,35M_t + 1,6(M_P + M_F) \text{ à ELU}$$

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

E.L.U :

$$M_{TU} = 0,3704 + 1,6(2,908 + 4,431) = 12,113 \text{ t.m/ml}$$

E.L.S :

$$M_{TS} = 0,2744 + 1,6(2,181 + 3,323) = 9,081 \text{ t.m/ml}$$

5.1.3. Calcul des armatures

✓ Ferrailage vertical

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

$$\text{Donc : } b_0 = 1,00 \text{ m ; } d = 0,25 \text{ m ; } d' = 0,05 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

La section d'armature est : $A_{su} = 13,97 \text{ cm}^2$

Soit : **10HA 14** ($A_{Su} = 15,39 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$.

D'après le document SETRA, on doit disposer le même ferrailage calculé sur la face avant du mur, donc le ferrailage sera sous forme de cadre avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

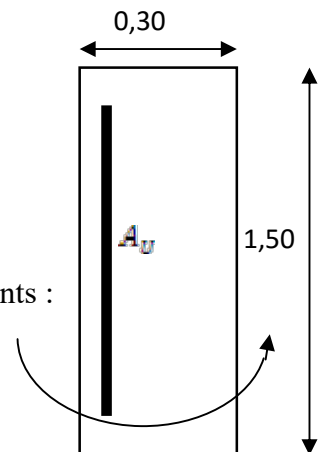
✓ Ferrailage horizontal

Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante : $\frac{A_{sv}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{sv}}{2}$

On prend :

$$A_{SH} = \frac{A_{sv}}{2} = \frac{15,39}{2} = 7,695 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA 12** ($A_{SH} = 7,920 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 15 \text{ cm}$.



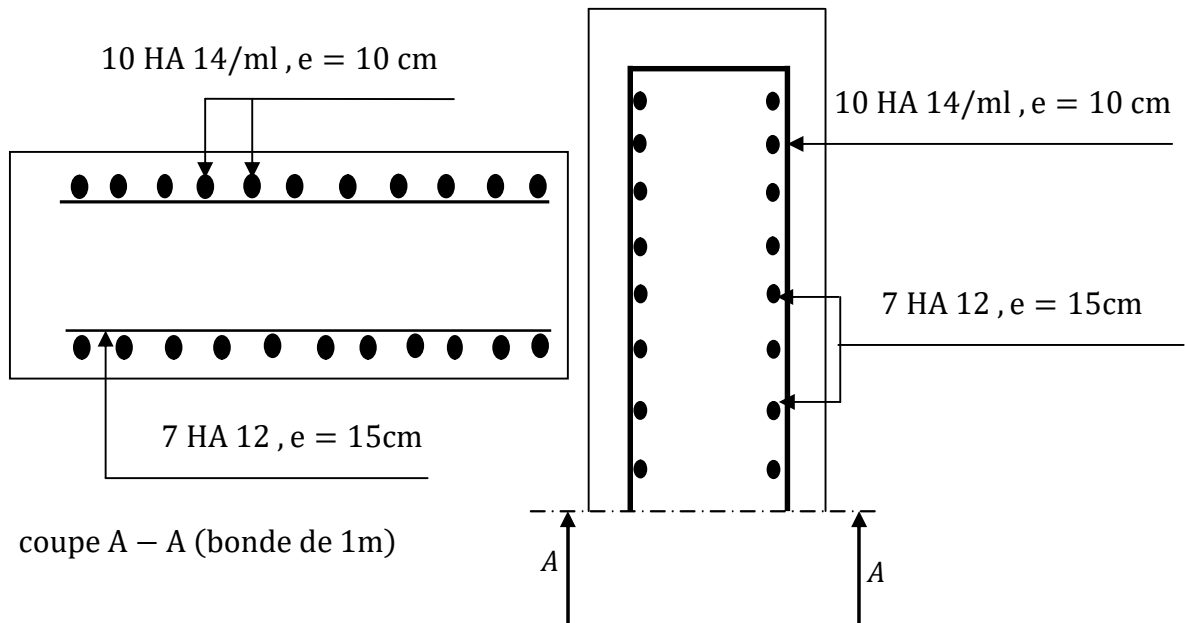


Figure.13.3 : Ferrailage de mur de garde grève.

5.2. Dalle de transition

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

5.2.1. Les sollicitations

- Réactions des charges permanentes :
 - ✓ Poids propre : $0,3 \times 2,5 \times 1 = 0,75$ t/ml
 - ✓ Remblai : $1,2 \times 1,8 \times 1 = 2,16$ t/ml
 - ✓ Revêtement : $0,10 \times 1 \times 2,2 = 0,22$ t/ml

$$G_T = \sum G = 3,13 \text{ t/ml}$$

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

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

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3216419 \text{ t/m}^2$$

I: inertie d'une bande de 1ml.

$b = 1\text{ml}$, $K = 6000\text{ t/m}^2$ (coefficient raideure du sol)

Donc :

$$L_e = 1,482\text{ m} \Rightarrow L_d = 4,00\text{m} \geq 2,328\text{ m} \dots\dots\dots\text{ CV}$$

❖ **Surcharge :**

- ✓ Surcharges $Q = 1\text{t/m}^2$ reparties sur toute la dalle « C. P. S »;
- ✓ Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se traduit sous l'effet du système B_t , les roues des rangées P_1 et P_2 sont équivalents, chacune à une charge repartie de 5,5 t/ml ;
- ✓ La charge de rangée P_1 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage d'un appui) ;
- ✓ La charge de ranger P_2 est effectuée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 1,2.

$$\text{Donc : } P_1 = 2 \times 5,5 = 11\text{t/ml}$$

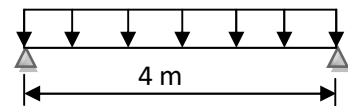
$$P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6\text{t/ml}$$

✓ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant**

➤ **Charge permanente :**

$$M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{3,13 \times 4^2}{8} = 6,26\text{ t. m/ml}$$

$$T_G = GL/2 = (3,13 \times 4)/2 = 6,26\text{ t/ml}$$



➤ **Surcharge :**

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

$$M_Q = \frac{QL^2}{8} = \frac{1,2 \times 4^2}{8} = 2\text{ t. m/ml}$$

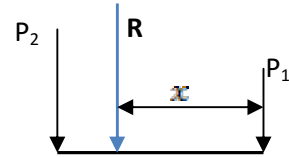
$$T_G = \frac{GL}{2} = \frac{1,2 \times 4}{2} = 2\text{ t/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Pour la détermination des moments maximaux dus au système équivalent (P_1, P_2), on applique le théorème de BARRE.

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

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



1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

$$P_1 = P_K(\text{charge critique}) C = 0,51 \text{ m}$$

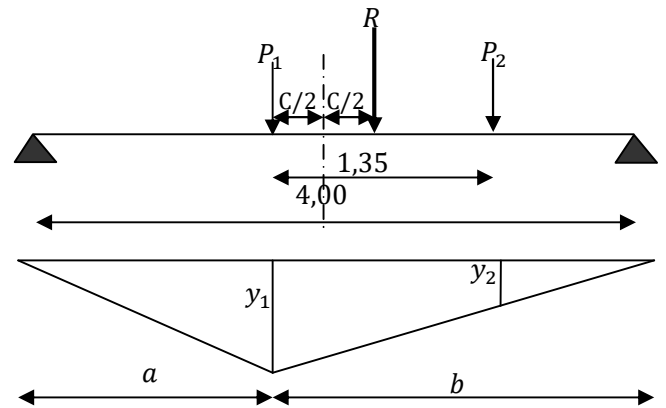
$$b = \frac{L}{2} + \frac{C}{2} = \frac{4,00}{2} + \frac{0,51}{2} = 2,255 \text{ m}$$

$$\text{et } a = 1,745 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{1,745 \times 2,255}{4} = 0,984 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,984 \times \frac{2,255 - 1,35}{2,255} = 0,395$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 13,431 \text{ t. m/ml}$$



2^{ème} Cas :

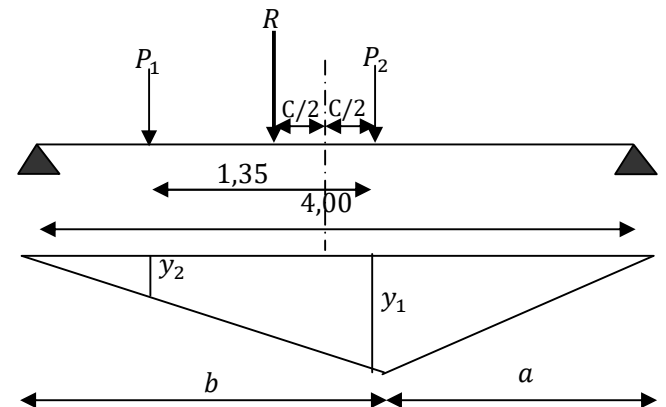
La section critique est sous P_2 .

$$b = \frac{L}{2} - \frac{C}{2} = 2,42 \text{ m} \quad \text{et } a = 1,58 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{a \cdot b}{l} = 0,956 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,423 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \sum P_i \cdot y_i = 10,963 \text{ t. m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable que le **1^{ère} Cas**.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 1,745\text{m}$) de l'appui droite.

$$M_{\max} = 13,431 \text{ t.m/ml}$$

a. Calcul des moments au niveau de la section critique ($x = 1,745\text{m}$):

➤ Sous la charge permanente :

$$M_G = \frac{G.L}{2} \cdot x - \frac{G.x^2}{2} = \frac{3,13 \times 4}{2} \times 1,745 - \frac{3,13 \times 1,745^2}{2} = 6,158 \text{ t.m/ml}$$

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

$$M_{sq} = \frac{q.L}{2} \cdot x - \frac{q.x^2}{2} = 1,967 \text{ t.m/ml}$$

➤ Combinaisons des efforts ($x = 1,745\text{m}$) :

$$M_G = 6,158 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 15,398 \text{ t.m/ml}$$

E. L. U :

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 32,950 \text{ t.m/ml}$$

E. L. S:

$$M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = 24,636 \text{ t.m/ml}$$

b. Calcul des moments à mi-travée :

➤ Sous les charges permanentes :

$$M_G = 6,158 \text{ t.m/ml}$$

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

$$M_q = \frac{q.l^2}{8} = \frac{1 \times 4^2}{8} = 2 \text{ t.m/ml}$$

➤ Sous la surcharge B_t : P_1 est posée sur $L/2$

$$M_{sq} = 13,431 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 15,341 \text{ t.m/ml}$$

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

E. L. U:

$$M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{32,950 \text{ t. m/ml}}$$

E. L. S:

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{24,636 \text{ t. m/ml}}$$

D'après les calculs, on remarque que la section $x = 1,745\text{m}$ nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$M_U = \mathbf{32,950 \text{ t. m/ml}}$$

$$M_{ser} = \mathbf{24,636 \text{ t. m/ml}}$$

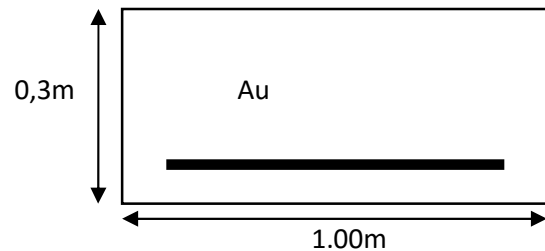
5.2.2. Ferrailage de la dalle de transition

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

$$\text{Donc : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,25\text{m} ; d' = 0,05\text{m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)



Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

$$\text{La section d'armature est : } A_{su} = \mathbf{38,84\text{cm}^2}$$

Soit : **8 HA 25** ($A_S = 39,27 \text{ cm}^2$); avec un espacement **$S_t = 12,5 \text{ cm}$** .

✓ **Dans le sens transversal :** On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{38,84}{4} = \mathbf{9,71 \text{ cm}^2}$$

Soit on prend : **7 HA 14** ($A_S = 10,78$) ; avec : **$S_t = 15\text{cm}$**

➤ Effort tranchant

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

Avec : $T_G = 6,26 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2 \text{ t/ml}$$

$$y_2 = \frac{4 - 1,35}{4} = 0,6625$$

$$y_1 = 1$$

$$\sum p_i \cdot y_i = 11 \times 1 + 6,6 \times 0,6625 = 15,372 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{Bt} = 15,372 \text{ t/ml}$$

$$V_U = 1,35 \times 6,26 + 1,6(15,372 + 2) = \mathbf{36,246 \text{ t/ml}}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{36,246 \times 10^{-2}}{0,25 \times 1,00} = 1,449 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c2} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 1,449 < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,25 \times 2,1}{400} = 3,02 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

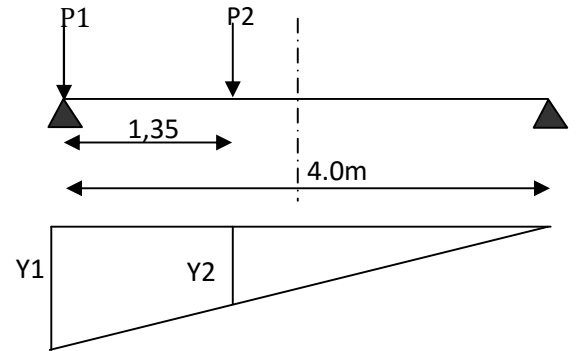
➤ La nappe supérieure

Longitudinalement : $A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{3} = \mathbf{12,95 \text{ cm}^2}$

Soit : **7HA 16** ($A_s = 14,07 \text{ cm}^2$) ; avec : **S_t = 15cm**

Transversalement : $A_{\text{sup}} = \frac{A_s}{10} = \mathbf{3,884 \text{ cm}^2} > \mathbf{3,26 \text{ cm}^2}$ donc : **A_{su} = 3,884 cm²**

Soit : **4 HA 12** ($A_s = 4,52 \text{ m}^2$), avec **S_t = 25cm**



➤ Schéma de ferrailage

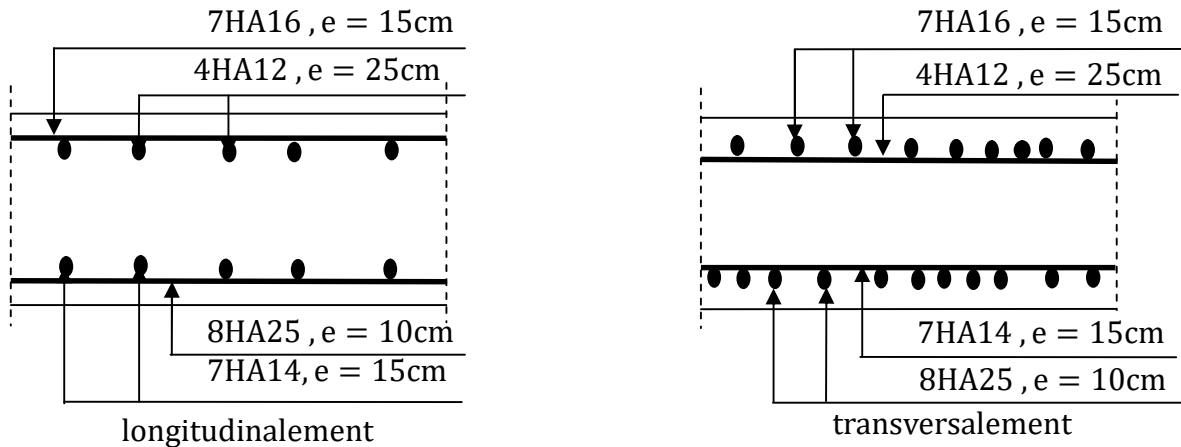


Figure.13.4 : Ferrailage de la dalle de transition.

5.3. Le corbeau

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

a. Les réactions

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

$$R_{pd} = (4,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,50 \text{ t/ml}$$

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

$$R_t = (4,00 \times 0,3 \times 1,8 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,08 \text{ t/ml}$$

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

$$R_r = (4,00 \times 0,1 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,44 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids propre de corbeau :

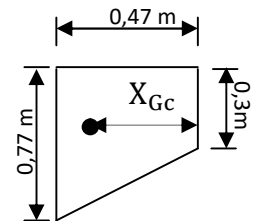
$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,77) \times \frac{0,47}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,629 \text{ t/ml}$$

- La réaction due au poids propre du mur garde grève :

$$R_{pG} = (0,3 \times 1,50 \times 1 \times 2,5) = 1,125 \text{ t/ml}$$

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

$$R_s = (4,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2 \text{ t/ml}$$



b. Moment d'encastrement

Pour les sollicitations extérieures on prend : $L = 0,47\text{m}$ C.-à-d. R_T est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- pour le poids du corbeau propre :

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,47 \times 0,3) \times 0,235 + \left[\frac{0,3 \times 0,47}{2} \right] \times 0,3 \left(\frac{2}{3} \right)}{0,141 + 0,0705} = 0,223 \text{ m}$$

- pour le poids propre du mur garde grève : $L = X_G = 0,15 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_G = 0,47 \times (1,5 + 1,08 + 0,44) + 0,15 \times 1,125 + 0,223 \times 0,629$$

$$M_G = 1,729 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 0,30 \times 1,5 = 0,45 \text{ t.m/ml}$$

Combinaison

$$\begin{cases} \text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS: } M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 3,054 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 2,269 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

Ferrailage

On prend une section moyenne de hauteur :

$$H = \frac{0,77 + 0,30}{2} = 0,535 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } f_{c2} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_0 = 1,00 \text{ m} ; d = 0,485 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

$$\text{La section d'armature est : } A_{su} = 1,81 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de non fragilité

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 0,485 \times \frac{2,1}{400} = 5,856 \text{ cm}^2 > A_S = 1,81 \dots \dots \dots \text{ C.N.V}$$

$$\text{Donc : } A_S = 5,856 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{4 HA14} (A_S = 6,16 \text{ cm}^2) ; \text{ avec } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

➤ **Ferraillage transversal**

Il donné par la formule suivante : $\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$

On prend :

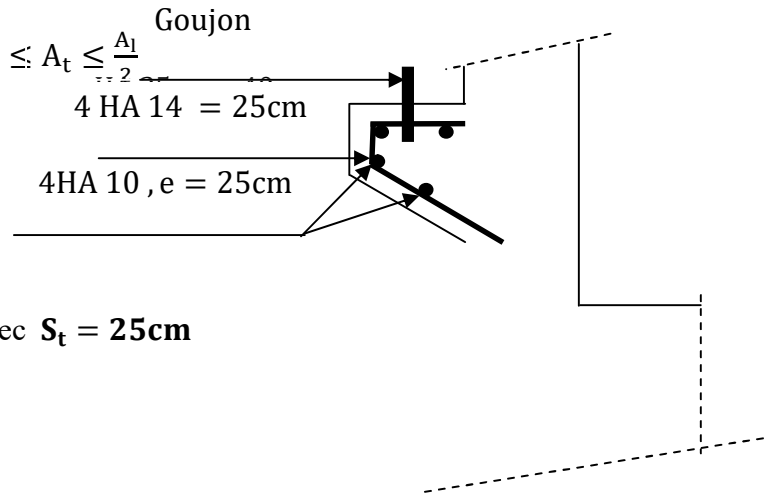
$$A_{SH} = \frac{A_{sv}}{2} = \frac{5,856}{2} = 2,928 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10** ($A_{SH} = 3,14 \text{ cm}^2$), avec **$S_t = 25 \text{ cm}$**

Finalement :

$$A_l = 5,856 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t = 2,928 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 25 \text{ cm}$$



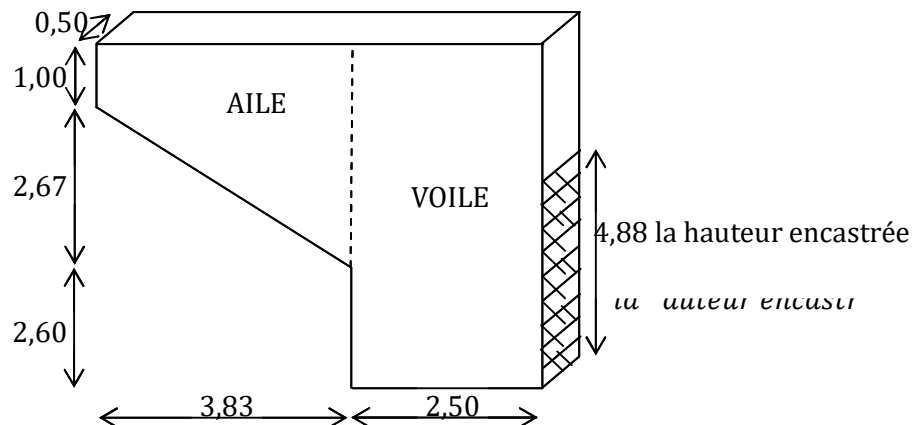
5.4. Mur en retour

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

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

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

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

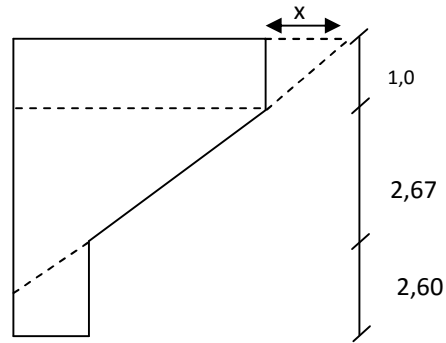


➤ Calcul de la longueur théorique

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2,67}{3,83} \rightarrow 34,88^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{x} \rightarrow x = 1,43$$

$$L_{\text{th}} = 1,43 + 6,33 = 7,76$$



5.4.1. Étude des sollicitations

a. L'aile

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t,

On suppose que l'aile est encastrée au mur frontal

➤ **Poussée des terres** : $P_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$

➤ **Poussée due à la surcharge** : $P_q = q \cdot K_a \cdot h \cdot L$

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

K_a : Coefficient de poussée de la terre ; $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \mathbf{0,271}$

✓ **H = 3,67 m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,83 \times 0,271 \times 3,67^2 = \mathbf{12,582 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,83 \times 0,271 \times 3,67 = \mathbf{3,809 \text{ t}}$$

✓ **H = 2,67 m :**

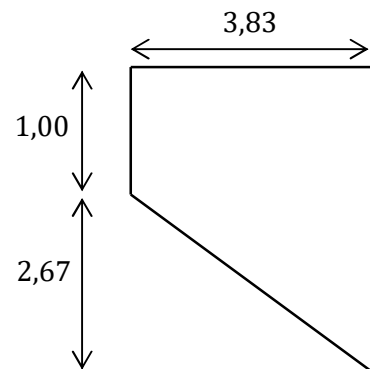
$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,83 \times 0,271 \times 2,67^2 = \mathbf{6,659 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,83 \times 0,271 \times 2,67 = \mathbf{2,771 \text{ t}}$$

✓ **H = 1,00m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 3,83 \times 0,271 \times 1,00^2 = \mathbf{0,934 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 3,83 \times 0,271 \times 1,00 = \mathbf{1,038 \text{ t}}$$



Donc :

$$\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 6,725 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 2,539 \text{ t} \end{cases} \text{ Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile.}$$

b. Voile :

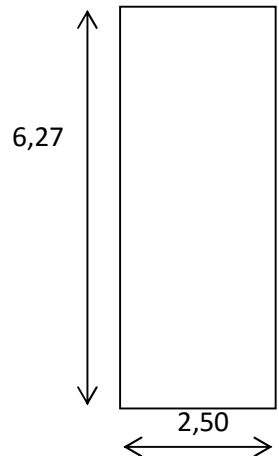
$$P_t = 0,5 \times 2,50 \times 1,8 \times 0,271 \times 6,27^2 = 23,971 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 2,50 \times 0,271 \times 6,27 = 4,248 \text{ t}$$

➤ Force sismique :

$$F_{SH} = 0,25 \cdot G$$

$$P_s = 0,30 \times 7,76 = 2,328 \text{ t.}$$



G : est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure .

$$G = 30,772 + 2,328 = 33,100 \text{ t}$$

$$F_{SH} = 0,25 \times 33,100 = 8,275$$

efforts	Bras de levier /à L'encastrement	M _G (t. m)	M _Q (t. m)	M _{F_{SH}} (t. m)
P _t = 23,971 t	$\frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$	29,964	/	/
P _{t moy} = 6,725 t	$2,5 + \frac{3,83}{2} = 4,415 \text{ m}$	29,691	/	/
P _q = 4,248 t	$\frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$	/	5,310	/
P _{q moy} = 2,539t	$2,5 + \frac{3,83}{2} = 4,415 \text{ m}$	/	11,209	/
F _{SH} = 8,275 t	$\frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$	/	/	10,344
	$\Sigma =$	59,655	16,519	10,344

5.4.2. Les combinaisons

E . L . U :

$$\text{CN : } M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{106,965 \text{ t.m}}$$

$$\text{CS : } M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{79,910 \text{ t.m}}$$

E . L . S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{79,478 \text{ t.m}}$$

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

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (4,88m) .

Donc :

$$M_U = \frac{106,965}{4,88} = \mathbf{21,919 \text{ MN.m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{79,478}{4,88} = \mathbf{16,286 \text{ MN.m/ml}}$$

d. Ferrailage

✓ Ferrailage horizontal

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

La section d'armature est : $A_{su} = \mathbf{14,98 \text{ cm}^2}$

Soit : **8HA 16 (16.08 cm²) ; Avec S_t = 12,5 cm**

✓ Ferrailage de répartition

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{14,98}{4} = \mathbf{3,745 \text{ cm}^2}$$

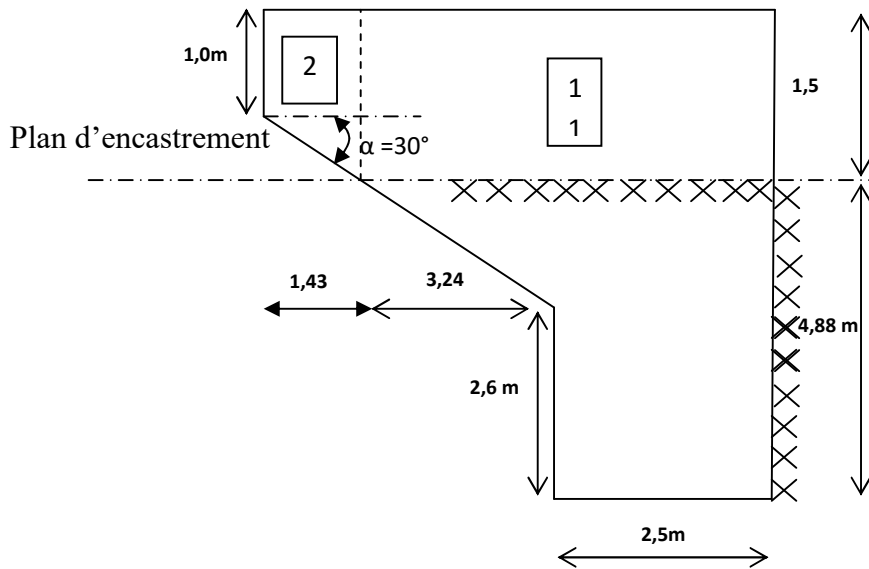
Soit : **4 HA 12(4,52 cm²) ; Avec S_t = 25cm**

Remarque

Puisque le mur en retour n'est pas totalement encastré sur toute sa hauteur avec le mur frontal, on doit vérifier si le ferrailage vertical calculé est suffisant pour équilibrer le moment créé au plan perpendiculaire au sommet de la hauteur d'encastrement, parce que la partie du mur au-dessus de ce plan va travailler par rapport à ce plan, d'où le ferrailage vertical qui va équilibrer les moments créés par rapport à ce plan, comme il est indiqué dans la figure suivante :

Partie non encastré au mur frontal donc elle va être équilibrée par ferrailage vertical d'où la nécessité de l'étudier par rapport à son plan d'encastrement P.

Évaluation des efforts



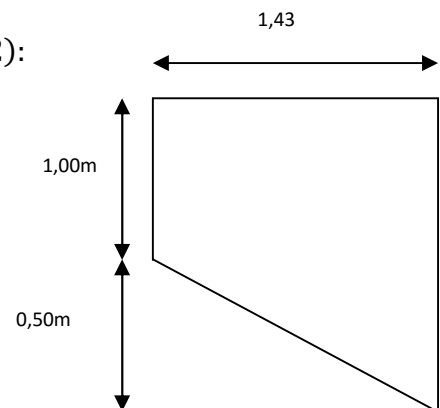
La section et variable, en la divise en deux parties (1)et(2):

➤ **Partie1**

✓ **H = 1,5m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 5,74 \times 0,271 \times 1,5^2 = 3,150 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 5,74 \times 0,271 \times 1,5 = 2,333 \text{ t}$$



➤ **Partie2**

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

✓ **H = 1,5m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 1,43 \times 0,271 \times 1,5^2 = \mathbf{0,785 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,43 \times 0,271 \times 1,5 = \mathbf{0,581 \text{ t}}$$

✓ **H = 1,25 m**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 1,43 \times 0,271 \times 1,25^2 = \mathbf{0,545 \text{ t}}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,43 \times 0,271 \times 1,25 = \mathbf{0,484 \text{ t}}$$

✓ **H = 1m :**

$$P_t = 0,5 \times 1,8 \times 1,43 \times 0,271 \times 1^2 = \mathbf{0,349t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,43 \times 0,271 \times 1 = \mathbf{0,388 \text{ t}}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 1,679t \\ P_{q \text{ moy}} = 1,453 \text{ t} \end{cases}$$

Ces forces sont appliques au milieu de l'aile.

➤ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,25 \cdot G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

G :Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure($G = 33,10 \text{ t}$).

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,25 \times 33,10 = 8,275 \text{ t}$$

Effort	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t.m)	M_Q (t.m)	M_{FSH} (t.m)
$P_t = 3,150 \text{ t}$	$\frac{1,5}{3} = 0,5\text{m}$	1,575	/	/
$P_{t\text{ moy}} = 1,679 \text{ t}$	$1,5 - \frac{2 \times 1,25}{3} = 0,67\text{m}$	1,125	/	/
$P_q = 2,333 \text{ t}$	$\frac{1,5}{2} = 0,75\text{m}$	/	1,750	/
$P_{q\text{ moy}} = 1,453 \text{ t}$	$1,5 - \frac{1,25}{2} = 0,875\text{m}$	/	1,271	/
$F_{SH} = 8,275 \text{ t}$	$\frac{1,5}{2} = 0,75\text{m}$	/	/	6,206
	$\Sigma =$	2,7	3,021	6,206

✓ Les combinaisons

E .L.U :

$$\text{CN} : M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{8,479 \text{ m}}$$

$$\text{CS} : M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = \mathbf{10,719 \text{ t.m}}$$

E .L.S :

$$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{6,325 \text{ t.m}}$$

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

Et puisque on va ferrailer pour 1ml de hauteur et on va diviser par la hauteur d'encastrement égale à (4,88m) .

Donc :

$$M_U = \frac{10,719}{4,88} = \mathbf{2,197 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{6,325}{4,88} = \mathbf{1,296 \text{ t.m/ml}}$$

✓ **Ferrailage**

$b_0 = 1\text{m} ; d = 0,45\text{m} ; d'=0,05$

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

La section d'armature est : $A_{su} = 0,44\text{ cm}^2$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 0,44\text{ cm}^2$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($3,745\text{ cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 0,44\text{ cm}^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

Vérification de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = 5,43\text{ cm}^2 < 4,31\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. N. V}$$

Effort tranchant :

$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(3,150 + 1,679) + 1,6(2,333 + 1,453) = 12,577\text{ t}$

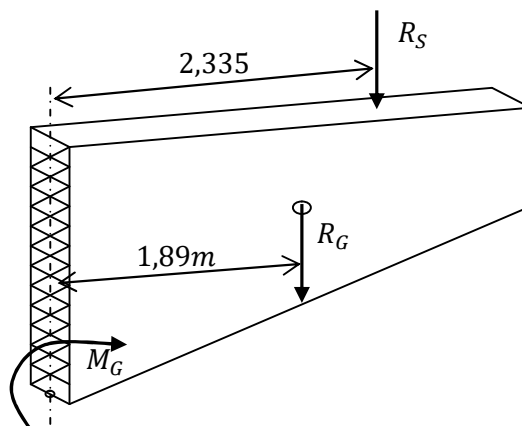
$V_U = \frac{12,577}{4,88} = 2,577\text{ t/ml}$

$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,577 \times 10^{-2}}{0,45 \times 1,00} = 0,057\text{ MPa}$

$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$\tau_U = 0,057 < \bar{\tau}_U = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

Ferrailage de l'aile du mur (sous charge verticale) :



L'aile du mur est assimilée à une console encastree au voile du mur, donc il faut un ferrailage au niveau des fibres supérieure pour équilibrer son poids plus superstructure qui créer un moment au niveau de son encastrement.

P_s = poids de la superstructure

$$P_s = 0,3 \times 4,67 = 1,401 \text{ t}$$

P_G = poids propre = **13,631 t**

$$M_G = 1,89 \times 13,631 + 1,40 \times 2,335 = 29,032 \text{ t.m}$$

✓ **Combinaison**

E. L. U :

$$M_U = 1,35 \times 29,032 = 39,193 \text{ t.m}$$

E. L. S :

$$M_{ser} = 29,032 \text{ t.m}$$

➤ **Ferraillage :**

$$b_0 = 0,50\text{m} \quad , d = 3,62\text{m}$$

Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

La section d'armature est : $A_{su} = 25,54\text{cm}^2$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 21,86 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc on prend la section d'armatures minimales, ($A_s = 25,54 \text{ cm}^2$)

Soit **6 HA 25** en deux nappes avec un espacement de $S_t = 17\text{cm}$.

➤ **Effort tranchant :**

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(1,401 + 13,631) = 16,510 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{16,510 \times 10^{-2}}{0,5 \times 3,62} = 0,0912 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,0912 < \bar{\tau}_U = 2,5\text{MPa}$$

⇒ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

5.4.3. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive)

a. Ferrailage horizontal

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{14,98}{10} = 1,498 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 HA 8** avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{3,745}{2} = 1,873 \text{ cm}^2$$

4 HA 10 avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

5.5. Mur frontal

5.5.1. Évaluation des efforts sur le mur frontal

Il est soumis aux efforts suivants :

🔧 Efforts horizontaux :

- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage+Retrait).
- La poussée des terres.
- La surcharge $Q = 1 \text{ t/m}^2$.
- Effet sismique $F = 0,25G$ (Tablier+Culée).

🔧 Efforts normaux :

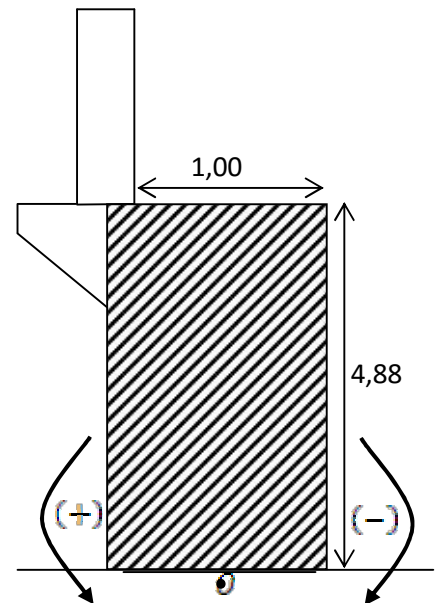
- Poids du tablier.
- Les éléments de la culée.
- Surcharges sur tablier.

Remarque :

Pour les signes des moments par rapport au point (O).

(-) : Moment stabilisateur

(+) : Moment de renversement



a. Calcul des sollicitations

désignation		P(t)	$F_h = \epsilon_H \cdot P$	$F_v = (1 \mp \epsilon_v) \cdot P$	Hm	Vm	$M_s = F_v \cdot H$	$M_r = F_h \cdot V$
Mur garde grève	CN	11,250	0,000	11,250	0,070	5,630	0,787	0,000
	SH	11,250	2,813	11,250	0,070	5,630	0,787	15,834
	SH+SV↑	11,250	2,813	10,463	0,070	5,630	0,732	15,834
	SH+SV↓	11,250	2,813	12,038	0,070	5,630	0,843	15,834
Corbeau	CN	10,628	0,000	10,628	0,700	4,600	7,440	0,000
	SH	10,628	2,657	10,628	0,700	4,600	7,440	12,222
	SH+SV↑	10,628	2,657	9,884	0,700	4,600	6,919	12,222
	SH+SV↓	10,628	2,657	11,372	0,700	4,600	7,960	12,222
Mur en retour	CN	38,608	0,000	38,608	2,870	3,860	110,804	0,000
	SH	38,608	9,652	38,608	2,870	3,860	110,804	37,256
	SH+SV↑	38,608	9,652	35,905	2,870	3,860	103,048	37,256
	SH+SV↓	38,608	9,652	41,310	0,500	2,440	20,655	23,551
Mur frontal	CN	122,000	0,000	122,000	0,500	2,440	61,000	0,000
	SH	122,000	30,500	122,000	0,500	2,440	61,000	74,420
	SH+SV↑	122,000	30,500	113,460	0,500	2,440	56,730	74,420
	SH+SV↓	122,000	30,500	130,540	0,500	2,440	65,270	74,420

Semelle	CN	256,500	0,000	256,500	0,000	0,000	0,000	0,000
	SH	256,500	64,125	256,500	0,000	0,000	0,000	0,000
	SH+SV↑	256,500	64,125	238,545	0,000	0,000	0,000	0,000
	SH+SV↓	256,500	64,125	274,455	0,000	0,000	0,000	0,000
Total culée à vide	CN	438,986	0,000	438,986	/	/	180,031	0,000
	SH	438,986	109,746	438,986	/	/	180,031	139,733
	SH+SV↑	438,986	109,746	408,257	/	/	167,429	139,733
	SH+SV↓	438,986	109,746	469,714	/	/	94,728	126,027
Dalle de transition	CN	24,000	0,000	24,000	2,800	5,030	67,200	0,000
	SH	18,720	4,680	18,720	2,800	5,030	52,416	23,540
	SH+SV↑	18,720	4,680	17,410	2,800	5,030	48,747	23,540
	SH+SV↓	18,720	4,680	20,030	2,800	5,030	56,085	23,540
Remblais sur la dalle de transition	CN	74,880	0,000	74,880	2,800	5,780	209,664	0,000
	SH	74,880	18,720	74,880	2,800	5,780	209,664	108,202
	SH+SV↑	74,880	18,720	69,638	2,800	5,780	194,988	108,202
	SH+SV↓	74,880	18,720	80,122	2,800	5,780	224,340	108,202
Remblais sur la semelle	CN	214,110	0,000	214,110	1,750	2,440	374,693	0,000
	SH	214,110	53,528	214,110	1,750	2,440	374,693	130,607
	SH+SV↑	214,110	53,528	199,122	1,750	2,440	348,464	130,607

	SH+SV↓	214,110	53,528	229,098	1,750	2,440	400,921	130,607
La surcharge Q (t/m ²)	CN	32,000	0,000	32,000	2,800	5,030	89,600	0,000
	SH	32,000	8,000	32,000	2,800	5,030	89,600	40,240
	SH+SV↑	32,000	8,000	29,760	2,800	5,030	83,328	40,240
	SH+SV↓	32,000	8,000	34,240	2,800	5,030	95,872	40,240
Total culée + remblais	CN	783,976	0,000	783,976	/	/	921,187	0,000
	SH	778,696	194,674	778,696	/	/	906,403	442,322
	SH+SV↑	778,696	194,674	724,187	/	/	842,955	442,322
	SH+SV↓	778,696	194,674	833,204	/	/	871,947	428,616

➤ Les sollicitations dues aux terres et la surcharge

Désignation		K _{ah}	les poids (t)	P	V	V (m)	Mr=P.V
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	0,271	0,5x 1,8x 0,271x 6,27 ² x 10	95,884	1/3x6,27	2,090	200,398
	SH	0,328	0,5x 1,8x 0,328x 6,27 ² x 10	115,946	1/3x6,27	2,090	242,326
	SH+SV ↑	0,309	0,5x 1,8x 0,309x 6,27 ² x 10	109,365	1/3x6,27	2,090	228,572
	SH+SV ↓	0,347	0,5x 1,8x 0,347x 6,27 ² x 10	122,597	1/3x6,27	2,090	256,228
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	0,271x 6,27x 10	16,992	1/2x6,27	3,135	53,269
	SH	0,328	0,328x 6,27x 10	20,547	1/2x6,27	3,135	64,414
	SH+SV ↑	0,309	0,309x 6,27x 10	19,381	1/2x6,27	3,135	60,758
	SH+SV ↓	0,347	0,347x 6,27x 10	21,726	1/2x6,27	3,135	68,110
Total	CN	/	/	112,876	/	/	253,667

	SH	/	/	136,492	/	/	306,740
	SH+SV ↑	/	/	128,745	/	/	289,330
	SH+SV ↓	/	/	144,323	/	/	324,338

➤ Les sollicitations dues au tablier

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 148,973 \text{ t}$

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D_{240} : $R_{max} = 129,598 \text{ t}$

Désignation		Réaction	$F_h = \epsilon_H \cdot P$	$F_v = (1 \mp \epsilon_v) \cdot P$	H m	V m	$M_s = F_v \cdot H$	$M_r = F_h \cdot V$
Permanente (Tablier)	CN	148,973	0,000	148,973	0,000	4,980	0,000	0,000
	SH	148,973	37,243	148,973	0,000	4,980	0,000	185,471
	SH+SV ↑	148,973	37,243	138,545	0,000	4,980	0,000	185,471
	SH+SV ↓	148,973	37,243	159,401	0,000	4,980	0,000	185,471
Surcharge (D240)	CN	129,598	0,000	129,598	0,000	4,980	0,000	0,000
	SH	129,598	32,400	129,598	0,000	4,980	0,000	161,350
	SH+SV ↑	129,598	32,400	120,526	0,000	4,980	0,000	161,350
	SH+SV ↓	129,598	32,400	138,670	0,000	4,980	0,000	161,350

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :

$$H_{r,f,T} = \frac{G \times a \times b \times \Delta_i}{T}$$

G : Module d'élasticité transversale.

Pour les ponts routiers : $G = 80 \text{ t/m}^2$.

T : L'épaisseur totale de l'élastomère. **T = 4 cm** (Chapitre d'équipement)

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. **a = 25 cm**, **b = 30 cm**

Δ_{fl} , Δ_r , Δ_T : sont des déformations (chapitre de calcul des déformations).

$$\Delta_{fl} = 0,5920 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,1817 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 0,20 \text{ cm}$$

$$H_r = \frac{80 \times 0,25 \times 0,3 \times 0,001817}{0,04} = 0,2726 \text{ t}$$

$$H_{fl} = 0,888 \text{ t}$$

$$H_T = 0,300 \text{ t}$$

$$H_{r,fl,T} = 0,2726 + 0,888 + 0,300 = 1,4606 \text{ t/1 appareil}$$

$$\Rightarrow H_{r,fl,T} = 1,4606 \times 8 = 11,6848 \text{ t}$$

	$F_H(t)$	V(m)	$M_{FH0}(t.m/ml)$
B_C	15 .00	4,98	74,700
(T + F + R)	11,6848	4,98	58,190

❖ **Tableau récapitulatif**

Désignation		$F_h = \epsilon_H . P$	$F_v = (1 \mp \epsilon_v) . P$	H m	V m	$M_s = F_v . H$	$M_r = F_h . V$
Total culée + remblais	CN	0,000	783,976	/	/	921,187	0,000
	SH	194,674	778,696	/	/	906,403	442,322
	SH+SV↑	194,674	724,187	/	/	842,955	442,322
	SH+SV↓	194,674	833,204	/	/	871,947	428,616
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	95,884	/	0,000	2,090	0,000	200,398
	SH	115,946	/	0,000	2,090	0,000	242,326
	SH+SV↑	109,365	/	0,000	2,090	0,000	228,572
	SH+SV↓	122,597	/	0,000	2,090	0,000	256,228
Permanen	CN	0,000	148,973	0,000	4,980	0,000	0,000

te (Tablier)	SH	37,243	148,973	0,000	4,980	0,000	185,471
	SH+SV↑	37,243	138,545	0,000	4,980	0,000	185,471
	SH+SV↓	37,243	159,401	0,000	4,980	0,000	185,471
Surcharge sur MGG et MF	CN	16,992	/	0,000	3,135	0,000	53,269
	SH	20,547	/	0,000	3,135	0,000	64,414
	SH+SV↑	19,381	/	0,000	3,135	0,000	60,758
	SH+SV↓	21,726	/	0,000	3,135	0,000	68,110
Surcharge (D240)	CN	0,000	129,598	0,000	4,980	0,000	0,000
	SH	32,400	129,598	0,000	4,980	0,000	161,350
	SH+SV↑	32,400	120,526	0,000	4,980	0,000	161,350
	SH+SV↓	32,400	138,670	0,000	4,980	0,000	161,350
Bc freinage	CN	15,000	0,000	/	4,980	0,000	74,700
	SH	15,000	0,000	/	4,980	0,000	74,700
	SH+SV↑	15,000	0,000	/	4,980	0,000	74,700
	SH+SV↓	15,000	0,000	/	4,980	0,000	74,700
La surcharge Q (t/m2)	CN	0,000	32,000	2,800	5,030	89,600	0,000
	SH	8,000	32,000	2,800	5,030	89,600	40,240
	SH+SV↑	8,000	29,760	2,800	5,030	83,328	40,240
	SH+SV↓	8,000	34,240	2,800	5,030	95,872	40,240
T+R+F	CN	11,685	0,000	/	4,980	0,000	58,190
	SH	11,685	0,000	/	4,980	0,000	58,190
	SH+SV↑	11,685	0,000	/	4,980	0,000	58,190
	SH+SV↓	11,685	0,000	/	4,980	0,000	58,190

➤ Les charges permanentes

	Fh	Fv	Ms=Fv.H	Mr=Fh.V
CN	95,884	932,949	921,187	200,398
SH	347,863	927,669	906,403	870,119
SH+SV ↑	341,282	862,732	842,955	856,365
SH+SV ↓	354,514	992,605	871,947	870,316

➤ Les surcharges :

	Fh	Fv	Ms=Fv.H	Mr=Fh.V
CN	31,992	161,598	89,600	127,969
SH	75,946	161,598	89,600	340,704
SH+SV ↑	74,780	150,286	83,328	337,048
SH+SV ↓	77,125	172,910	95,872	344,399

➤ R+F+T :

	Fh	Fv	MS=Fv.H	Mr=Fh.V
CN	11,685	/	/	58,190
SH	11,685	/	/	58,190
SH+SV ↑	11,685	/	/	58,190
SH+SV ↓	11,685	/	/	58,190

❖ Combinaison

CN :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

CS:

$$G + Q + 0,6T$$

❖ Condition normal :

Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	189,978	1518,037	1386,963	521,840
ELS	141,285	1126,866	1028,707	388,875

❖ Condition sismique :

Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV↓	438,650	1165,515	967,819	1249,629

5.5.2. Calcul du ferrailage

➤ Vérification du flambement de mur

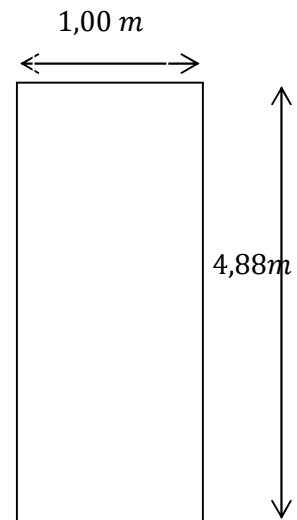
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec: } l_f = 0,707 \times 4,88 = 3,450 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec: } B = 1 \times 4,88 = 4,88 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 4,88^3}{12} = 9,685 \text{ m}^4$$

Donc:

$$i = \sqrt{\frac{9,685}{4,88}} = 1,409 \text{ m}$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{3,450}{1,409} = 2,449 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

Alors le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*), en prend une bonde de 1ml de largeur et hauteur.

$$N_U = \frac{15,18037}{10} = 1,518 \text{ MN/m}$$

$$N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

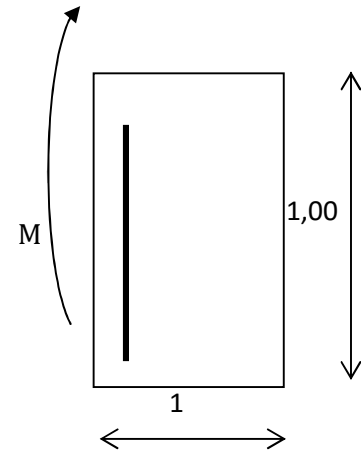
$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,00098$$

$$N_U^* = 1,518 \times 1,00089 = 1,519 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a) \quad , \text{ avec :}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{865,123}{1518,037} = 0,567 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 0,02\text{m}$$



Donc :

$$M_U^* = 1,519 \times (0,567 + 0,02) = 0,892 \text{ MN/ml}$$

Après le calcul on trouve que $A_S = 0$ (section entierement comprimée)

Donc on prend la section minimale :

$$A_S = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 12,075\text{cm}^2, \text{ soit on prend : } 4 \text{ HA } 20 ; \text{ Avec : } S_t = 25\text{cm}$$

➤ **Ferrailage horizontal** :(du a l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{4386,50}{4,88} = 898,873 \text{ KN/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^0$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{898,873 \times 10^{-3}}{1 \times 0,95} = 0,946 < \bar{\tau}_U = 2,5\text{Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00296 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}. \text{ On fixe : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

$$A_t > 5,92 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification du pourcentage :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,118 \text{ cm} \text{ On fixe : } S_t = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

Donc :

$$A_t > 2,36 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$$A_t = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2} \text{ , soit : } \mathbf{4 \text{ HA } 12} \text{ , avec : } S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

➤ Armatures à droite:(ferraillage vertical)

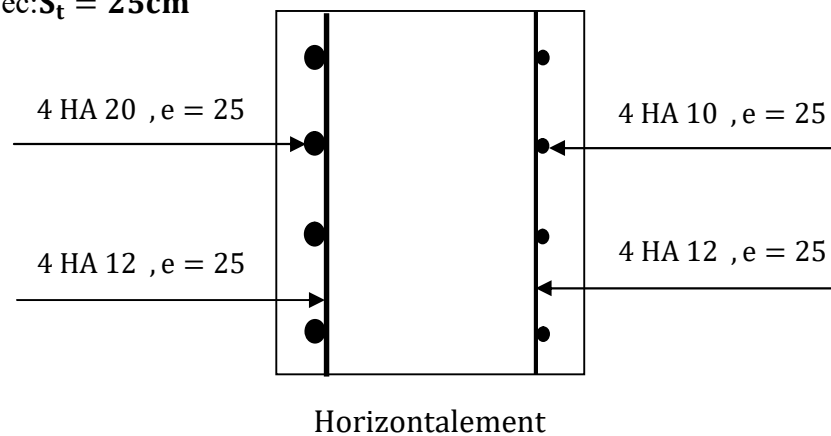
$$A_v = \frac{A_s}{3} = \frac{12,075}{3} = 4,025 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12** ; Avec : **S_t = 25cm**

➤ Armatures à droite:(ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{4,520}{2} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit: **4 HA 10**, Avec: **S_t = 25cm**



6. Etude de ferrailage de la semelle sous culée

La semelle sous culée est une semelle reposant sur des pieux.

6.1. Les sollicitations

désignation		P(t)	$F_h = \varepsilon_H \cdot P$	$F_v = (1 \mp \varepsilon_v) \cdot P$	Hm	Vm	$M_s = F_v \cdot H$	$M_r = F_h \cdot V$
Mur garde grève	CN	11,250	0,000	11,250	0,070	6,380	0,787	0,000
	SH	11,250	2,813	11,250	0,070	6,380	0,787	17,944
	SH+SV↑	11,250	2,813	10,463	0,070	6,380	0,732	17,944
	SH+SV↓	11,250	2,813	12,038	0,070	6,380	0,843	17,944
Corbeau	CN	10,628	0,000	10,628	0,700	5,350	7,440	0,000
	SH	10,628	2,657	10,628	0,700	5,350	7,440	14,215
	SH+SV↑	10,628	2,657	9,884	0,700	5,350	6,919	14,215
	SH+SV↓	10,628	2,657	11,372	0,700	5,350	7,960	14,215
Mur en retour	CN	38,608	0,000	38,608	2,870	4,610	110,804	0,000
	SH	38,608	9,652	38,608	2,870	4,610	110,804	44,495
	SH+SV↑	38,608	9,652	35,905	2,870	4,610	103,048	44,495
	SH+SV↓	38,608	9,652	41,310	2,870	4,610	118,560	44,495
Mur frontal	CN	122,000	0,000	122,000	0,000	3,440	0,000	0,000
	SH	122,000	30,500	122,000	0,000	3,440	0,000	104,920
	SH+SV↑	122,000	30,500	113,460	0,000	3,440	0,000	104,920

	SH+SV↓	122,000	30,500	130,540	0,000	3,440	0,000	104,920
Semelle	CN	256,500	0,000	256,500	0,000	0,750	0,000	0,000
	SH	256,500	64,125	256,500	0,000	0,750	0,000	48,094
	SH+SV↑	256,500	64,125	238,545	0,000	0,750	0,000	48,094
	SH+SV↓	256,500	64,125	274,455	0,000	0,750	0,000	48,094
Total culée à vide	CN	438,986	0,000	438,986	/	/	119,031	0,000
	SH	438,986	109,746	438,986	/	/	119,031	229,668
	SH+SV↑	438,986	109,746	408,257	/	/	110,699	229,668
	SH+SV↓	438,986	109,746	469,714	/	/	127,363	229,668
Dalle de transition	CN	24,000	0,000	24,000	2,800	5,780	67,200	0,000
	SH	24,000	6,000	24,000	2,800	5,780	67,200	34,680
	SH+SV↑	24,000	6,000	22,320	2,800	5,780	62,496	34,680
	SH+SV↓	24,000	6,000	25,680	2,800	5,780	71,904	34,680
Remblais sur la dalle de transition	CN	70,272	0,000	70,272	2,800	6,530	196,762	0,000
	SH	70,272	17,568	70,272	2,800	6,530	196,762	114,719
	SH+SV↑	70,272	17,568	65,353	2,800	6,530	182,988	114,719
	SH+SV↓	70,272	17,568	75,191	2,800	6,530	210,535	114,719
Remblais sur la	CN	200,934	0,000	200,934	1,750	3,190	351,635	0,000

semelle	SH	200,934	50,234	200,934	1,750	3,190	351,635	160,245
	SH+SV↑	200,934	50,234	186,869	1,750	3,190	327,020	160,245
	SH+SV↓	200,934	50,234	214,999	1,750	3,190	376,249	160,245
La surcharge Q (t/m ²)	CN	32,000	0,000	32,000	2,800	5,780	89,600	0,000
	SH	32,000	8,000	32,000	2,800	5,780	89,600	46,240
	SH+SV↑	32,000	8,000	29,760	2,800	5,780	83,328	46,240
	SH+SV↓	32,000	8,000	34,240	2,800	5,780	95,872	46,240
Total culée + remblais	CN	766,192	0,000	766,192	/	/	824,227	0,000
	SH	766,192	191,548	766,192	/	/	824,227	585,551
	SH+SV↑	766,192	191,548	712,558	/	/	766,531	585,551
	SH+SV↓	766,192	191,548	819,825	/	/	881,923	585,551

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

Désignation		K _{ah}	les poids (t)	P(t)	V	V(m)	Mr=P.V
Poussée de la terre sur MGG et MF	CN	0,271	0,5x 1,8x 0,271x 6,27 ² x 10	95,884	1/3x6,27+1,5	3,590	344,224
	SH	0,328	0,5x 1,8x 0,328x 6,27 ² x 10	115,946	1/3x6,27+1,5	3,590	416,244
	SH+SV↑	0,309	0,5x 1,8x 0,309x 6,27 ² x 10	109,365	1/3x6,27+1,5	3,590	392,619
	SH+SV↓	0,347	0,5x 1,8x 0,347x 6,27 ² x 10	122,597	1/3x6,27+1,5	3,590	440,124
Poussée de la terre sur la semelle	CN	0,271	0,5x1,8x0,271x1,5 ² x11,4	6,256	1/3x1,5	0,500	3,128
	SH	0,328	0,5x1,8x0,328x1,5 ² x11,4	7,565	1/3x1,5	0,500	3,782
	SH+SV↑	0,309	0,5x1,8x0,309x1,5 ² x11,4	7,136	1/3x1,5	0,500	3,568
	SH+SV↓	0,347	0,5x1,8x0,347x1,5 ² x11,4	7,999	1/3x1,5	0,500	3,999

Surcharge sur MGG et MF	CN	0,271	0,271x6,27x10	16,992	1/2x6,27+1,5	4,635	78,757
	SH	0,328	0,328x6,27x10	20,547	1/2x6,27+1,5	4,635	95,234
	SH+SV↑	0,309	0,309x6,27x10	19,381	1/2x6,27+1,5	4,635	89,829
	SH+SV↓	0,347	0,347x6,27x10	21,726	1/2x6,27+1,5	4,635	100,698
Surcharge sur la semelle	CN	0,271	0,271x 1,5 x11,4	4,634	1/2x1,5	0,750	3,476
	SH	0,328	0,328x 1,5 x11,4	5,604	1/2x1,5	0,750	4,203
	SH+SV↑	0,309	0,309x 1,5 x11,4	5,286	1/2x1,5	0,750	3,964
	SH+SV↓	0,347	0,347x 1,5 x11,4	5,925	1/2x1,5	0,750	4,444
Total	CN	/	/	112,876	/	3,590	422,981
	SH	/	/	136,492	/	3,590	511,479
	SH+SV↑	/	/	128,745	/	3,590	482,448
	SH+SV↓	/	/	144,323	/	3,590	540,822

➤ Les sollicitations dues au tablier

La Réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 148,973 \text{ t}$

La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D_{240} : $R_{max} = 129,598 \text{ t}$

Désignation		P(t)	$F_h = \epsilon_H . P$	$F_v = (1 \mp \epsilon_v) . P$	H (m)	V(m)	$M_s = F_v . H$	$M_r = F_h . V$
Permanente (Tablier)	CN	148,973	0,000	148,973	0,000	6,480	0,000	0,000
	SH	148,973	37,243	148,973	0,000	6,480	0,000	241,336
	SH+SV↑	148,973	37,243	138,545	0,000	6,480	0,000	241,336
	SH+SV↓	148,973	37,243	159,401	0,000	6,480	0,000	241,336
Surcharge (D240)	CN	129,598	0,000	129,598	0,000	6,480	0,000	0,000
	SH	129,598	32,400	129,598	0,000	6,480	0,000	209,949
	SH+SV↑	129,598	32,400	120,526	0,000	6,480	0,000	209,949
	SH+SV↓	129,598	32,400	138,670	0,000	6,480	0,000	209,949

➤ Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait

	$F_H(t)$	$V(m)$	$M_{FH0}(t. m/ml)$
B_C	15,00	6,48	97,200
(T + F + R)	11,6848	6,48	75,718

❖ Tableau récapitulatif

Désignation		Fh	Fv	H(m)	V(m)	Ms=fv.h	Mr=fh.v
Total culée + remblais	Cn	0,000	766,192	/	/	824,227	0,000
	Sh	191,548	766,192	/	/	824,227	585,551
	sh+sv ↑	191,548	712,558	/	/	766,531	585,551
	sh+sv ↓	191,548	819,825	/	/	881,923	585,551
Permanente (tablier)	Cn	95,884	/	0,000	3,590	0,000	344,224
	Sh	115,946	/	0,000	3,590	0,000	416,244
	sh+sv ↑	109,365	/	0,000	3,590	0,000	392,619
	sh+sv ↓	122,597	/	0,000	3,590	0,000	440,124
Poussée de la terre sur mgg et mf	Cn	0,000	148,973	0,000	6,480	0,000	0,000
	Sh	37,243	148,973	0,000	6,480	0,000	241,336
	sh+sv ↑	37,243	138,545	0,000	6,480	0,000	241,336
	sh+sv ↓	37,243	159,401	0,000	6,480	0,000	241,336
Poussée de la terre sur la semelle	Cn	6,256	/	0,000	0,500	0,000	3,128
	Sh	7,565	/	0,000	0,500	0,000	3,782
	sh+sv ↑	7,136	/	0,000	0,500	0,000	3,568
	sh+sv ↓	7,999	/	0,000	0,500	0,000	3,999
La surcharge q (t/m ²)	Cn	16,992	/	0,000	4,635	0,000	78,757
	Sh	20,547	/	0,000	4,635	0,000	95,234
	sh+sv ↑	19,381	/	0,000	4,635	0,000	89,829

	sh+sv ↓	21,726	/	0,000	4,635	0,000	100,698
Surcharge (d240)	Cn	0,000	129,598	0,000	6,480	0,000	0,000
	Sh	32,400	129,598	0,000	6,480	0,000	209,949
	sh+sv ↑	32,400	120,526	0,000	6,480	0,000	209,949
	sh+sv ↓	32,400	138,670	0,000	6,480	0,000	209,949
Poussée du surcharge sur mgg et mf	Cn	4,634	/	0,000	0,750	0,000	3,476
	Sh	5,604	/	0,000	0,750	0,000	4,203
	sh+sv ↑	5,286	/	0,000	0,750	0,000	3,964
	sh+sv ↓	5,925	/	0,000	0,750	0,000	4,444
Poussée du surcharge sur la semelle	Cn	15,000	0,000	/	6,480	0,000	97,200
	Sh	15,000	0,000	/	6,480	0,000	97,200
	sh+sv ↑	15,000	0,000	/	6,480	0,000	97,200
	sh+sv ↓	15,000	0,000	/	6,480	0,000	97,200
Bc	Cn	0,000	32,000	2,800	5,780	89,600	0,000
	Sh	8,000	32,000	2,800	5,780	89,600	46,240
	sh+sv ↑	8,000	29,760	2,800	5,780	83,328	46,240
	sh+sv ↓	8,000	34,240	2,800	5,780	95,872	46,240
R+f+t	Cn	11,685	0,000	/	6,480	0,000	75,718
	Sh	11,685	0,000	/	6,480	0,000	75,718
	sh+sv ↑	11,685	0,000	/	6,480	0,000	75,718
	sh+sv ↓	11,685	0,000	/	6,480	0,000	75,718

➤ Les charges permanentes:

	Fh	Fv	MFV=Fv.H	MFh=Fh.V
CN	102,140	915,165	824,227	347,352
SH	160,754	915,165	824,227	1246,915
SH+SV ↑	153,743	851,103	766,531	1223,074
SH+SV ↓	167,839	979,226	881,923	1271,011

➤ Les surcharges :

	Fh	Fv	MFV=Fv.H	MFh=Fh.V
CN	31,992	161,598	89,600	175,957
SH	75,946	161,598	89,600	448,623
SH+SV ↑	74,780	150,286	83,328	443,218
SH+SV ↓	77,125	172,910	95,872	454,087

➤ R+F+T :

	Fh	Fv	MFV=Fv.H	MFh=Fh.V
CN	11,685	/	/	75,718
SH	11,685	/	/	75,718
SH+SV ↑	11,685	/	/	75,718
SH+SV ↓	11,685	/	/	75,718

6.2. Combinaison :

CN :

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,6Q + 0,8T$$

$$\text{ELS: } G + 1,2Q + 0,6T$$

CS:

$$G + Q + 0,6T$$

- **Condition Normale :**

Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
ELU	198,424	1494,029	1256,066	811,030
ELS	147,541	1109,082	931,747	603,931

- **Condition Sismique :**

Etat	Fh	Fv	MFv(-)	MFh(+)
SH+SV ↓	251,975	1152,136	977,795	1770,529

Combinaisons : Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

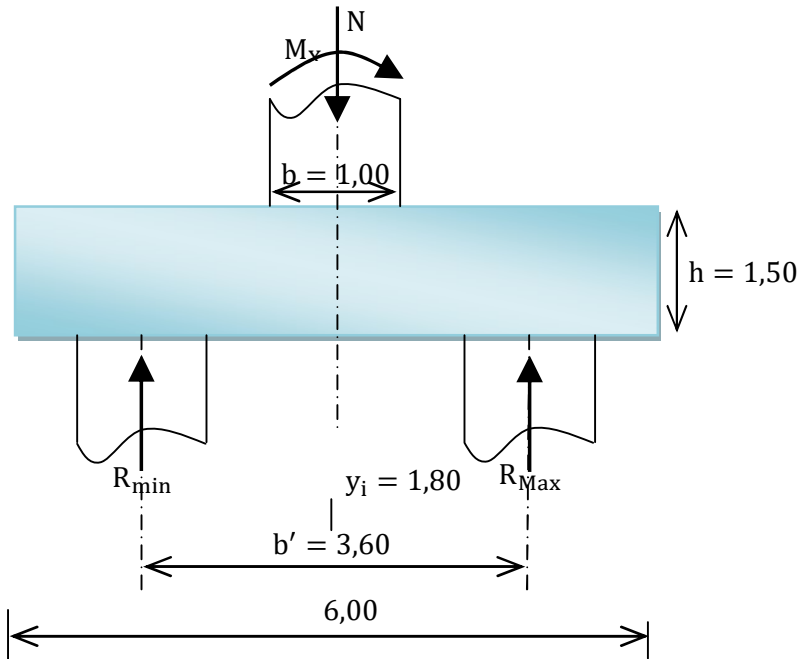
Avec : $M_{nette} = |M_{FH} - M_{FV}|$

		F _H (t)	F _V (t)	M _{nette} (t. m)
E. L. S	CN	147,541	1109,082	327,816
E. L. U	CN	198,424	1494,029	445,037
	CS	251,975	1152,136	618,393

✓ **Effort revenant a chaque pieu**

L'effort normal qui revient a chaque pieu est :

$$R_{i \min}^{\max} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$



Avec : $n = 8$: nombre des pieux.

$b' = 3,60$ m: entre axes des pieux.

		$F_V(t)$	$M_{nette}(t.m)$	$R_{min}(t)$	$R_{max}(t)$
E. L. S	CN	1109,0821	327,8165	167,9840	201,7100
E. L. U	CN	1494,0289	445,0366	226,1120	271,8976
	CS	1152,1359	618,3928	160,2123	223,8330

On a : $R_{Min} > 0$

Donc il n'y a pas risque de soulèvement des pieux.

Calcul du ferrailage :

La méthode des bielles est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \geq 45^\circ \\ d \geq \frac{b'}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } tg\theta = \frac{d}{\left(\frac{3b'}{8}\right) - \frac{b}{4}}$$

$$tg\theta = \frac{1,45}{\left(\frac{3 \times 3,6}{8}\right) - \frac{1,5}{4}} = 1,487 \Rightarrow \theta = 56,083$$

$$\theta > 45 \dots \dots \dots CV$$

$$d \geq \frac{3,6}{2} - \frac{1}{4} \Rightarrow 1,55 \geq 1,5 \dots \dots \dots CNV$$

Donc, la méthode des bielles n'est pas applicable, on applique la méthode de la RDM approchée (méthode de moment)

• Les armatures transversales inférieures

ELU :

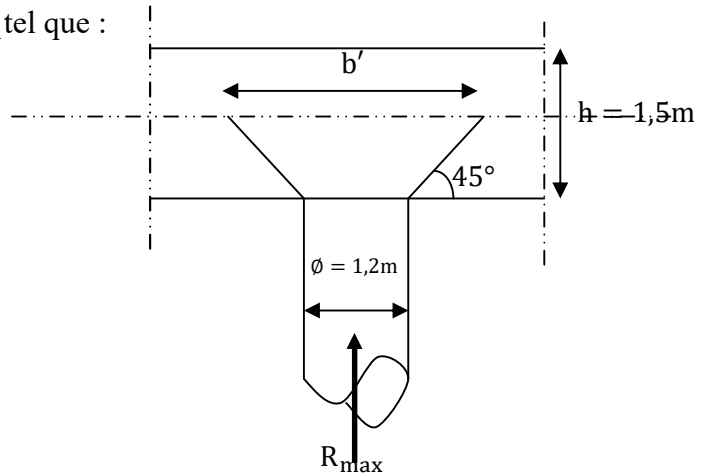
On a : $R_{max} = 271,8976 \text{ t}$

$$M_{1,ult} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 271,897 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,5 \right) = 346,669 \text{ t.m}$$

On prend une bande de calcul de b_1 tel que :

$$b_1 = \varnothing_{pieu} + h = 1,20 + 1,5$$

$$b_1 = 2,7 \text{ m}$$



ELS :

On a : $R_{max} = 201,710 \text{ t}$.

$$M_{1,ser} = R_{max} \times \left(\frac{b'}{2} - 0,35 \times b \right) = 201,710 \left(\frac{3,6}{2} - 0,35 \times 1,5 \right) = 362,553 \text{ t.m}$$

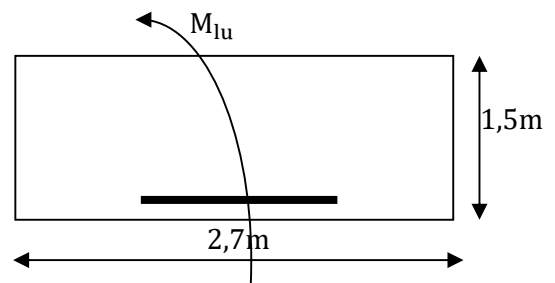
Après l'utilisation du logiciel SOCOTEC on a obtenu les résultats suivants :

La section d'armature est : $A_{su} = 70,33 \text{ cm}^2$

Soit 10HA32 ($A_{st} = 80,42 \text{ cm}^2$).

L'espacement entre les barres :

$$S_t = \frac{\varnothing+h-c}{10-1} = \frac{2,6}{13} = 0,20 \Rightarrow S_t = 20\text{cm}.$$



• Les armatures transversales supérieures :

$$A_{t,sup} = \frac{A_{su}}{10} = \frac{70,33}{10} = 7,033 \text{ cm}^2$$

soit 7HA12 ($A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{6} = 0,43\text{m} \Rightarrow S_t = 43\text{cm}.$$

- Les armatures longitudinales inférieures :

$$A_{l,inf} = \frac{A_{su}}{3} = \frac{70,33}{3} = 23,443 \text{ cm}^2.$$

soit 8HA20 ($A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2$).

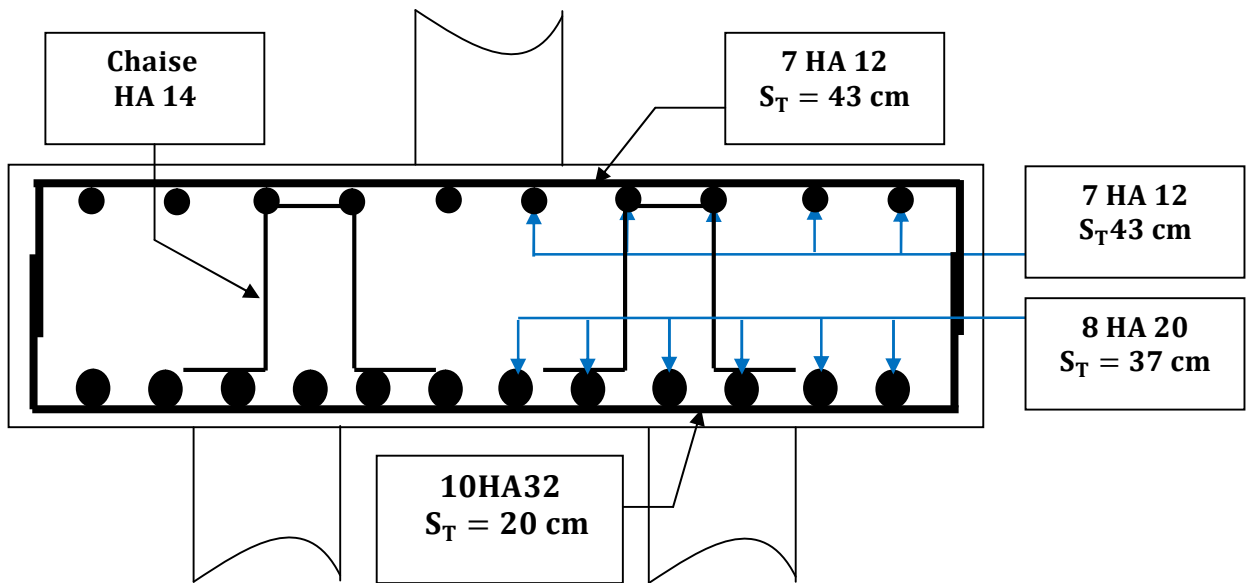
$$S_t = \frac{2,6}{7} = 0,37\text{m} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 37\text{cm}.$$

- Les armatures longitudinales supérieures :

$$A_{l,sup} = \frac{A_{su}}{10} = 70,33/10 = 7,033 \text{ cm}^2$$

soit : 7 HA12 ($A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$)

$$S_t = \frac{2,6}{6} = 0,43\text{m} \Rightarrow S_t = 43 \text{ cm}.$$



Coupe transversale

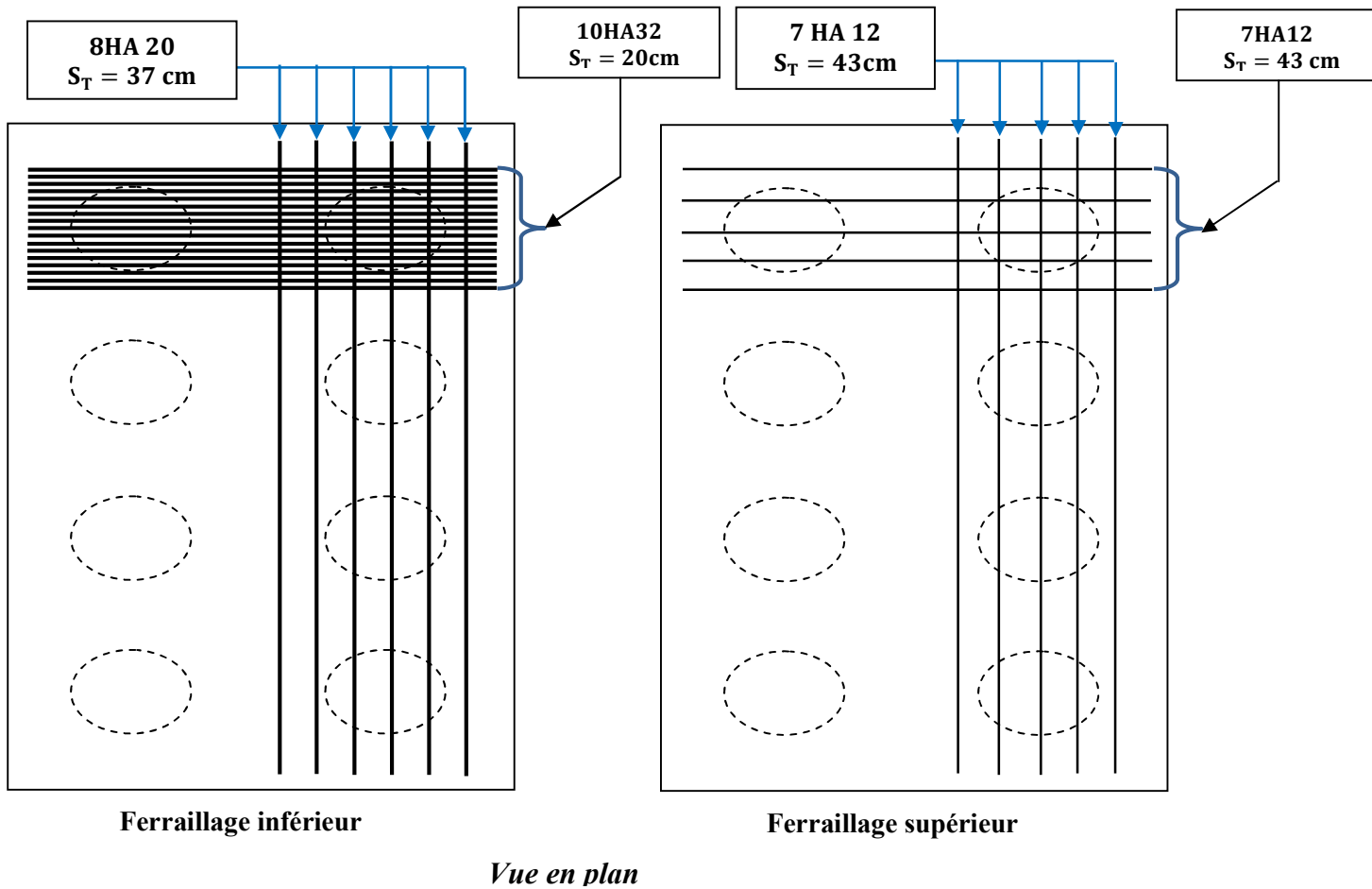


Figure.13.5 : Ferrailage de la semelle.

7. Etude est ferrailage des pieux sous culée

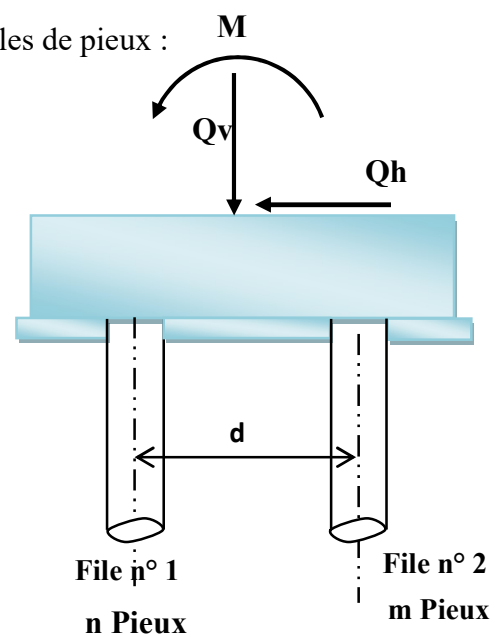
On considère des fondations reposant sur deux files de pieux :

n : Nombre de pieux sous la file 1

m : Nombre de pieux sous la file 2

d : Entre axe des files

Pour notre cas : n = m = 4 pieux



Dans notre étude nous allons élaborer un programme Excel qui fait tout le calcul soit les déformations soit les sollicitations dans les pieux.

Le programme nous donne les résultats suivants :

$$\text{Sous le séisme : } \begin{cases} M_U = 52,936 \text{ t.m} \\ T_U = 126,439 \text{ t} \end{cases}$$

On va ferrailer les pieux en flexion composée sous le moment maximal et l'effort normal minimal, ces derniers sont obtenus dans le cas du séisme.

On utilise le logiciel SOCOTEC : $A_s = 0,00 \text{ cm}^2$

7.1. Calcul des armatures minimales :

D'après l'R P A, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{S_{\min}} = 0,5\% \times B = \frac{0,5 \times \pi \times r^2}{100} = \frac{0,5 \times 3,14 \times 0,6^2}{100} = 56,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 56,55 \text{ cm}^2 > A_s = 21,39 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 10 \text{ HA25}$$

$$S_t = \frac{2 \times \pi \times (r - c)}{12} \cong 28 \text{ cm}$$

Pour les armatures transversales, on prend des cerces de **HA12** avec un espacement de 20cm.

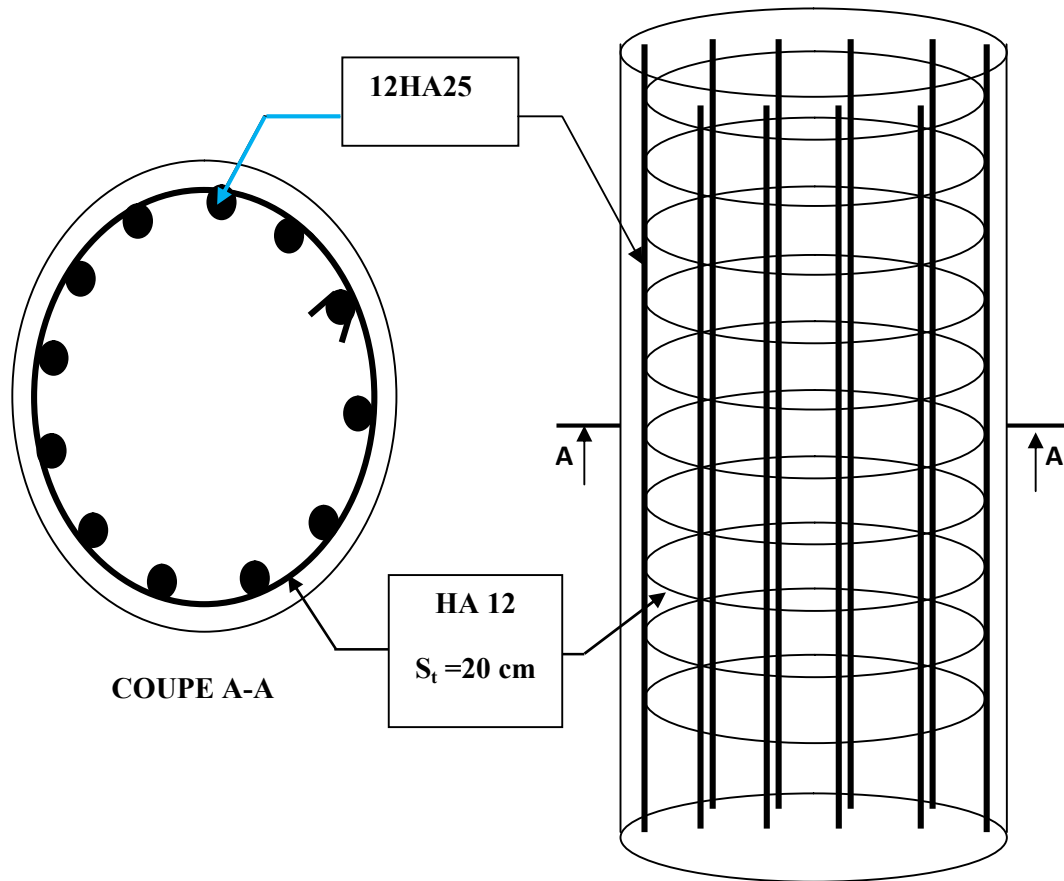


Figure.13.6: ferrailage du pieu.

1. Introduction

La construction sur des sols compressibles présente plusieurs difficultés liées essentiellement aux problèmes de portance, tassements, stabilité,... etc. Le renforcement de ces sols par colonnes ballastées constitue une des techniques les plus utilisées pour remédier à ces problèmes. Ces techniques consistent à incorporer et à compacter un matériau granulaire de caractéristiques géotechniques supérieures à celles du terrain à renforcer. La mise en place de ces inclusions souples peut être réalisée suivant différentes techniques [DHO 05].

Le but d'un renforcement par inclusions souples est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales ou locales sous l'ouvrage. Ainsi, on prévoit le comportement des éléments d'infrastructure (semelles, radiers...), soit :

- l'amélioration de la portance ;
- la réduction des tassements ;
- l'homogénéisation des caractéristiques géotechniques ;
- l'augmentation de la vitesse de consolidation (avec exutoire) ;
- l'augmentation des caractéristiques (cohésion c , angle de frottement ϕ , paramètres de déformation) ;
- la contribution à la stabilité générale des remblais ;
- la réduction du risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

2. Etude bibliographique

La simulation du comportement de colonnes ballastées en laboratoire sur modèles réduits a déjà fait l'objet de nombreuses études. On peut citer à titre d'exemples les travaux de [SIV 04]; [BLA 06] ou [BLA 07]. Ces études s'intéressent principalement au rôle du diamètre et/ou de la longueur de la colonne sur l'efficacité du renforcement dans l'augmentation de la rigidité et de la résistance des sols renforcés. Dans ces études, les colonnes de sable utilisées sont mises en place par forage et par substitution du sol par un matériau granulaire. Par ailleurs, des essais in situ ont également été réalisés [SIX 06] ; [COR 07].

De nombreuses procédures numériques ont été développées pour modéliser l'installation de la colonne. Certains auteurs imposent un déplacement latéral uniforme égal au diamètre moyen de la colonne finale en utilisant un modèle axisymétrique [GUE 07]; [CAS 10] ou [KIR 06] ; d'autres utilisent une modélisation 3D du sol environnant la colonne [NGU 08].

D'autres auteurs ont identifié par une analyse inverse le rapport (K) de la contrainte latérale à la contrainte verticale dans l'argile, à partir des essais sur le terrain [ELS 08] ; [ELS 06].

Les travaux de [PHA 10] ont été consacrés à l'étude de l'effet de la mise place des colonnes ballastées par différentes techniques sur le sol entourant. Plusieurs techniques de mise en place sont considérées, (i) sans refoulement du sol et sans compactage de la colonne (méthode « SR-SC ») et (ii) sans refoulement du sol avec compactage de la colonne (méthode SR-AC), (iii) avec refoulement du sol avec compactage. L'étude a été réalisée sur des modèles réduits de sol renforcé constitués de sable de Loire et de Kaolin.

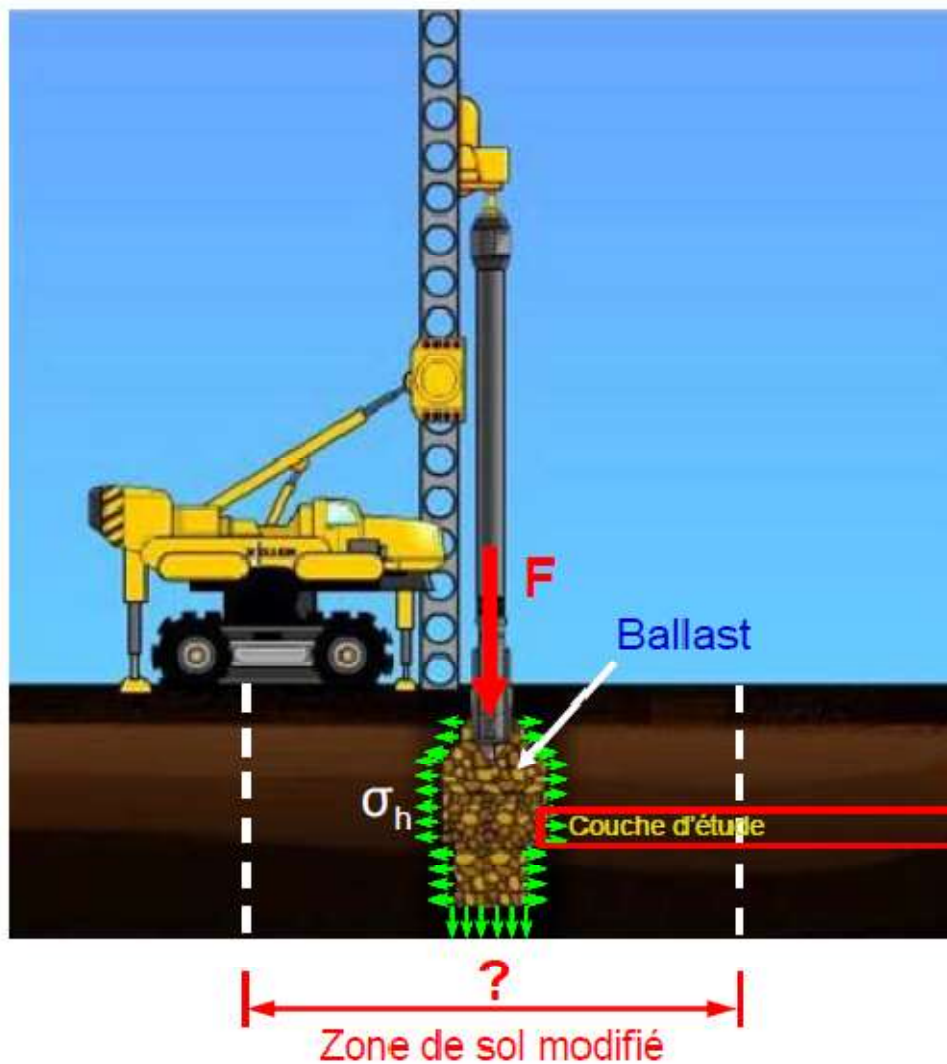


Figure.14.1 : Mise en place de la colonne ballastée.

3. Essais au laboratoire

Le matériau constituant les échantillons a été préalablement humidifié à une teneur en eau de saturation de l'ordre du double de sa limite de liquidité, soit $w = 110\%$. Les échantillons [PHA 10] de Kaolin sont ensuite pré-consolidés sous une contrainte verticale de 50 kPa dans un moule rigide de dimensions : $\Phi = 150$ mm et $h = 200$ mm. La hauteur finale des éprouvettes après pré-consolidation est de 130 mm. L'état ainsi atteint est appelé « état initial ».

Les caractéristiques géotechniques du « sol » ainsi constitué sont déterminées à partir d'essais classiques de laboratoire (essais oedométriques, essais triaxiaux).

Le matériau utilisé pour modéliser le ballast est un sable dont seule la fraction 1/1,25 mm a été utilisée. Les dimensions adoptées correspondent à un faible taux de substitution et à un matériau constitutif de la colonne de granulométrie grossière.

La mise en place des colonnes de sable dans les éprouvettes de kaolin est réalisée comme suivant les principales étapes suivantes

- Réalisation d'un forge préalable (sans refoulement) ou enfoncement d'un mini carottier (tête fermé dans le cas sans refoulement) ;
- Introduction d'une couche de sable (20mm) ;
- Compactage de la couche par un piston ;
- Répéter l'opération jusqu'à la réalisation de la colonne sur toute sa hauteur.

4. Objectif du travail

Le présent travail constitue une contribution à la compréhension des effets du renforcement par les colonnes ballastées sur les sols compressibles. L'étude consiste en une simulation en éléments finis par le code de calcul Plaxis® (2D) du modèle réduit utilisé dans les essais de [PHA 10]. Le modèle réduit constitue une cellule élémentaire axisymétrique constituée d'une colonne de sable entourée d'un sol compressible de forme cylindrique.

L'étude a pour objectif de caractériser les effets de l'expansion radiale de la colonne sur le sol environnant en considérant différents taux d'expansion. L'étude est focalisée sur l'augmentation des pressions interstitielles qui se dissipent au cours de la consolidation et l'augmentation des contraintes effectives horizontales. La mise en place est simulée numériquement par un déplacement radial d'une paroi drainante.

Le comportement du sol entourant est modélisé par la loi SSM (Soft Soil Model) incorporé dans le logiciel PLAXIS qui bien adapté au comportement des argiles.

1. Introduction

Cette partie concerne la simulation numérique des essais. L'expansion radiale de la colonne est simulée par l'application d'un déplacement radial tout le long de la frontière de la colonne. Afin d'étudier l'effet du taux d'expansion radiale, trois valeurs de déplacement 1,3, 6 mm ont été appliquées. Les mêmes conditions mécaniques et hydrauliques des essais ont été adoptées dans la simulation. La colonne de sable n'est pas modélisée, uniquement son expansion radiale qui est appliquée par l'imposition d'un déplacement radial uniforme tout le long de sa frontière. Le calcul va être exécuté en deux phases : plastique et consolidation.

2. Modèle numérique par éléments finis (logiciel Plaxis)

2.1. Maillage et conditions aux limites

Dans le logiciel Plaxis, il y a deux types d'éléments finis qui sont les éléments triangulaires à 6 et à 15 noeuds. On choisit les triangulaires à 15 noeuds qui sont plus précis.

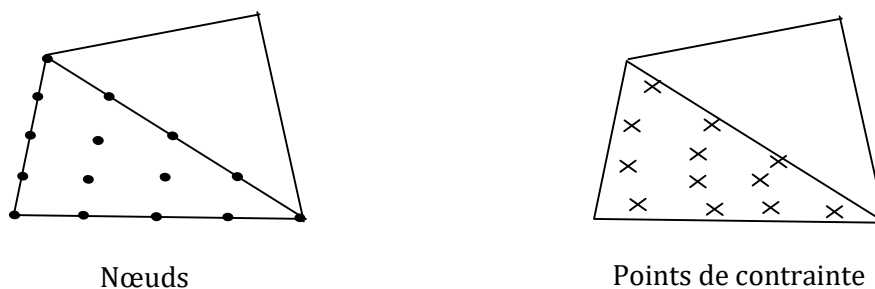


Figure.15.1 : triangle à 15 noeuds.

Les conditions aux limites mécaniques et hydrauliques sont montrées dans le Tableau 14.1. Les parois du sol sont bloquées en déplacements normaux sauf la paroi gauche qui a le déplacement horizontal imposé. Pour les conditions aux limites hydrauliques, les parois sont drainées sauf la paroi droite qui est imperméable.

Conditions aux limites	Paroi 0-1	Paroi 1-2	Paroi 2-3	Paroi 3-0
Mécaniques	Bloqué verticale	Bloqué horizontale	Bloqué verticale	Déplacement imposé
Hydrauliques	Drainé	Imperméable	Drainé	Drainé

Tableau.15.1 : Conditions aux limites.

Les caractéristiques du maillage sont :

- Nombre d'éléments 2973
- Nombre de nœuds 24051
- Nombre de point de contrainte 35676
- La moyenne de taille de l'élément $1,69 \cdot 10^{-3} \text{m}$

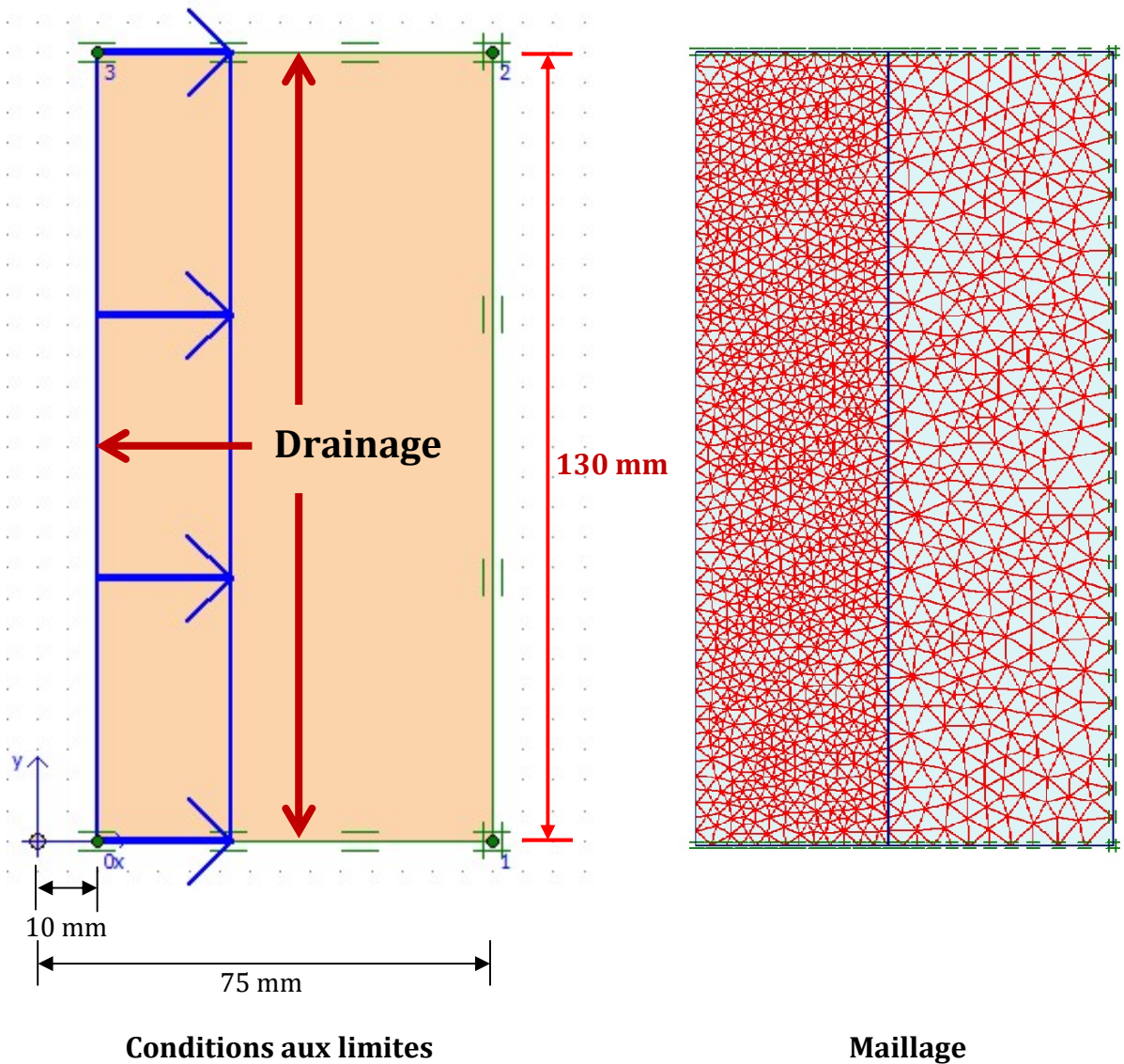


Figure.15.2 : Conditions aux limites et maillage.

2.2. Propriété des matériaux (Soft Soil Model)

Le modèle de matériaux utilisé est un modèle SSM. Le poids volumique d'eau est de 10 kN/m³. Les paramètres des matériaux pour l'argile molle sont précisés dans le Tableau 2 (Phan, 2010). Dans cette démarche, on prend $C_k = 10^{15}$ qui est recommandé par le logiciel Plaxis, dans le cas où la perméabilité est indépendante de l'indice des vides. La formule générale de variation de la perméabilité est $\Delta \log(k) = \Delta e / C_k$.

Afin de tenir compte de la sur-consolidation on utilise la procédure POP=50 kPa qui signifie que notre sol est soumis à une charge de pré-consolidation de 50kPa et qui a été enlevé par la suite.

	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)	C' (KPa)	ν	$\varphi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	K (m/s)	C_c	C_s	e_{in}	POP (KPa)
argile	16,56	10,56	1	0,3	21	0	3.10^{-9}	0,40	0,10	1,5	50

Tableau.15.2 : Caractéristiques des matériaux

2.3. Conditions initiales

✓ **Conditions hydrostatiques**

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique est mise au niveau de la paroi 2-3. Les pressions interstitielles pour la position (x, y) sont données par la formule suivante :

$$U_0(x, y) = \gamma_w \cdot (h - y).$$

La pression interstitielle maximale est : $u_{max} = u_0(0) = \gamma_w(h)$ en paroi 0-1 (Figure.14.3).

$$U_{max} = 10\text{kN/m}^3 \times 0,13\text{m} = 1,3 \text{ kN/m}^3.$$

✓ **Contraintes**

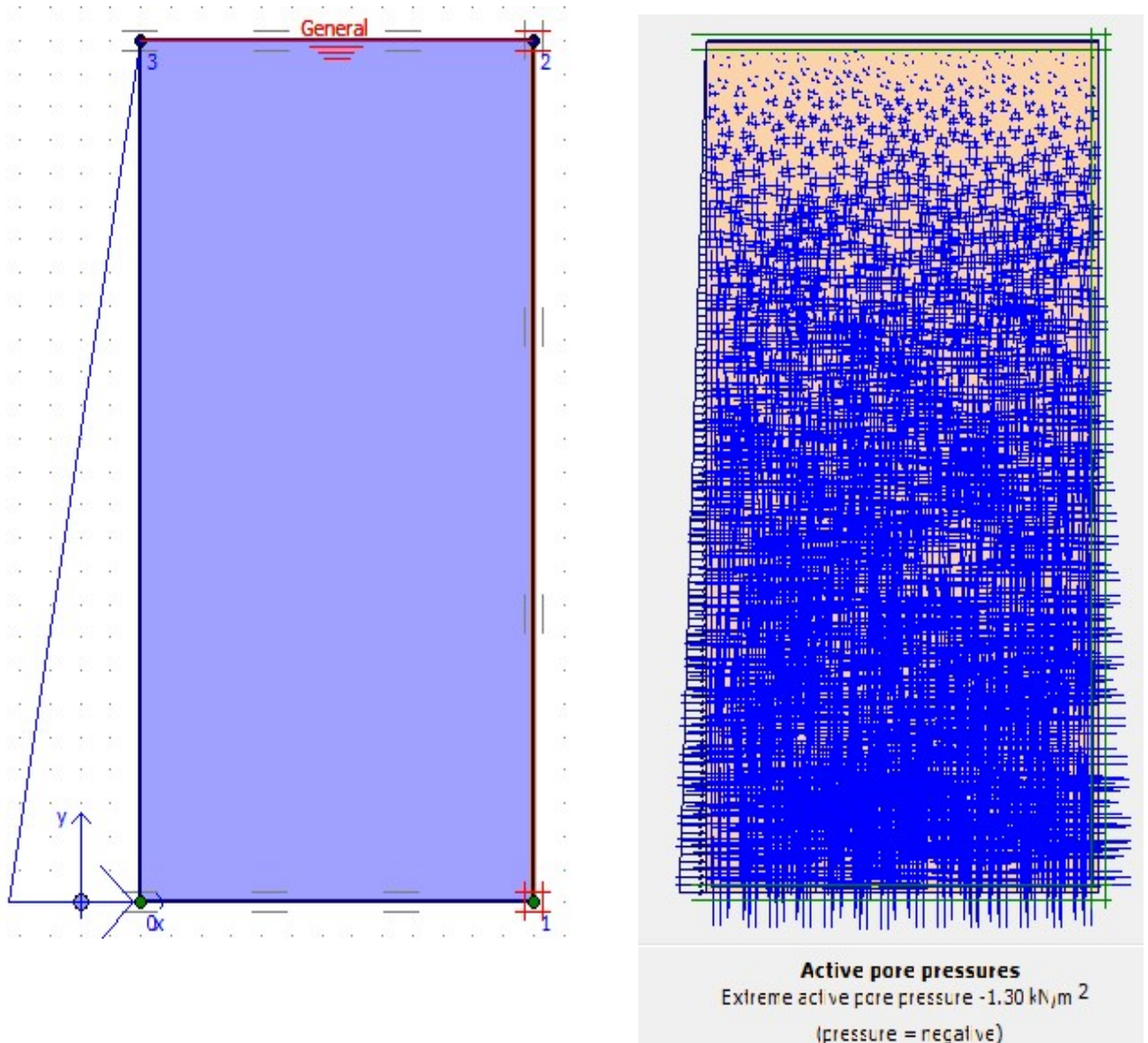
Les contraintes effectives initiales du sol sont données par la formule suivante :

- Contraintes verticales

$$\sigma'_y = \gamma'(h - y) = (\gamma_{sat} - \gamma_w)(h - y)$$

- Contraintes horizontales

$$\sigma'_x = K_0 \cdot \sigma'_y \text{ (} K_0 \text{ variable)}$$



Conditions hydrauliques

Champ de pression interstitielle

$$U_{max} = -1,3 \text{ KN/m}^2$$

Figure.15.3 : conditions initiales hydraulique

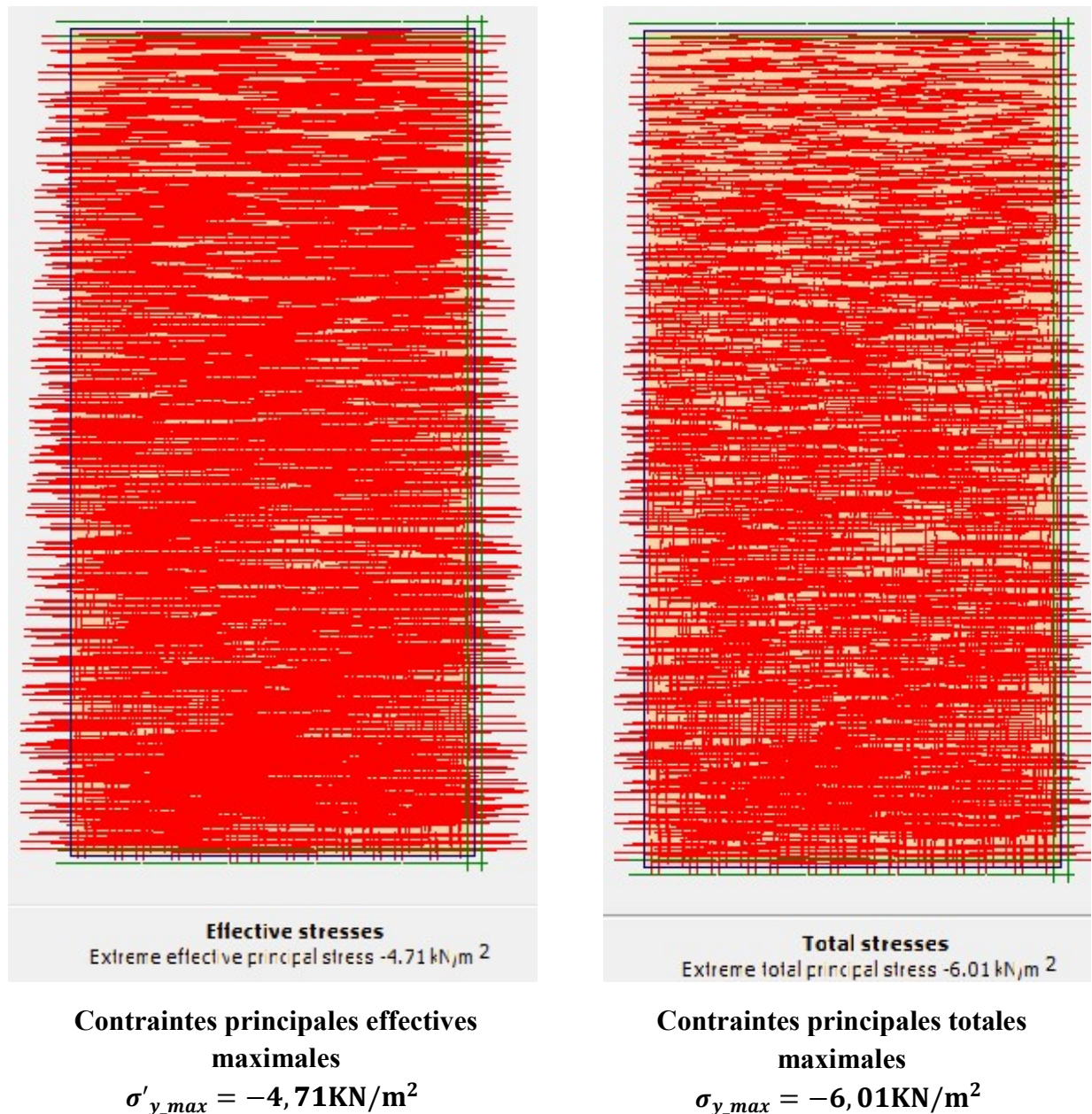


Figure.15.4 : Résultats des contraintes totales et effectives

2.4. Les étapes de calcul

a. 1er étape : élasto-plastique

Le calcul élasto-plastique est basé sur le modèle SSM (soft soil model) avec les déplacements horizontal de 1 mm, 3 mm et 6 mm de la paroi 3-0. Les matériaux sont considérés comme non drainés.

b. 2eme étape : consolidation

La consolidation du sol est faite jusqu'à ce que la surpression interstitielle soit inférieure à 1kPa.

3. Résultat du calcul

3.1. 1er étape

a. Déformations

Les figures suivantes montrent le champ de déplacements et de déformation à la fin de la compression radiale non drainée.

Pour un déplacement de 1mm

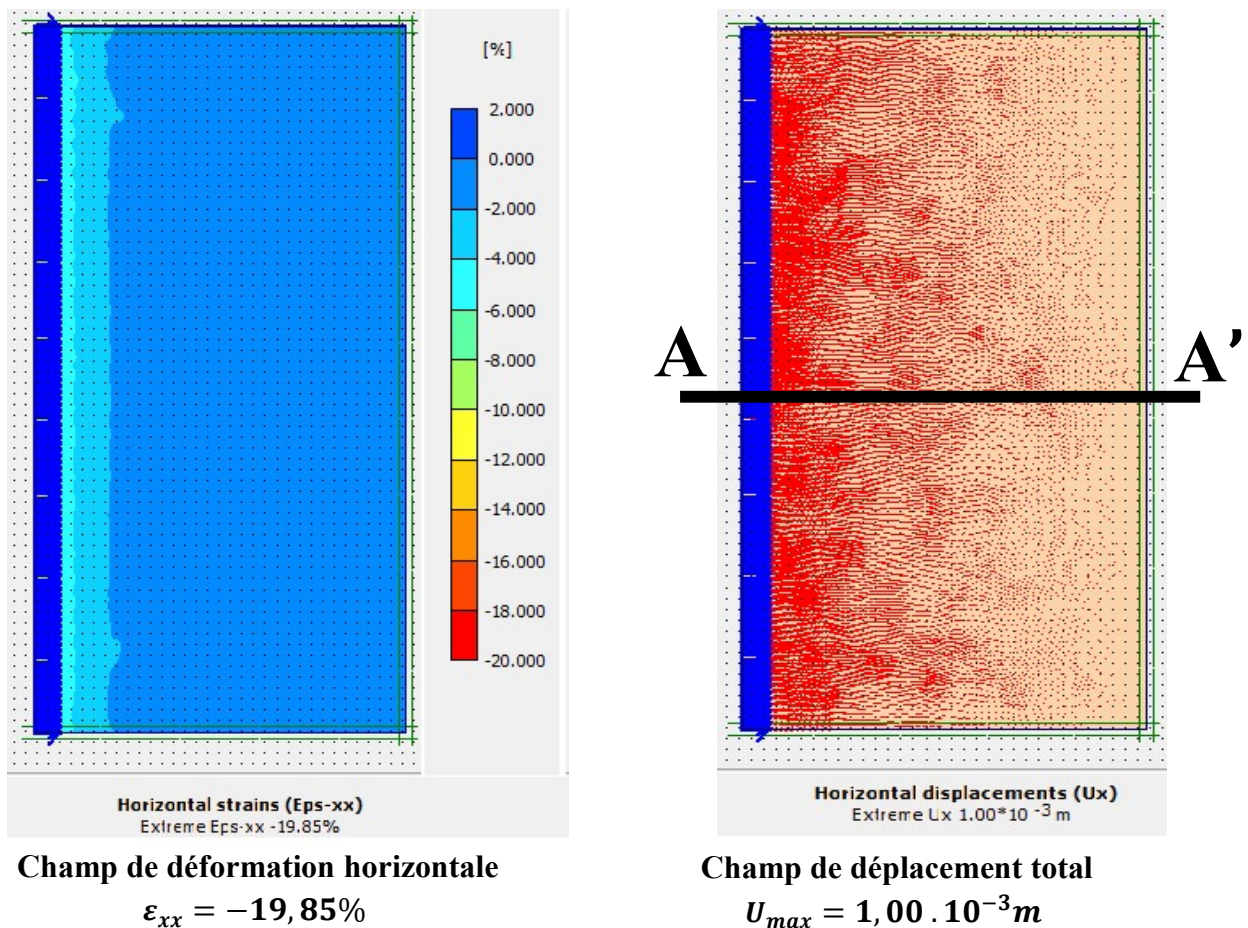


Figure.15.5 : champ de déformation et de déplacement pour un déplacement de 1mm

Les résultats pour différents déplacements sont présentés dans le tableau suivant

Déplacements	1 mm	3 mm	6 mm
$\epsilon_{xx}(\%)$	-19,85	-117,05	-124,17

Tableau.15.3 : Les résultats des déformations horizontales pour différents déplacements.

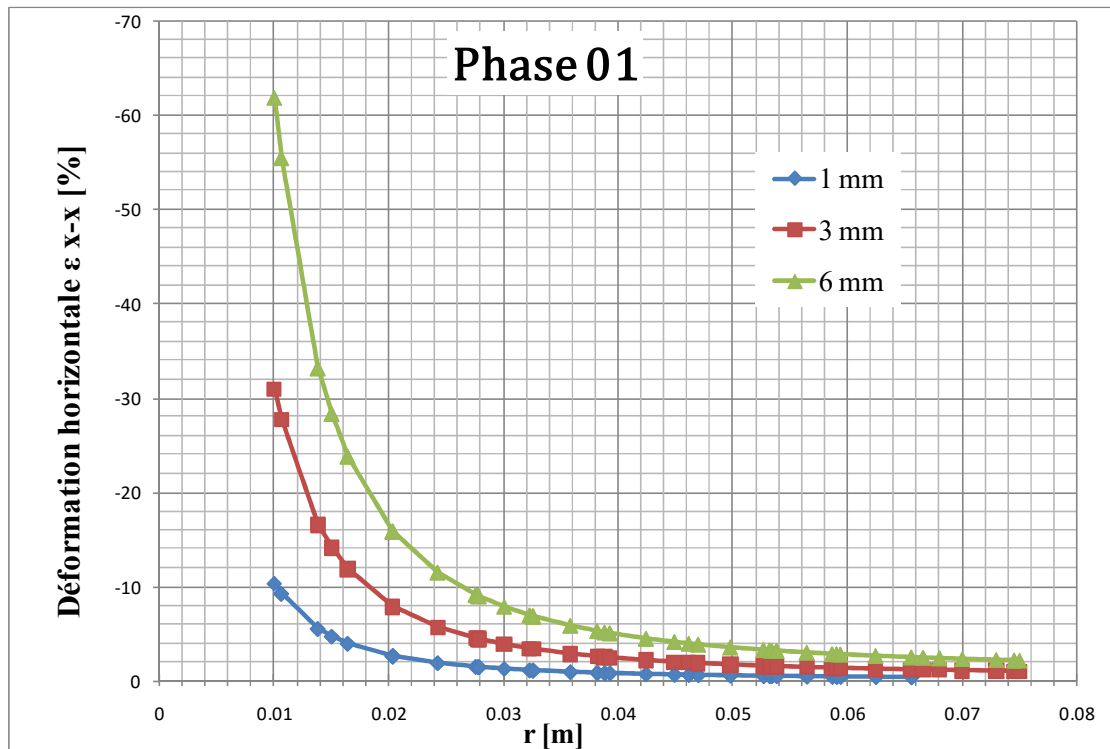


Figure.15.6 : déformation horizontale le long de A-A'

La figure 15.6 montre que le sol contre la paroi 3-0 s'est déformé en compression. Les valeurs des déformations horizontales $\epsilon_{xx}(\%)$ au voisinage de la colonne ont pour valeurs : de 10 % pour un déplacement appliqué de 1 mm ; 32 % pour un déplacement appliqué de 3 mm et de 62 % pour un déplacement appliqué de 6 mm. Les valeurs des déformations sont maximales à la frontière de la colonne et diminuent en s'éloignant de celle-ci jusqu'à une valeur presque nulle.

Les déformations augmentent avec l'augmentation du déplacement imposé.

b. contraintes effectives horizontales

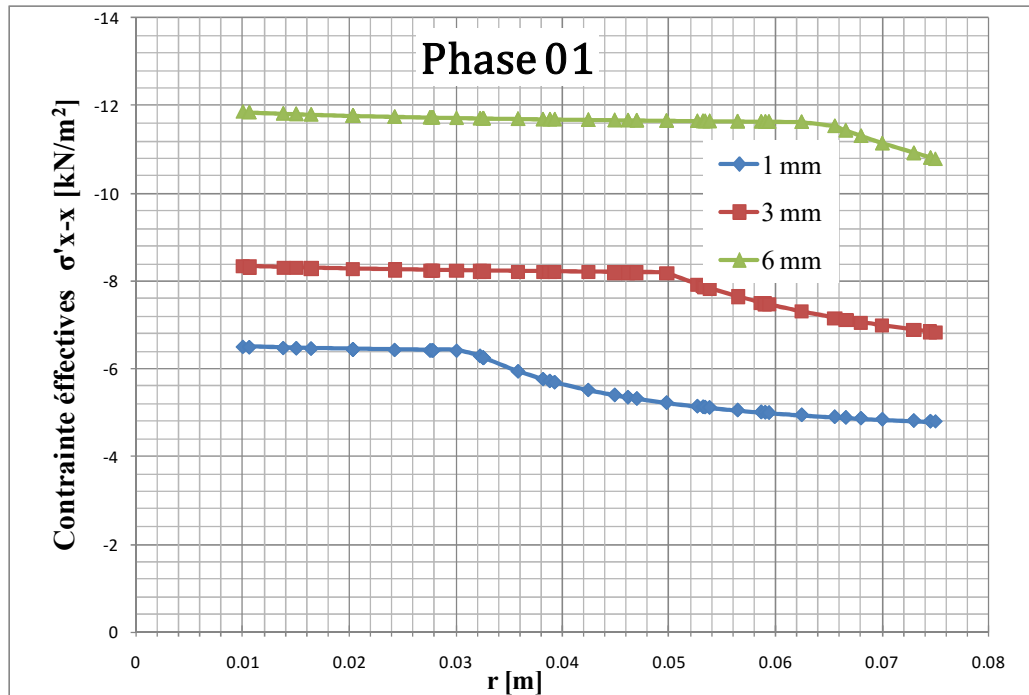


Figure.15.7 : contraintes effectives horizontales (σ'_{xx}) le long de A-A'

c. surpression interstitielle

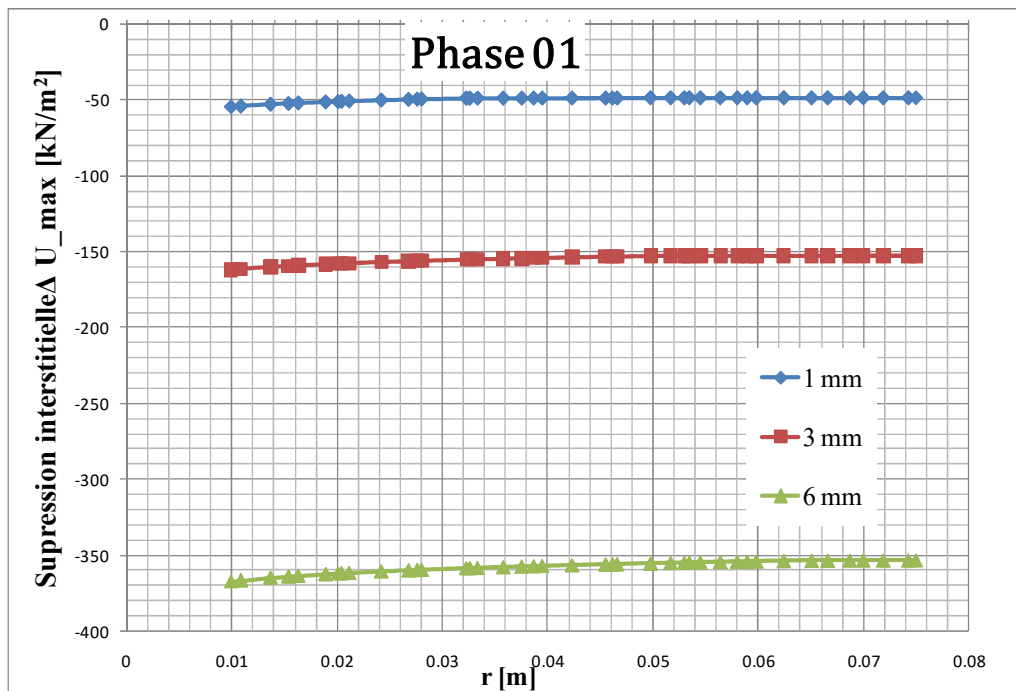


Figure.15.8 : surpression interstitielle le long de A-A'

Les figures 15.7 et 15.8 montrent que les contraintes effectives horizontales et les surpressions interstitielles sont presque homogènes à partir de la paroi gauche à la paroi droite.

Les valeurs des contraintes effectives horizontales augmentent avec la croissance du déplacement, elles atteignent $6,2 \text{ KN/m}^2$, $8,2 \text{ KN/m}^2$ et 12 KN/m^2 pour les déplacements : 1 mm, 3 mm et 6 mm respectivement.

Les surpressions interstitielles augmentent avec la croissance du déplacement, elles ont pour valeurs : 50 KN/m^2 , 150 KN/m^2 , 350 KN/m^2 pour les déplacements : 1 mm, 3 mm et 6 mm respectivement.

3.2. 2^{ème} étape : Consolidation

a. Déformations

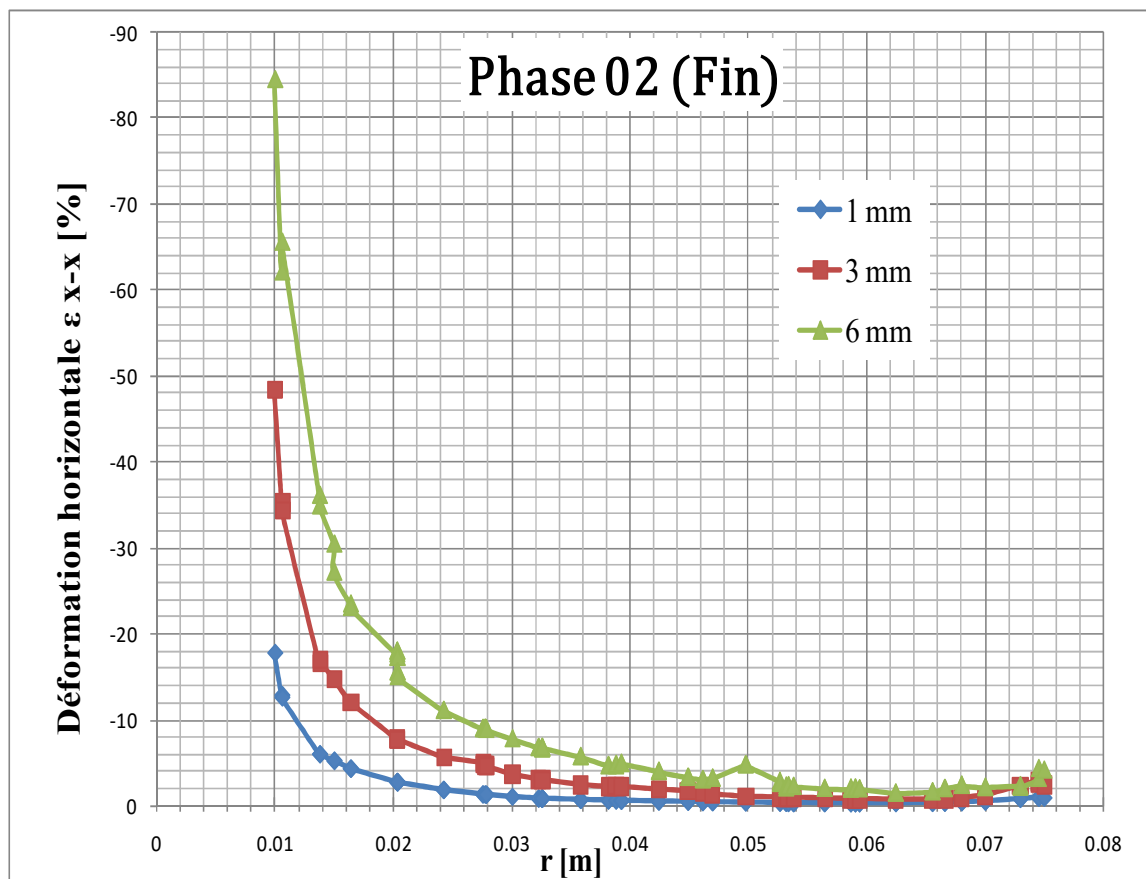


Figure.15.9 : déformation horizontale le long de A-A'

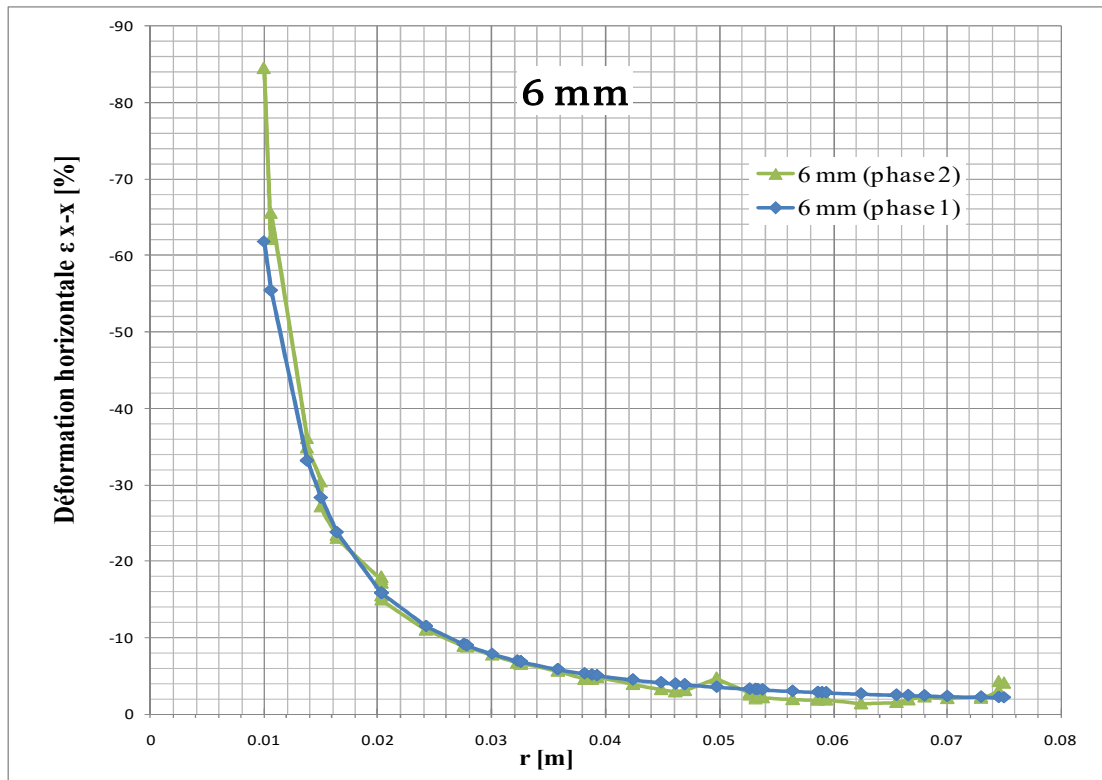


Figure.15.10 : déformation horizontale le long de A-A' (pour le déplacement de 6 mm)

La figure 15.9 montre que les déformations horizontales sont toujours maximales au voisinage de la colonne et diminuent en s'éloignant. La figure 15.10 présente une comparaison entre la déformation pour 6 mm des deux phases (au début et à la fin de consolidation) elle montre que les déformations augmentent légèrement à la frontière de la colonne et restent constantes en s'éloignant.

b. contrainte effective

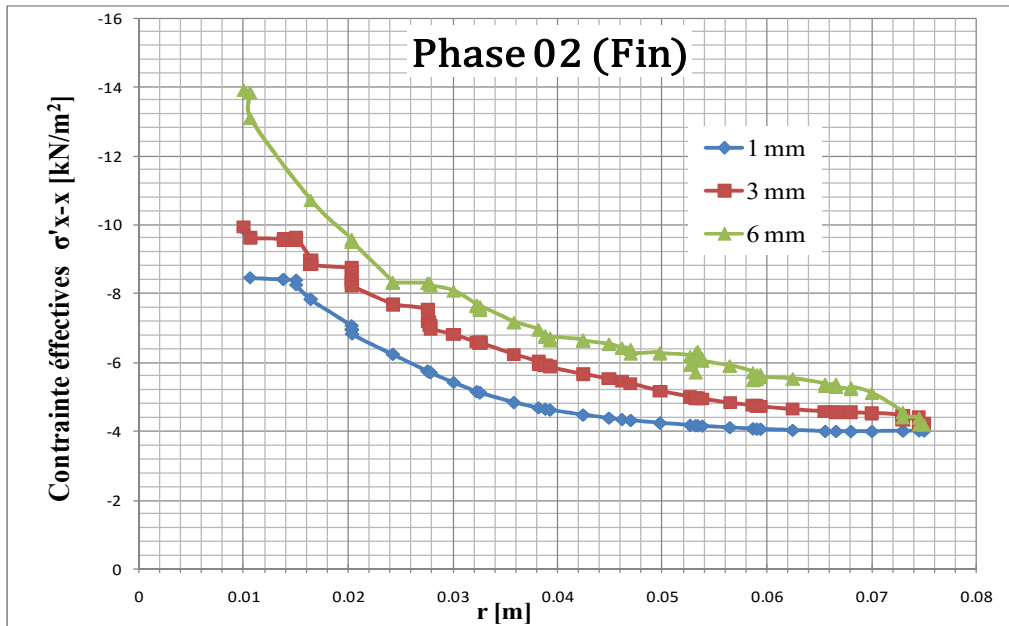


Figure.15.11 : contrainte effective horizontale le long de A-A'

La figure 15.11 montre que les contraintes effectives horizontales s'accroissent avec l'accroissement de déplacement, elles atteignent les valeurs : 09 KN/m², 11 KN/m² et 14 KN/m² pour les déplacements : 1 mm, 3 mm et 6 mm respectivement. Leurs valeurs sont maximales au voisinage de la colonne et diminuent en s'éloignant.

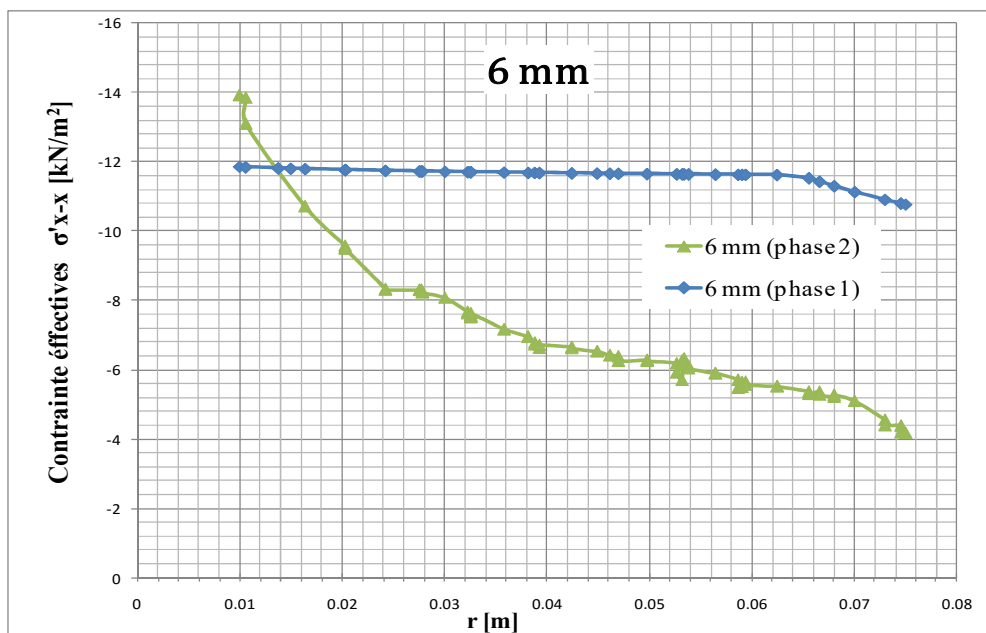
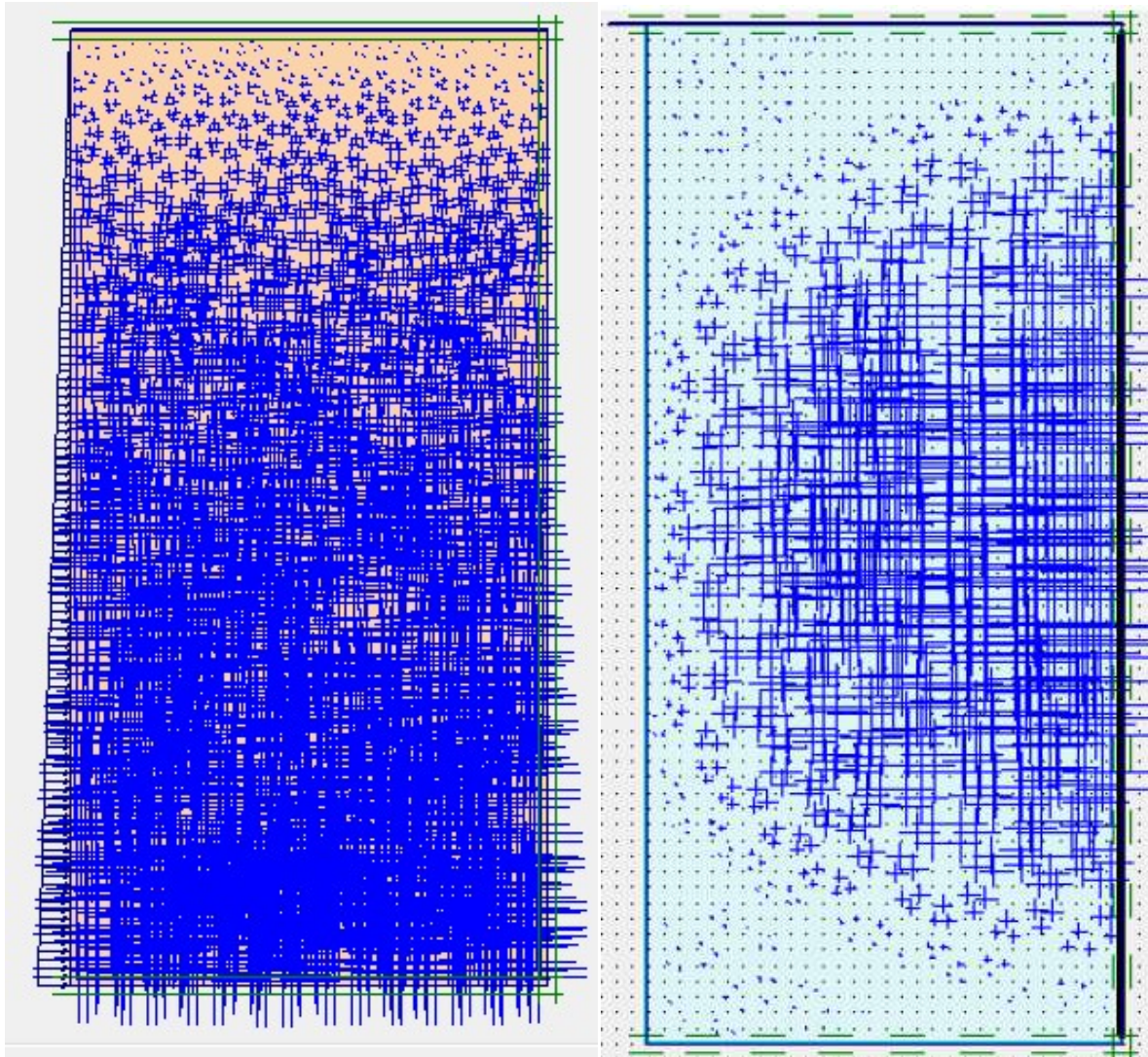


Figure.15.12 : contrainte effective horizontale le long de A-A'(pour le déplacement de 6 mm)

La figure 15.12 présente une comparaison entre la répartition de contraintes effectives horizontales pour le déplacement de 6 mm avant et après consolidation. Elle montre que les contraintes effectives horizontales s'accroissent à la frontière de la colonne après consolidation (phase 2) et diminuent en s'éloignant de celle-ci.

c. surpression interstitielle



à $t = 0$ s

à la fin de la consolidation

Figure.15.13 : surpression interstitielle à $t = 0$ s et à la fin de la consolidation

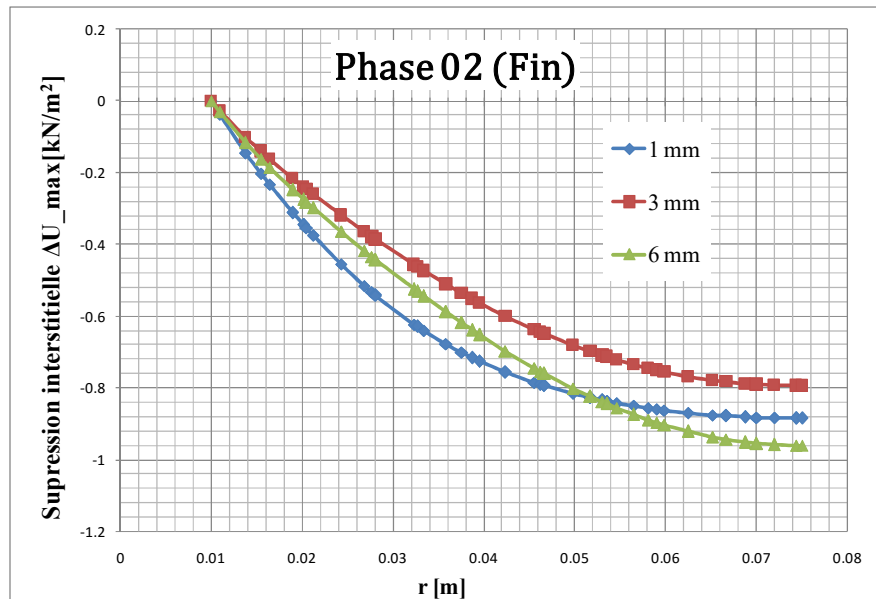


Figure.15.14 : surpression interstitielle le long de A-A'

Les figures 15.13 et 15.14 montrent que Les surpressions interstitielles contre les parois drainées sont presque zéros. La surpression interstitielle maximale au milieu de la paroi droite est de $-884,829 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$ pour un déplacement appliqué de 1 mm; $-794,163 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$ pour un déplacement appliqué de 3 mm et de $-961,075 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$ pour un déplacement appliqué de 6 mm. L'eau s'écoule à la paroi de drainage, la surpression interstitielle est augmentée à partir de la paroi gauche à la paroi droite.

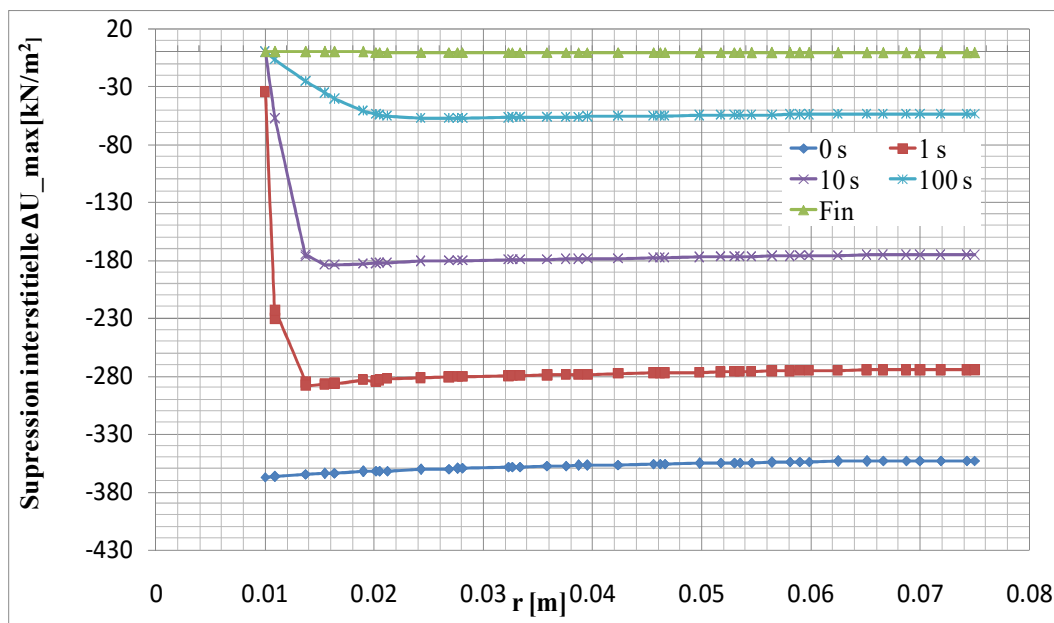


Figure.15.15 : Diagramme de surpressions interstitielles en fonction de temps pour le déplacement de 6 mm

La figure 15.16 montre que les surpressions interstitielles sont diminuées en fonction du temps. Elles diminuent brusquement lors du départ de la consolidation jusqu'à la fin ($U_{max} < 1KN/m^2$).

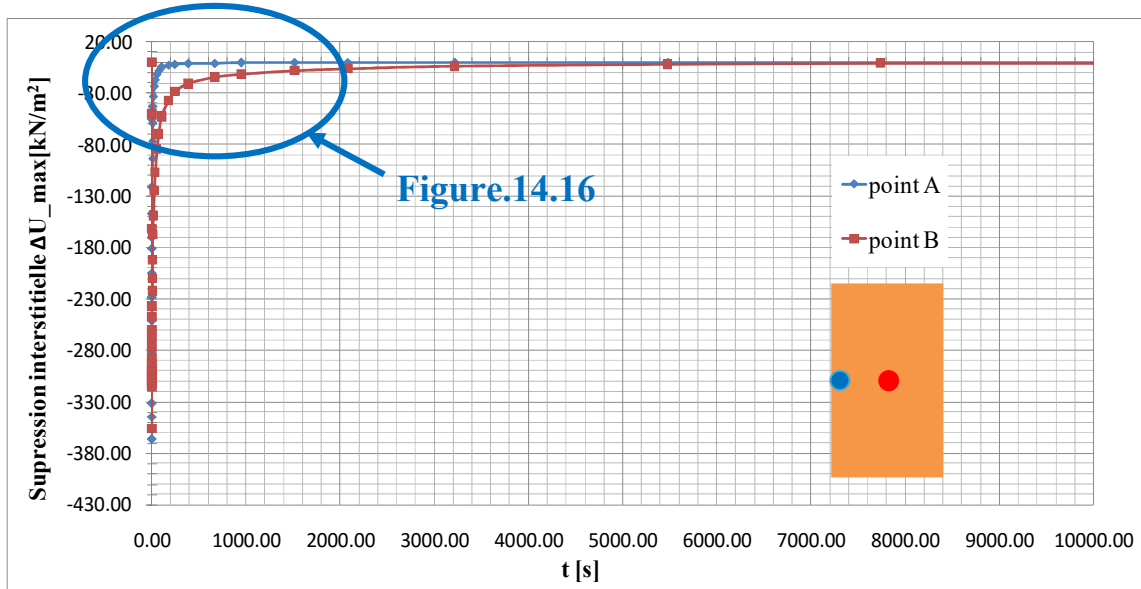


Figure.15.15 : Surpressions interstitielles ΔU_{max} .

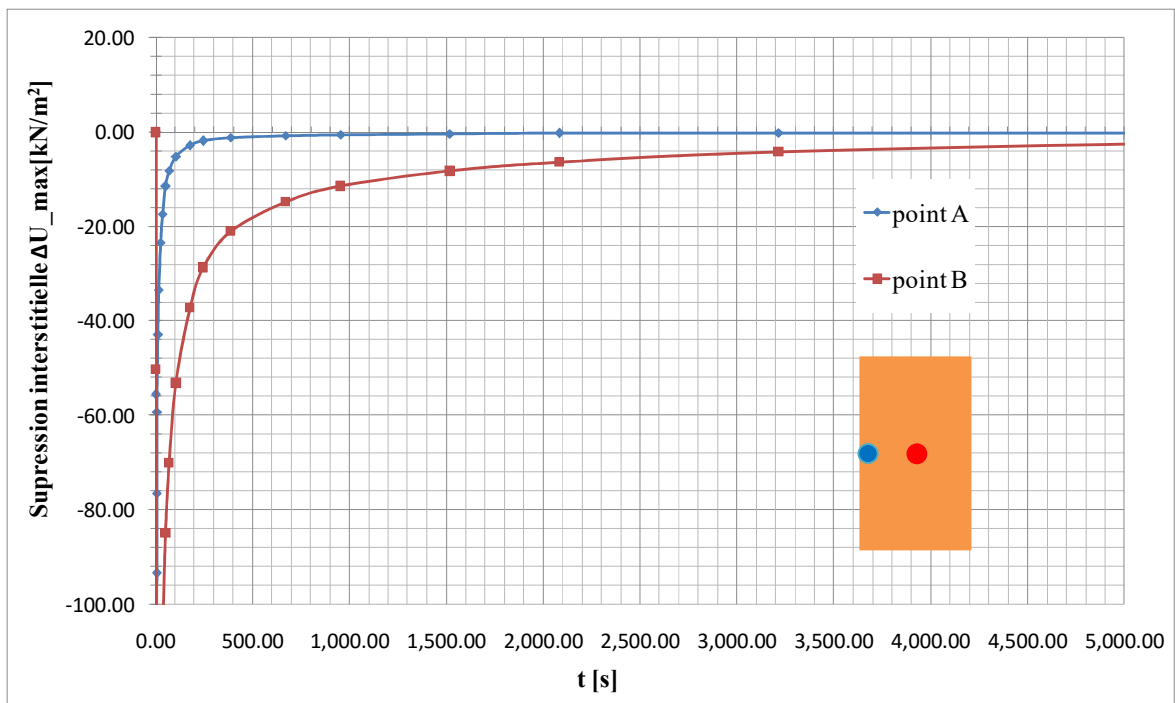


Figure.15.16 : Surpressions interstitielles ΔU_{max} pendant la consolidation en points A et B.

Les Figures 15.15 et 15.16 montrent que la surpression à l'interface de la colonne est égale zéro. La surpression au milieu d'éprouvette augmente rapidement jusqu'à -370 kN/m^2 après la compression. Lorsque l'eau a passé la surface du drainage, la surpression interstitielle est réduite jusqu'à $-4,19 \text{ kN/m}^2$ à l'instance 3200 s. A la fin de la consolidation, elle est diminuée jusqu'à zéro à 5356 s.

4. Conclusion

Dans cette deuxième partie, une simulation numérique de la mise en place des colonnes ballastées a été faite.

Les résultats de la simulation ont montré que :

- La mise en place induit une expansion radiale ;
- L'expansion radiale a pour effet d'augmenter les contraintes effectives horizontales ainsi que les surpressions interstitielles qui se dissipent au cours du temps ;
- L'expansion radiale densifie le sol autour la colonne.

Conclusion générale

À la fin de ce travail, nous tenons à signaler que notre mémoire de fin d'études comporte deux grandes parties, une partie d'ingénierie et une partie de recherche.

La première partie, qui concerne l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint à deux travées isostatiques, nous a donné l'occasion d'apprendre une méthodologie rationnelle à suivre, pour l'élaboration d'un projet de travaux publics (pont) depuis sa conception (données fonctionnelles et naturelles, choix de la variante, caractéristiques dimensionnelles.....) jusqu'à l'étude ou il est appelé à choisir entre les différentes méthodes de calcul et enfin les techniques et les méthodes de réalisation du projet sur le terrain. Elle nous a permis de maîtriser la modélisation numérique de ce type d'ouvrages, et de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises (Béton armé, MDS, ponts,....etc.).

La deuxième partie est une initiation à la recherche, elle concerne l'étude de l'effet de la mise en place des colonnes ballastées sur les sols encaissants. La simulation numérique des essais sur modèle réduit de (PHAN 2010) réalisés au laboratoire, a été faite par le logiciel en éléments finis (PLAXIS 8.2).

Les résultats de la simulation ont montré que :

- La mise en place a pour effet d'induire une expansion radiale à la frontière de la colonne.
- plus que la contrainte, utilisée pour la réalisation, augmente plus que la valeur de l'expansion radiale augmente.
- cette expansion radiale densifie le sol encaissant en diminuant l'indice des vides.
- Elle augmente les contraintes effectives horizontales au voisinage de la colonne.
- Les surpressions interstitielles augmentent avec l'application des déplacements, puis elles se dissipent au cours du temps (après la consolidation) et les contraintes effectives horizontales augmentent.

Par manque de temps on n'a pas pu analyser l'effet de la mise en place (expansion radiale) sur le comportement des fondations. Ces effets se traduisent en une réduction de tassements.

Cette partie du travail nous a permis d'apprendre une méthodologie de faire une recherche scientifique, en commençant par la recherche bibliographique afin de voir les travaux en relation avec le problème à étudier et les différentes méthodes et résultats obtenus par les chercheurs, puis la formulation du problème, ainsi que le choix de la méthode de faire l'étude et en fin l'interprétation des résultats et les recommandations.

BIBLIOGRAPHIE

La partie ouvrage

Règlements :

- Règles parasismique algériennes **RPA99/VERSION2003** ;
- Les documents **SETRA** ;
- Béton armé/précontraint aux états limites **BA/PEL91**.

Cours :

- Béton armé et précontraint ;
- Résistances des matériaux ;
- Pont ;
- Matériaux de construction.

Livre :

- Le béton précontraint aux états-limites (**henry thonier; 1985**).

Thèses d'étude :

- Mémoire de fin d'étude :
 - ✓ Université de **Jijel** ;
 - ✓ Université de **Tlemcene** ;
 - ✓ Université de **Ourgla** ;
- Mémoire **ENSTP Alger**.

Logiciels :

- **AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT)** ;
- **PLAXIS 8.2** ;
- **SOCOTEC** ;
- **AUTOCAD 2011**;
- **Microsoft Word** ;
- **Microsoft Excel** ;
- **FORTRAN**.

BIBLIOGRAPHIE

La partie recherche

[BLA 07] BLACK J., SIVAKUMAR V., MCKINLEY J.D., « Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns ». Canadian Geotechnical Journal, vol. 44, n° (1), 2007, p.89-95.

[BLA 06] BLACK J., SIVAKUMAR V., MADHAV M., MCCABE B. « An Improved Experimental Test Set-up to Study the Performance of Granular Columns ». Geotechnical Testing Journal, vol.29, n° (3), 2006, p.193-199.

[CAS 10] CASTRO, J. AND KARSTUNEN, M., « Numerical simulations of stone column installation». Canadian Geotechnical Journal, vol.47, n° (10), 2010 , p.1127–1138.

[COR 07] CORNEILLE S., Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides, Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine, 2007.

[DHO 05]. DHOUIB A., BLONDEAU F., Colonnes Ballastées, Paris, Presses de l'École National des Ponts et Chaussées, 2005.

[ELS 08] ELSHAZLY, H., ELKASABGY, M. AND ELLEBOUDY, A. « Effect of intercolumn spacing on soil stresses due to vibro-installed stone columns: interesting findings ». Geotechnical and Geology Engineering, vol.26, n° (2), 2008, p. 225–236.

[ELS 06] ELSHAZLY, H.A., HAFEZ, D. & MOSAAD, M., « Back calculating vibro-installation stresses in stone columns reinforced

BIBLIOGRAPHIE

grounds ». Proceedings of ICE-Ground improvement, Vol.10, n° (2), 2006, p. 47–53.

[GUE 07] GUETIF Z., BOUASSIDA M., DEBATS J.M. « Improved Soft Clay Characteristics Due to Stone Column Installation ». Computers and GEOTECHNICS, vol. 34, n° (2), 2007, p.104-111.

[KIR 06] KIRSCH, F., «Vibro stone column installation and its effect on ground improvement». Proceedings of the International Conference on Numerical Modeling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment. Bochum, 2006, Germany, Taylor and Francis, p. 115–124.

[PHA 10] PHAN V.T.P., Renforcement des sols compressibles par colonnes ballastées, Thèse de doctorat, Université Européenne de Bretagne – INSA de Rennes, 2010.

[NGU 08] Nguyen N.-T Modélisation du comportement des fondations profondes dans les argiles molles, Thèse de doctorat, institut polytechnique de Grenoble, 2008.

[RAN 11] RANGEARD D., PHAN V.T.P. LAMBERT S. MARTINEZ J. «Densification de sols fins compressibles par colonnes ballastées : influence du mode de mise en place», INVACO2 : Séminaire International, innovation & valorisation en Génie civil & Matériaux de construction Rabat, 23-25 Novembre 2011, Maroc, N° : 50-352.

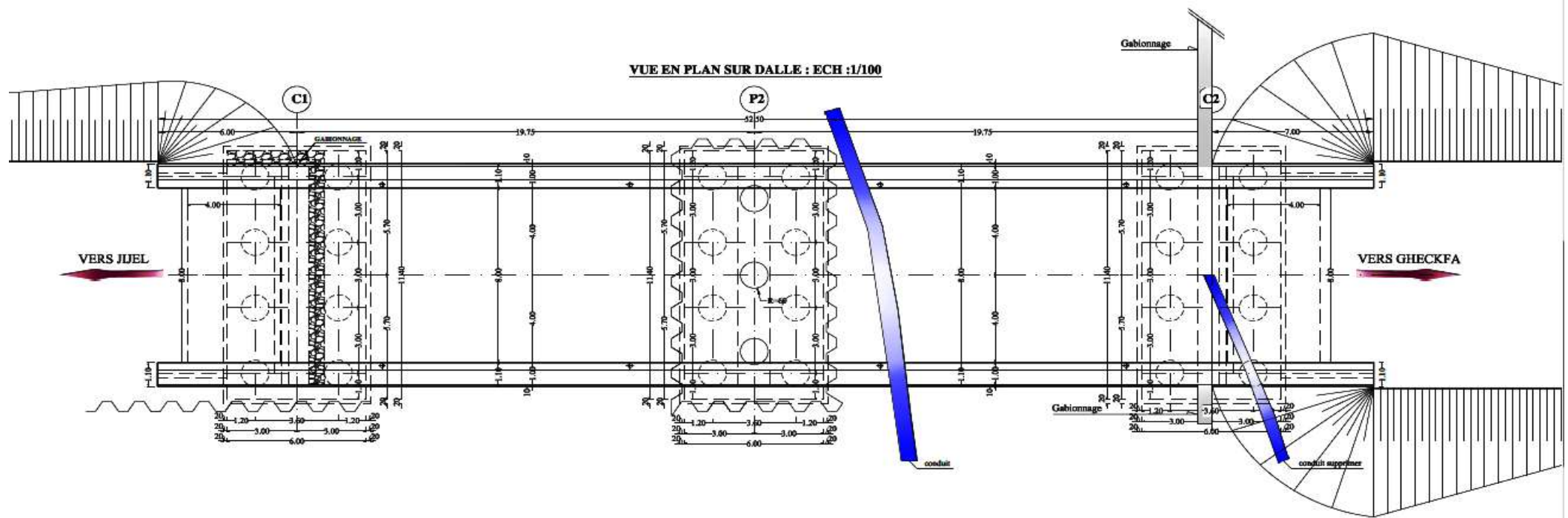
BIBLIOGRAPHIE

[SIV 04] SIVAKUMAR V., MCKELVEY D., GRAHAM J., HUGHES D.
«Triaxial tests on model sand columns in clay ». Can. GEOTECH. J.,
Vol. 41, 2004,p. 299-312.

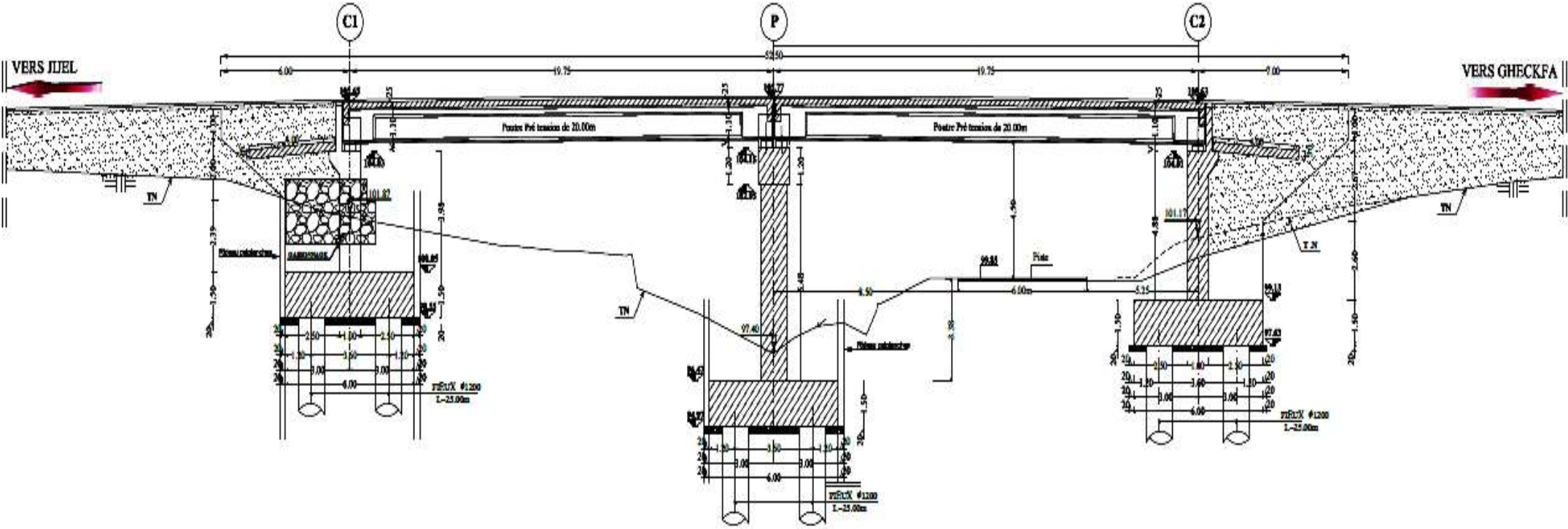
[SIX 06] ; SIX V., Analyse du comportement des colonnes ballastées :
influence des conditions initiales, Thèse de doctorat, Université des
sciences et technologies de Lille, 2006.

Annexe I :

Tracé en plan



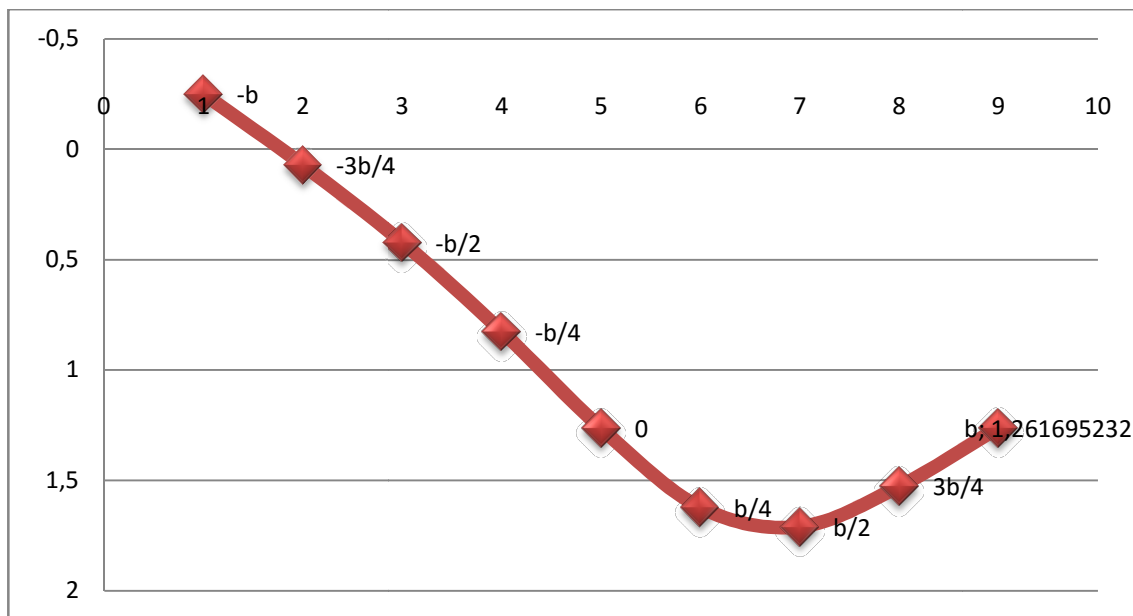
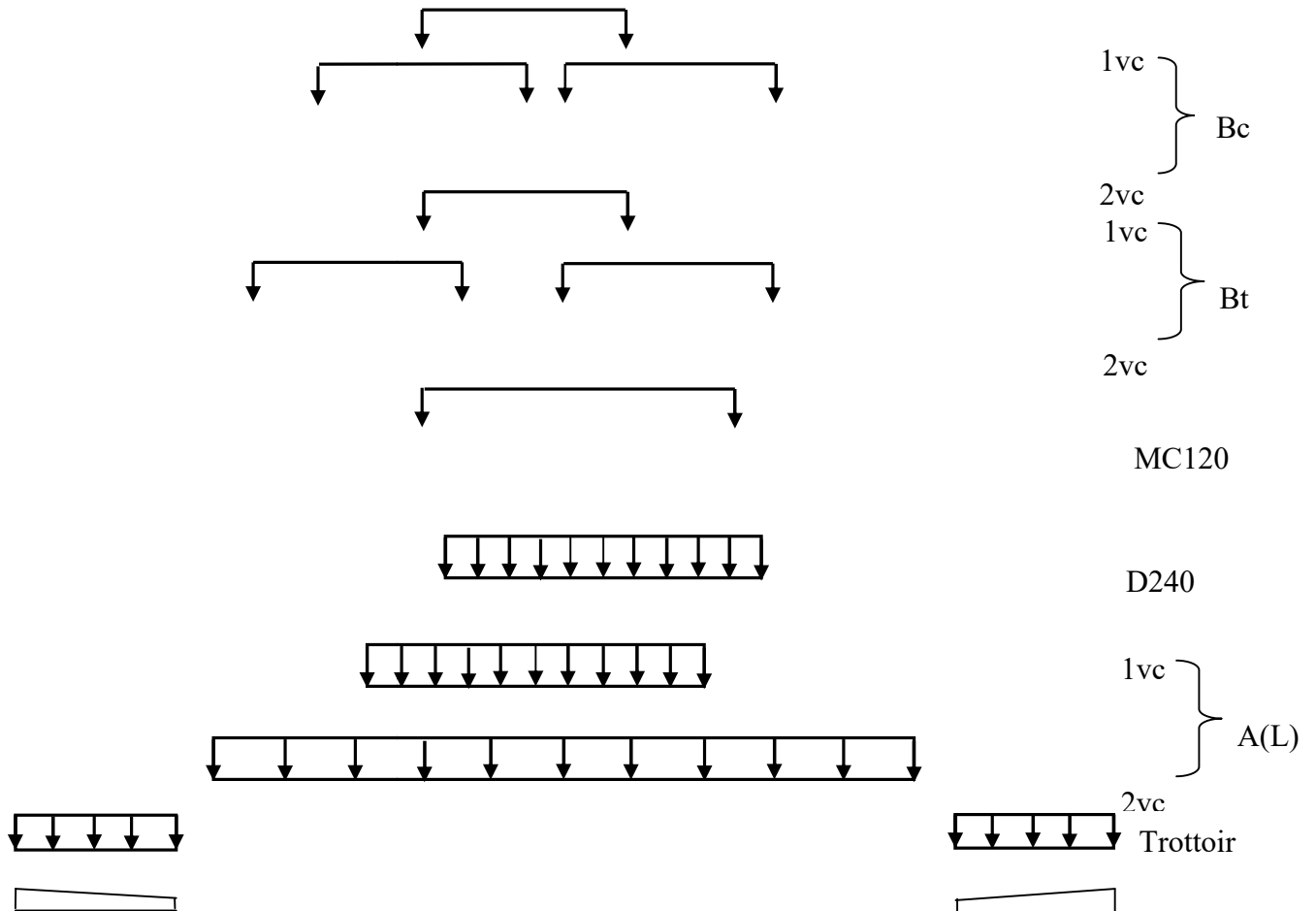
Profil en long :



Annexe II

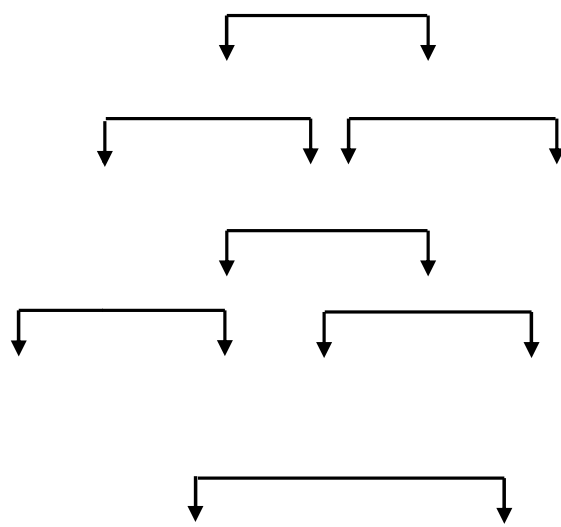
ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 5



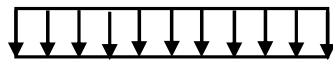
Ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 6

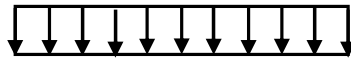


1vc } Bc
2vc }
1vc } Bt
2vc }

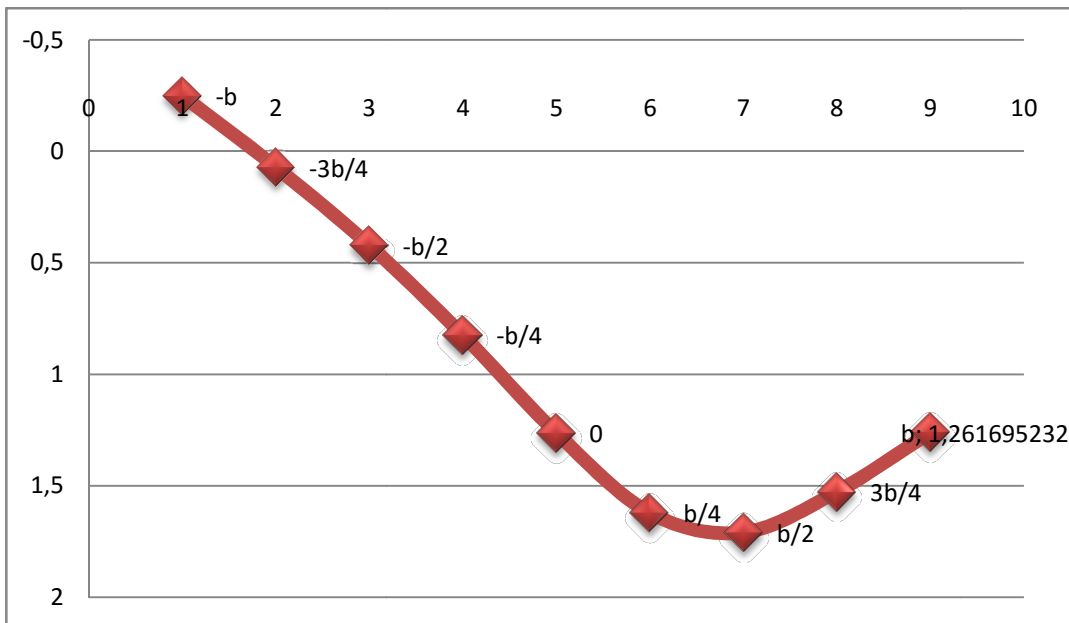
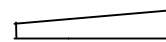
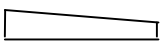
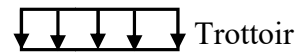
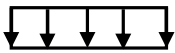
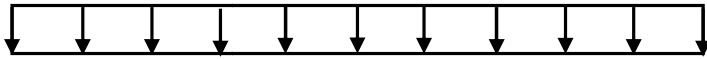
MC120



D240

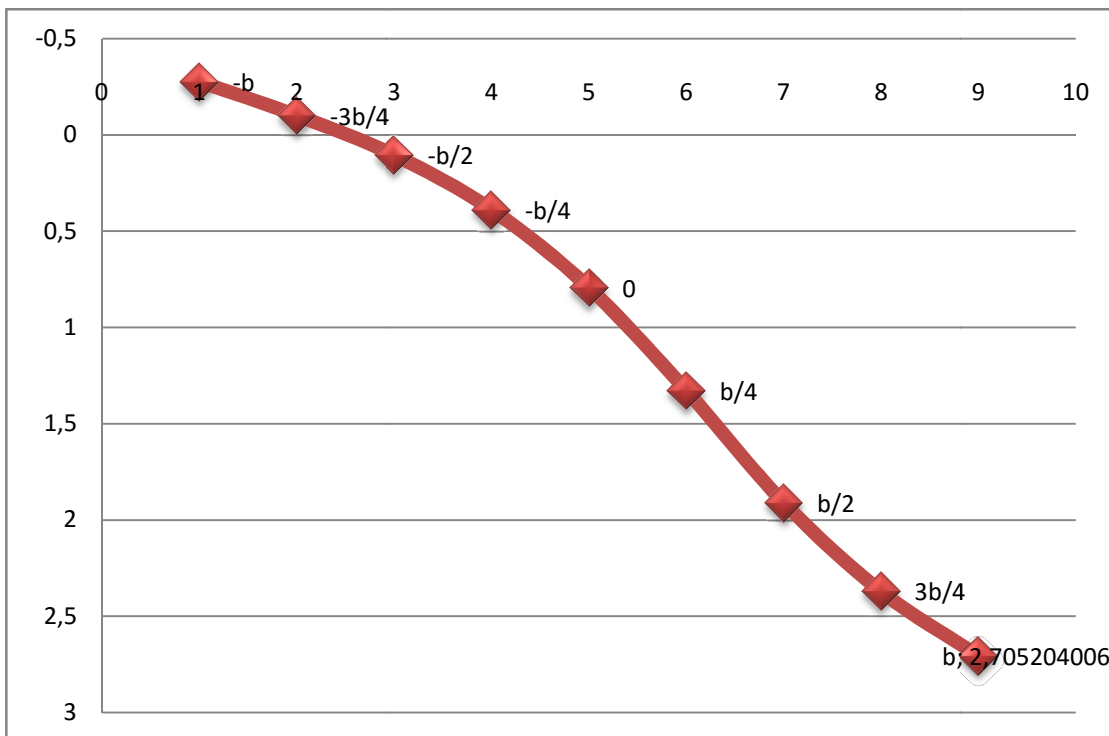
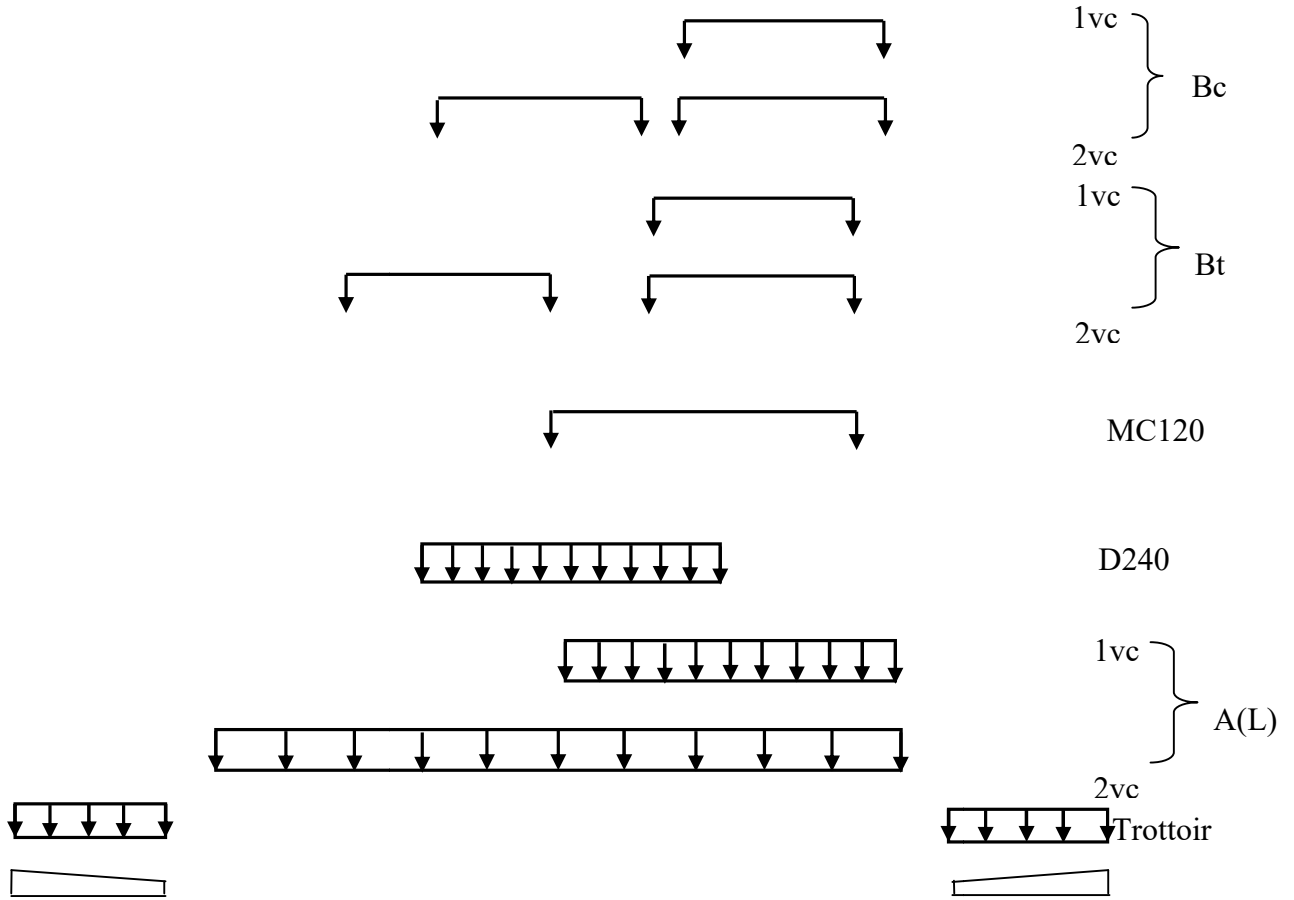


1vc } A(L)
2vc }



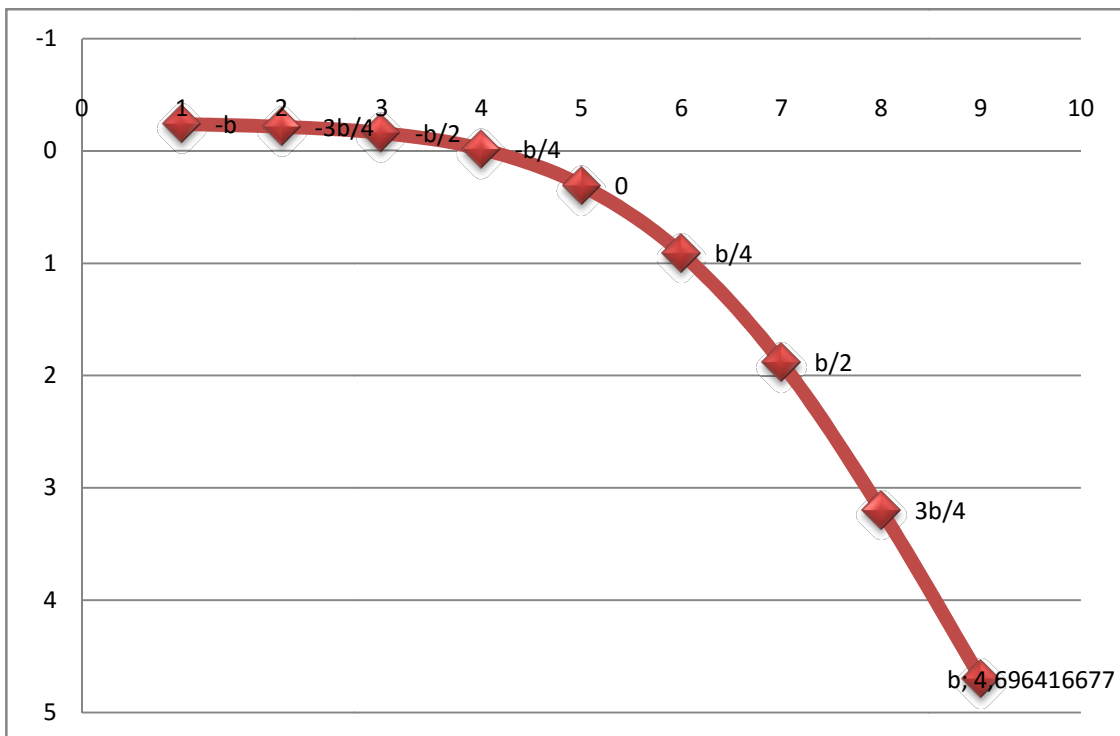
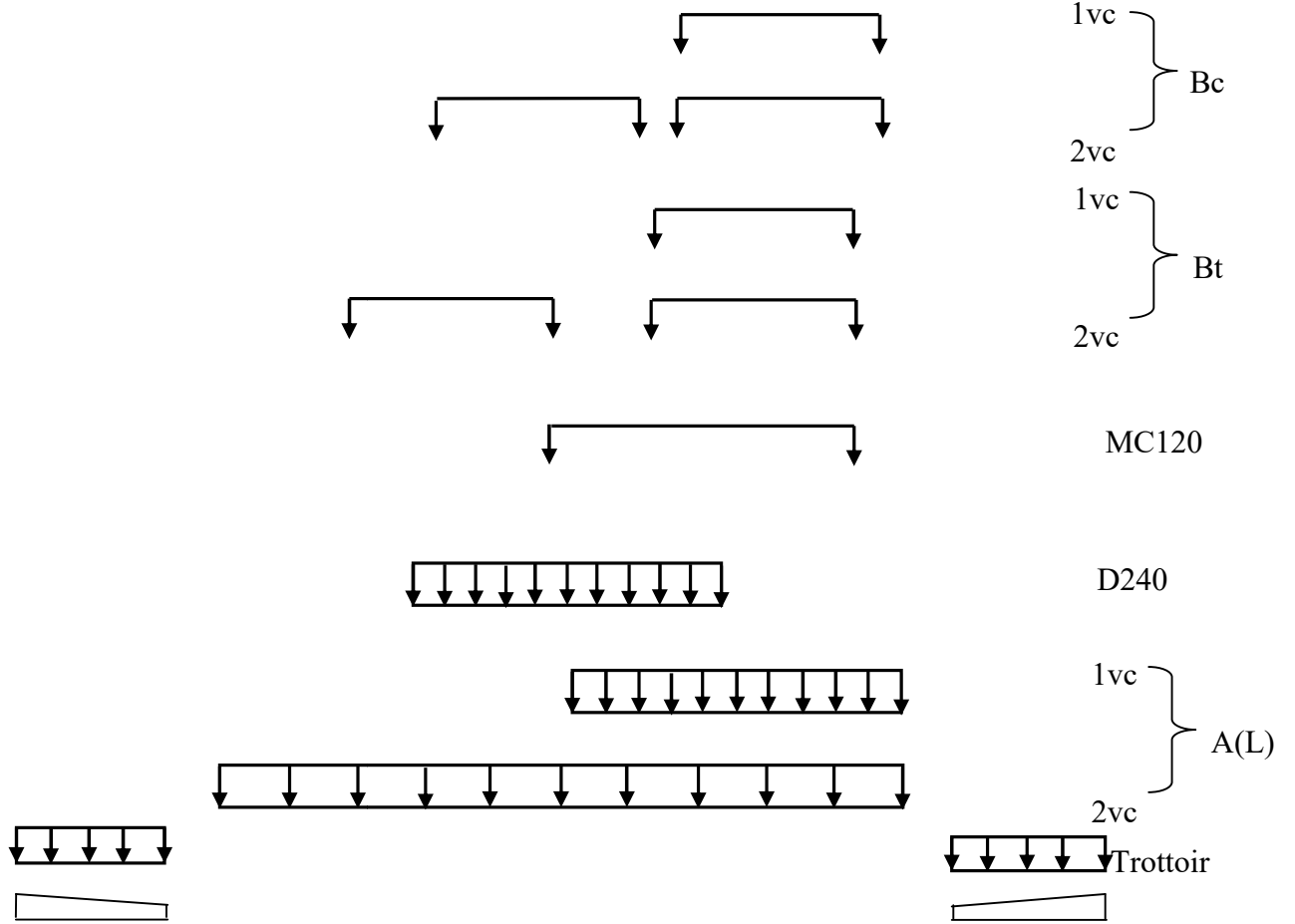
Ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 7

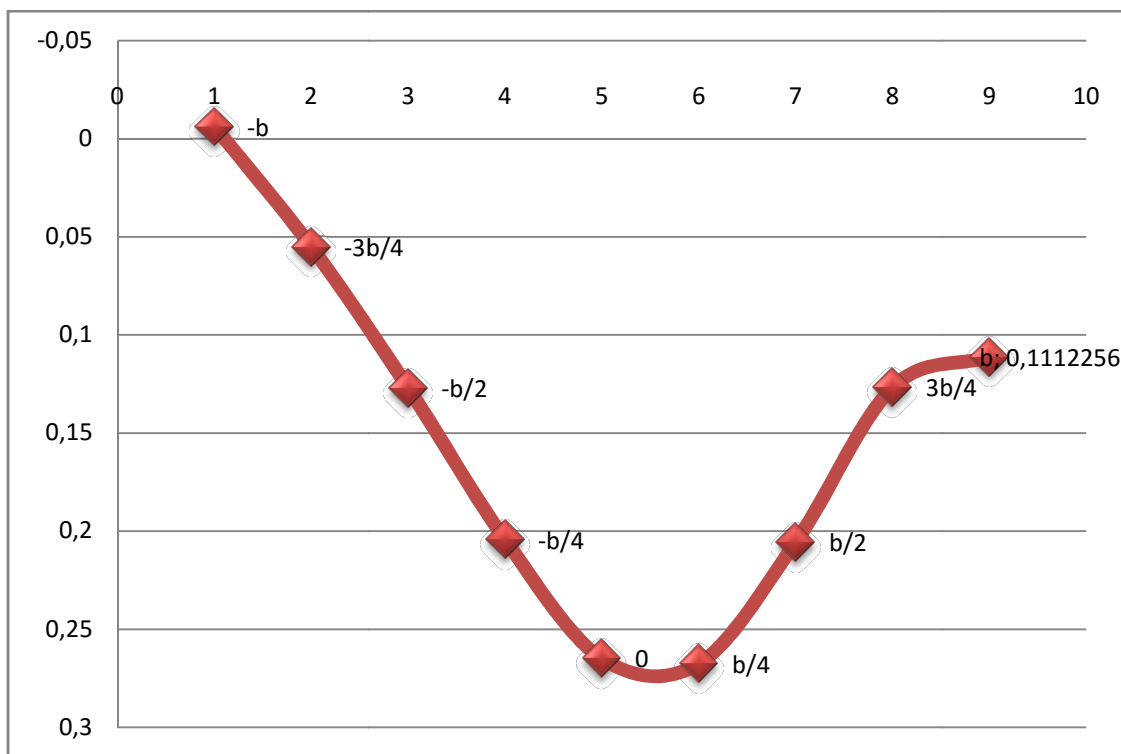
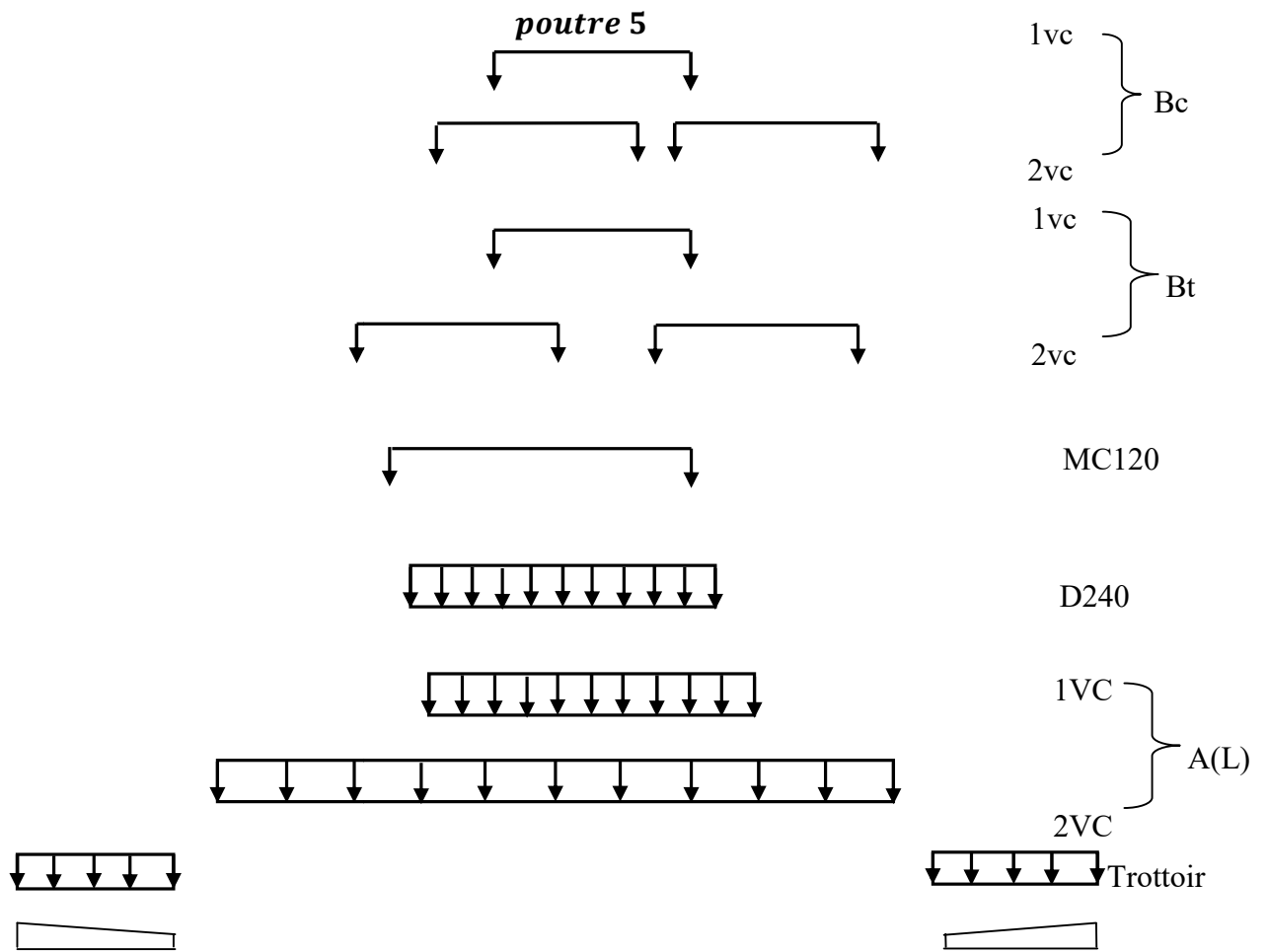


Ligne d'influence ($K\alpha$)

poutre 8

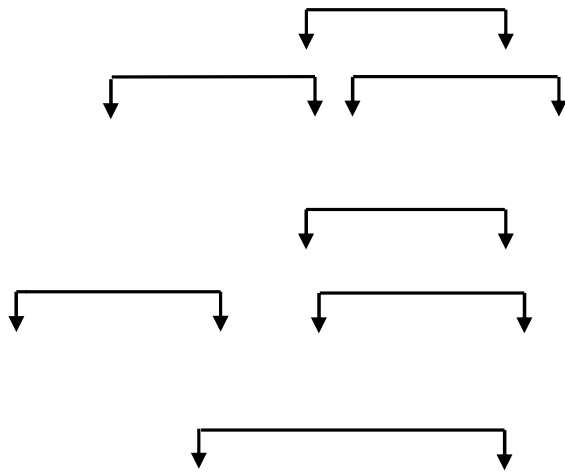


Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)



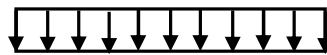
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 6

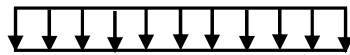


1vc } Bc
2vc }
1vc } Bt
2vc }

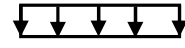
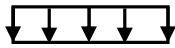
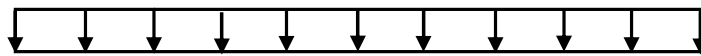
MC120



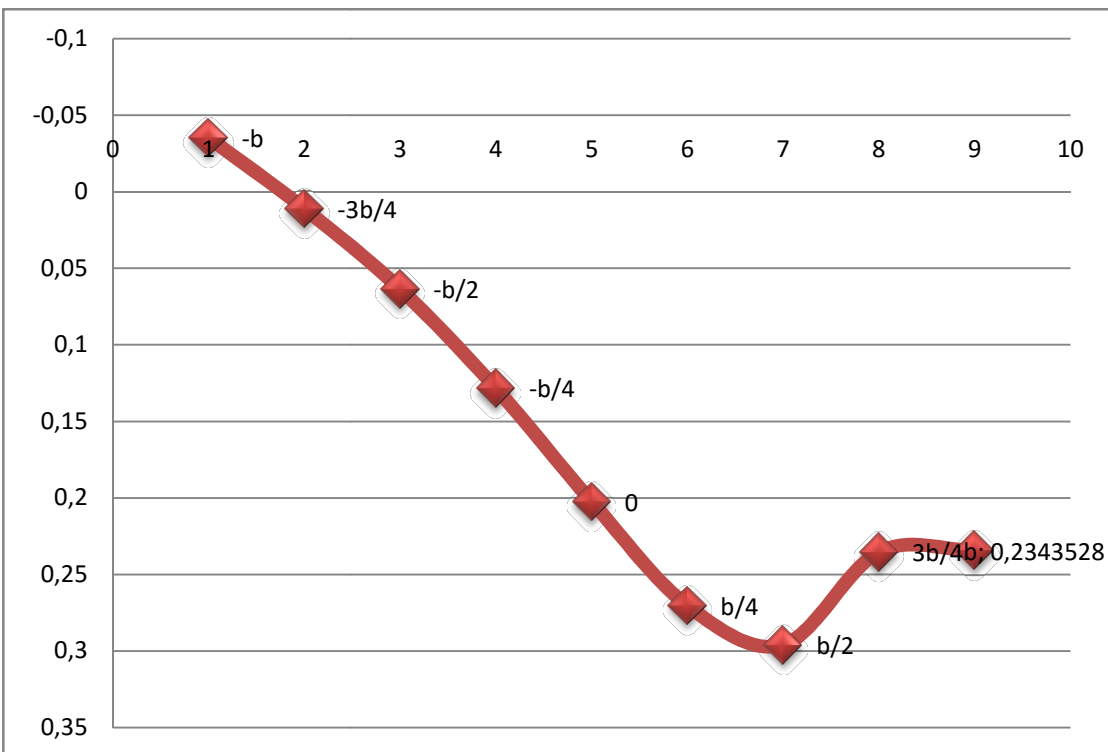
D240



1vc } A(L)
2vc }

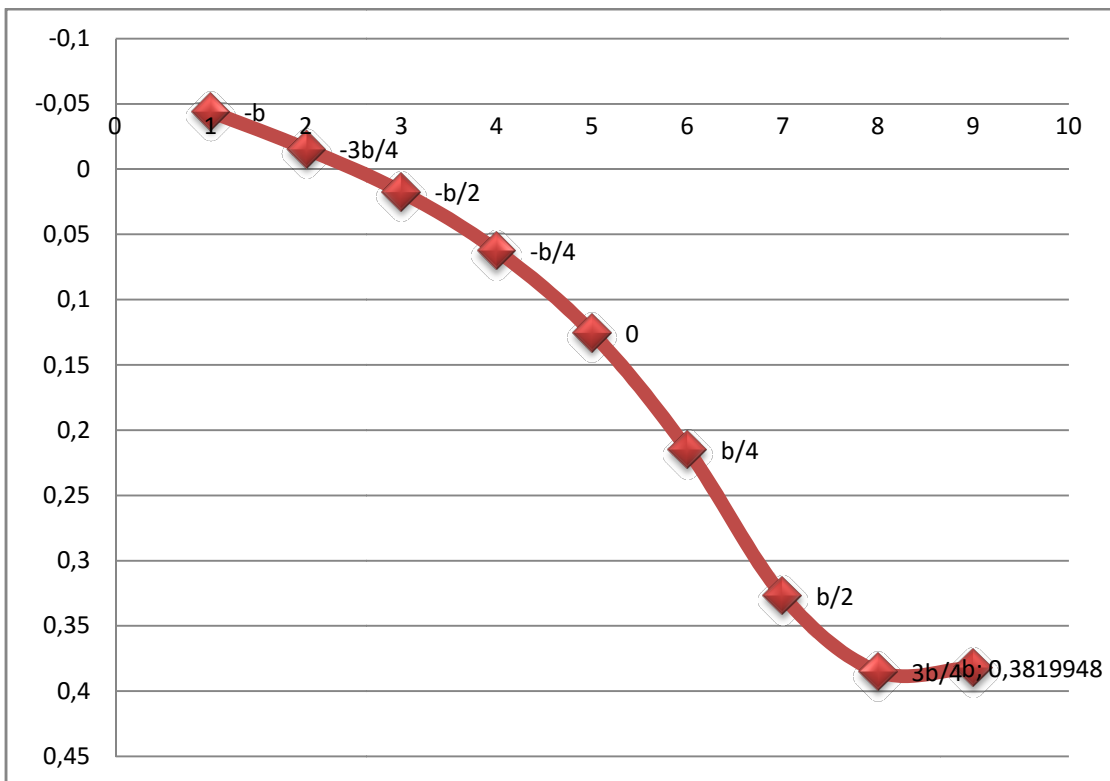
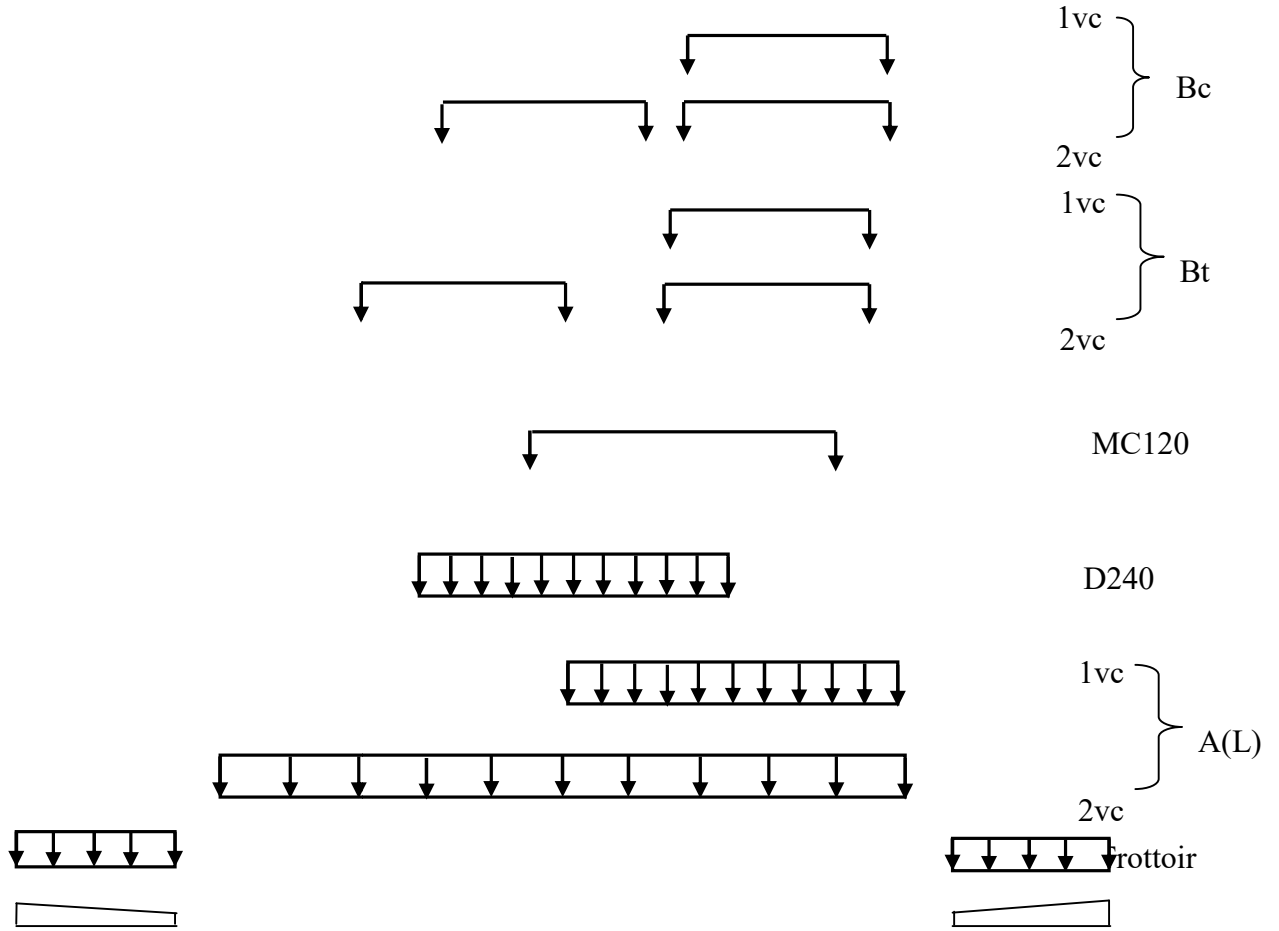


Trottoir



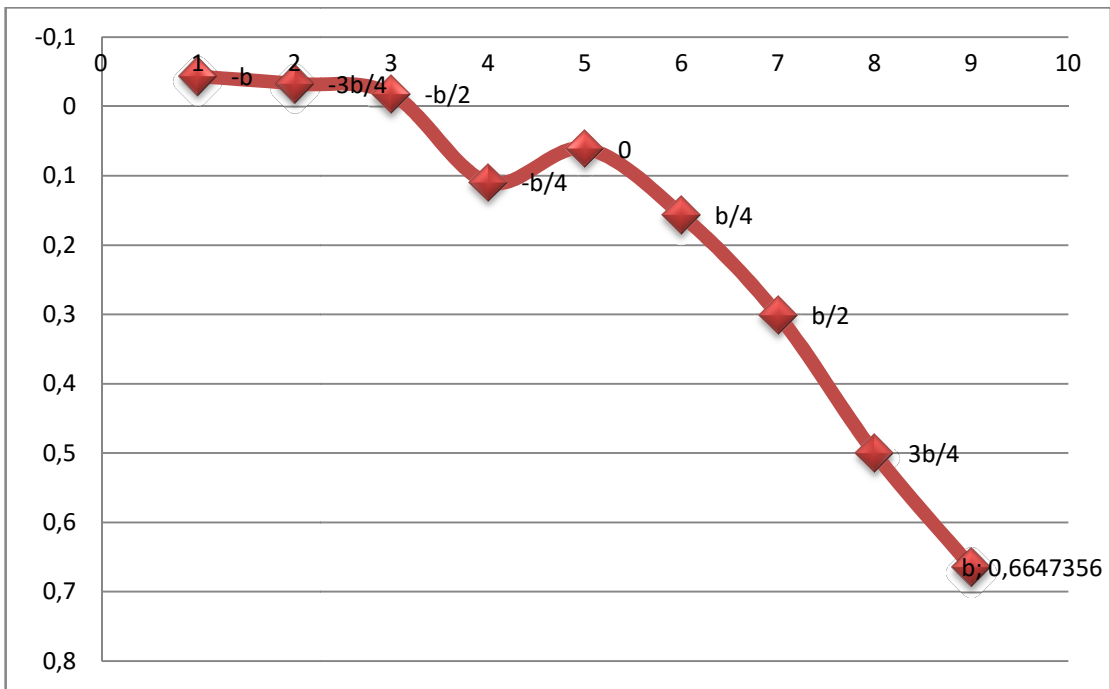
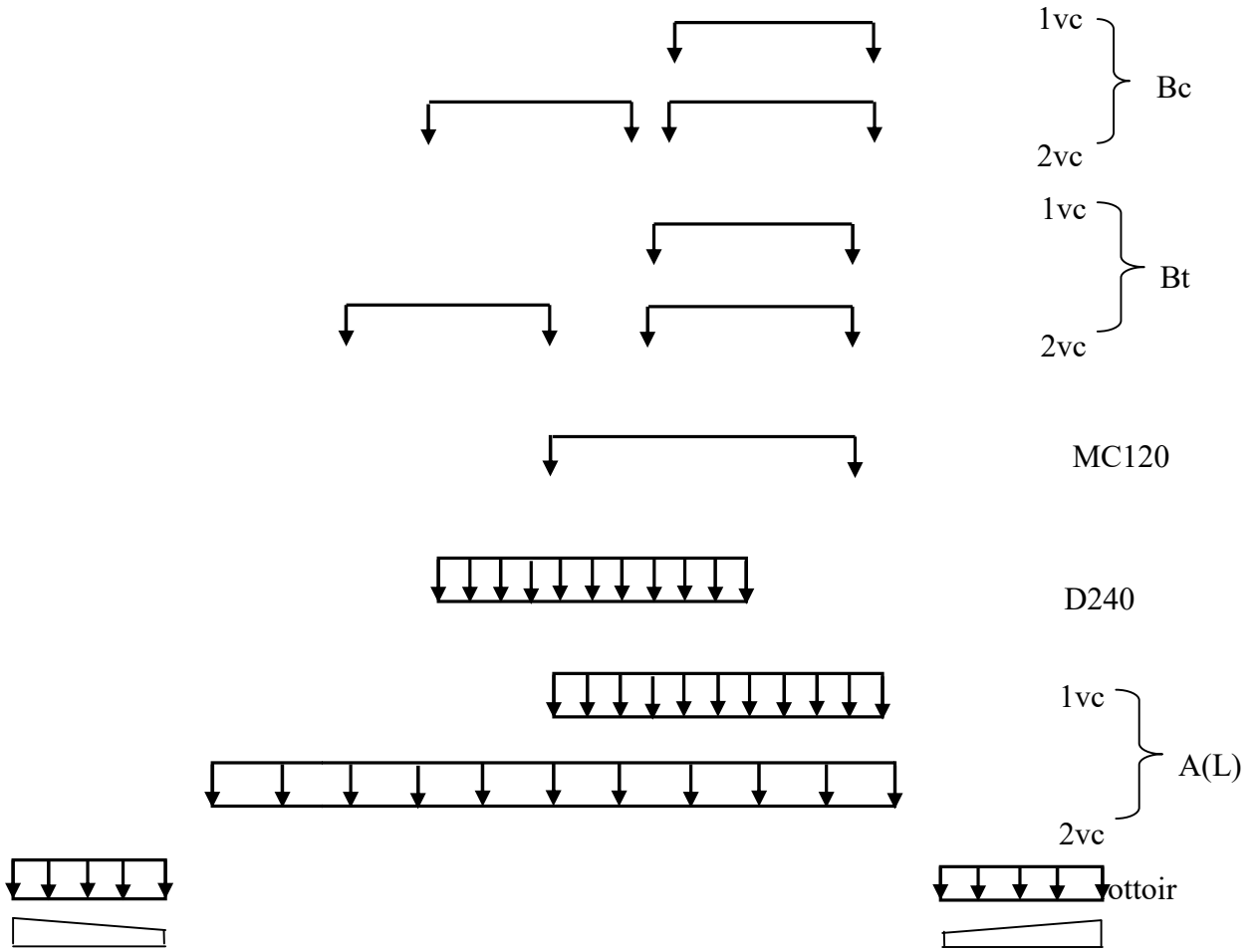
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 7



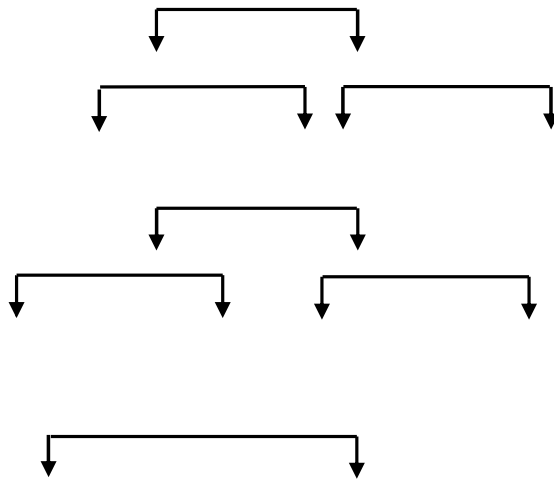
Ligne d'influence ($\epsilon\alpha$)

poutre 8



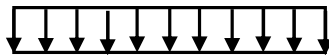
Ligne d'influence ($\bar{\epsilon}\alpha$)

poutre 5

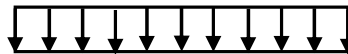


1vc } Bc
2vc }
1vc } Bt
2vc }

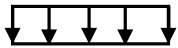
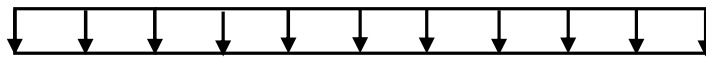
MC120



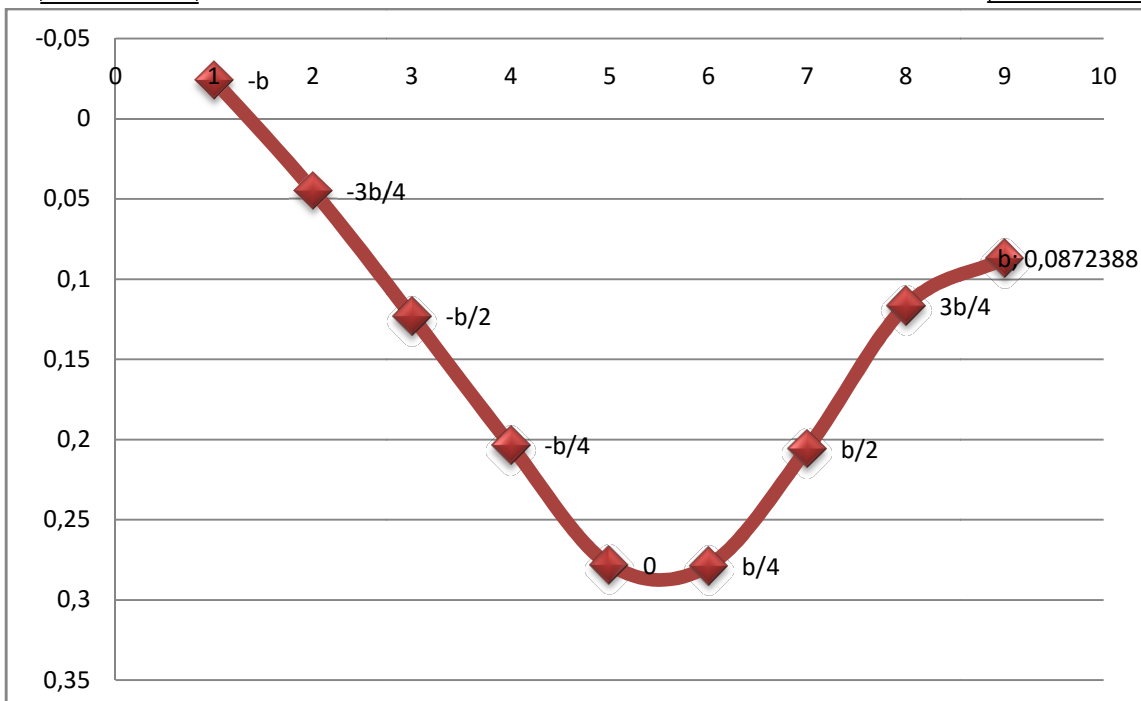
D240



1vc } A(L)
2vc }

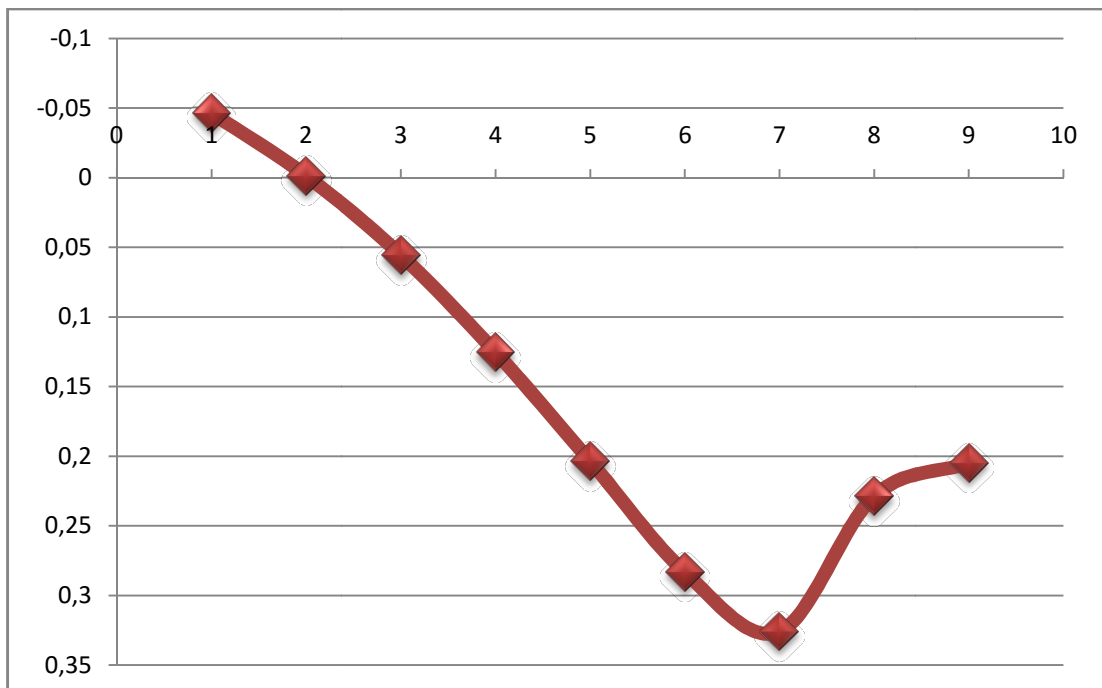
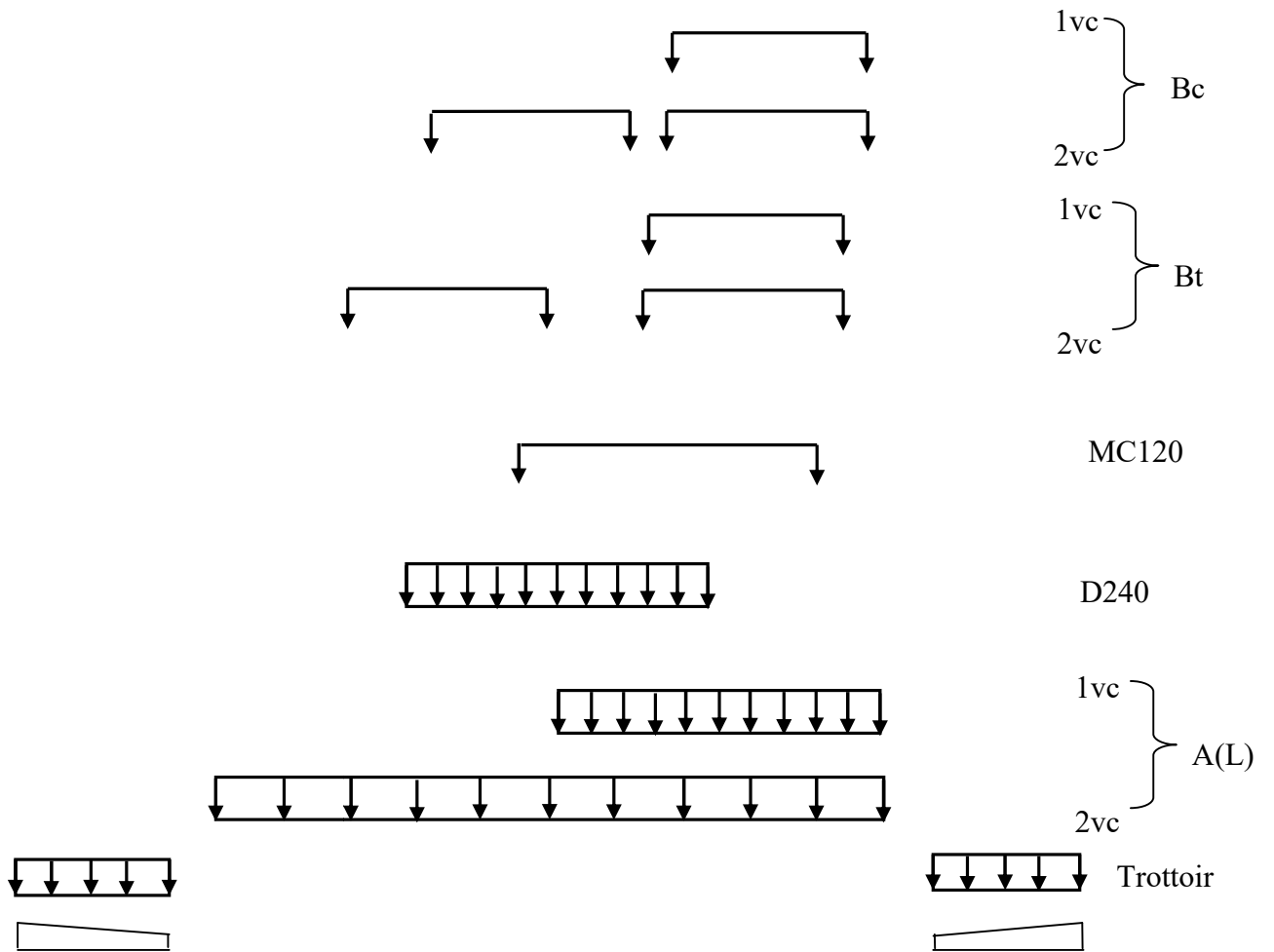


Trottoir



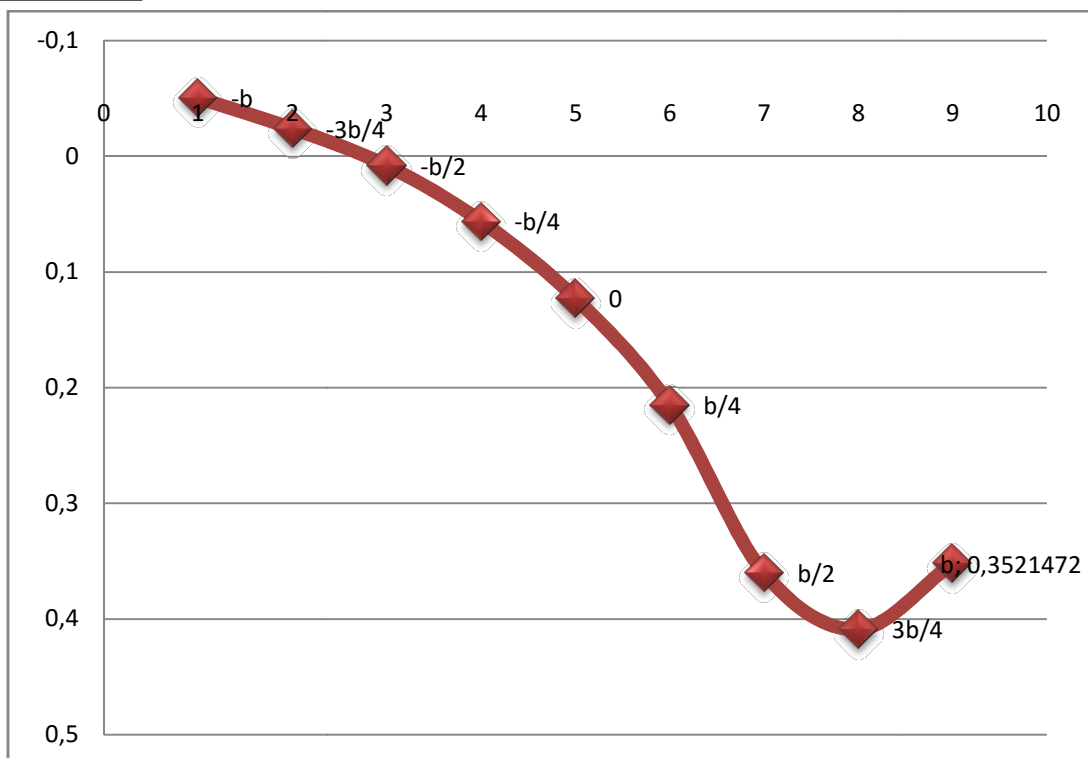
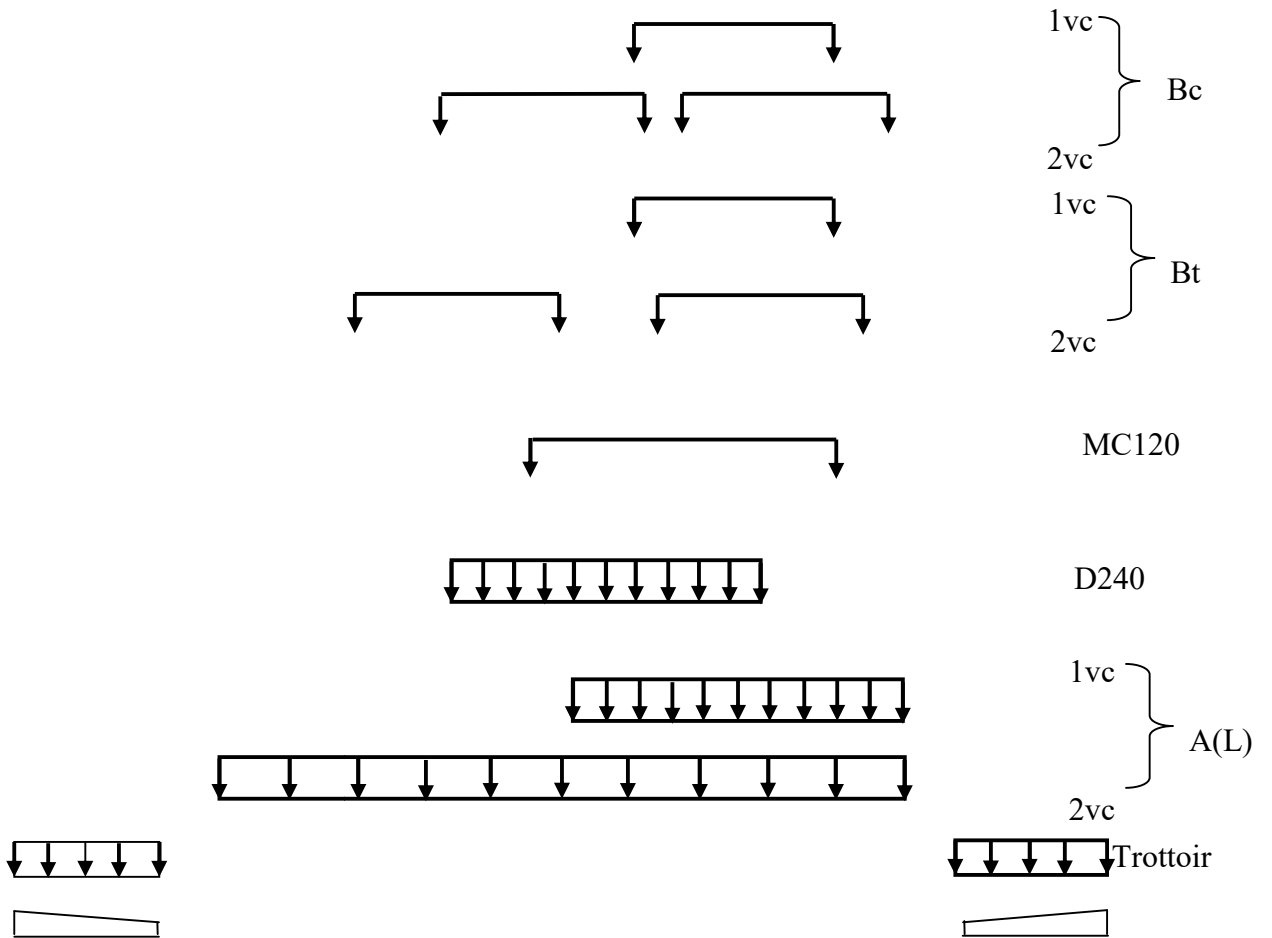
Ligne d'influence ($\bar{\varepsilon}\bar{\alpha}$)

poutre 6



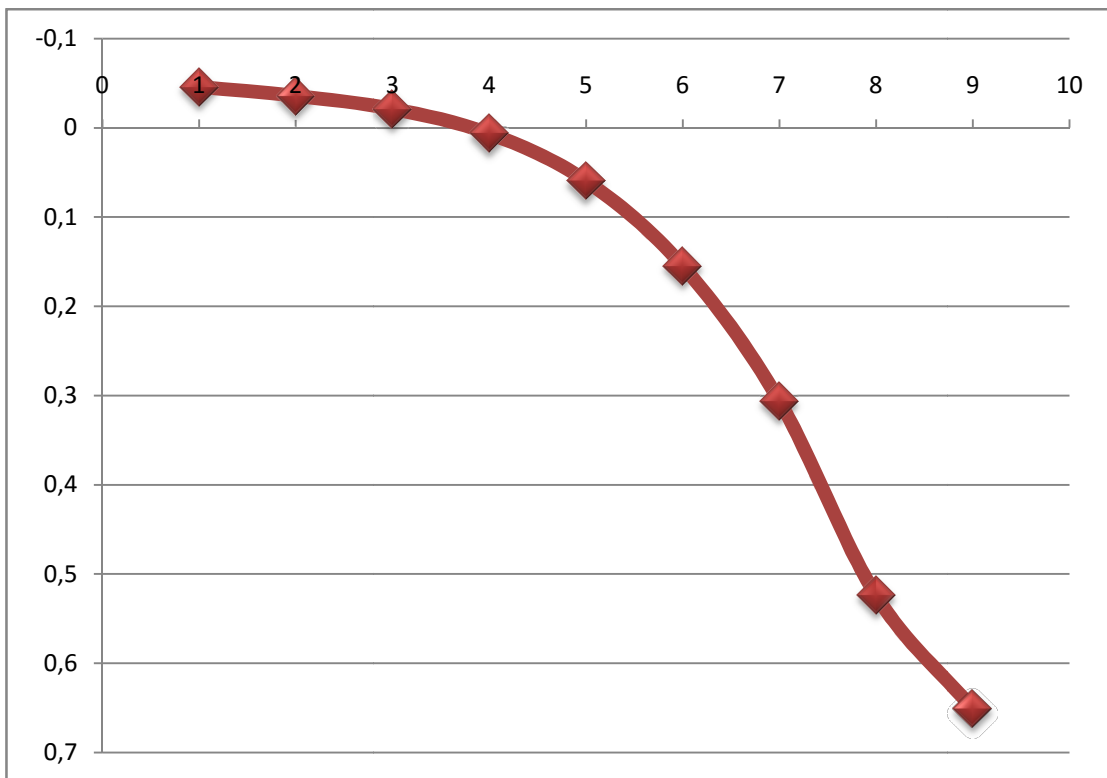
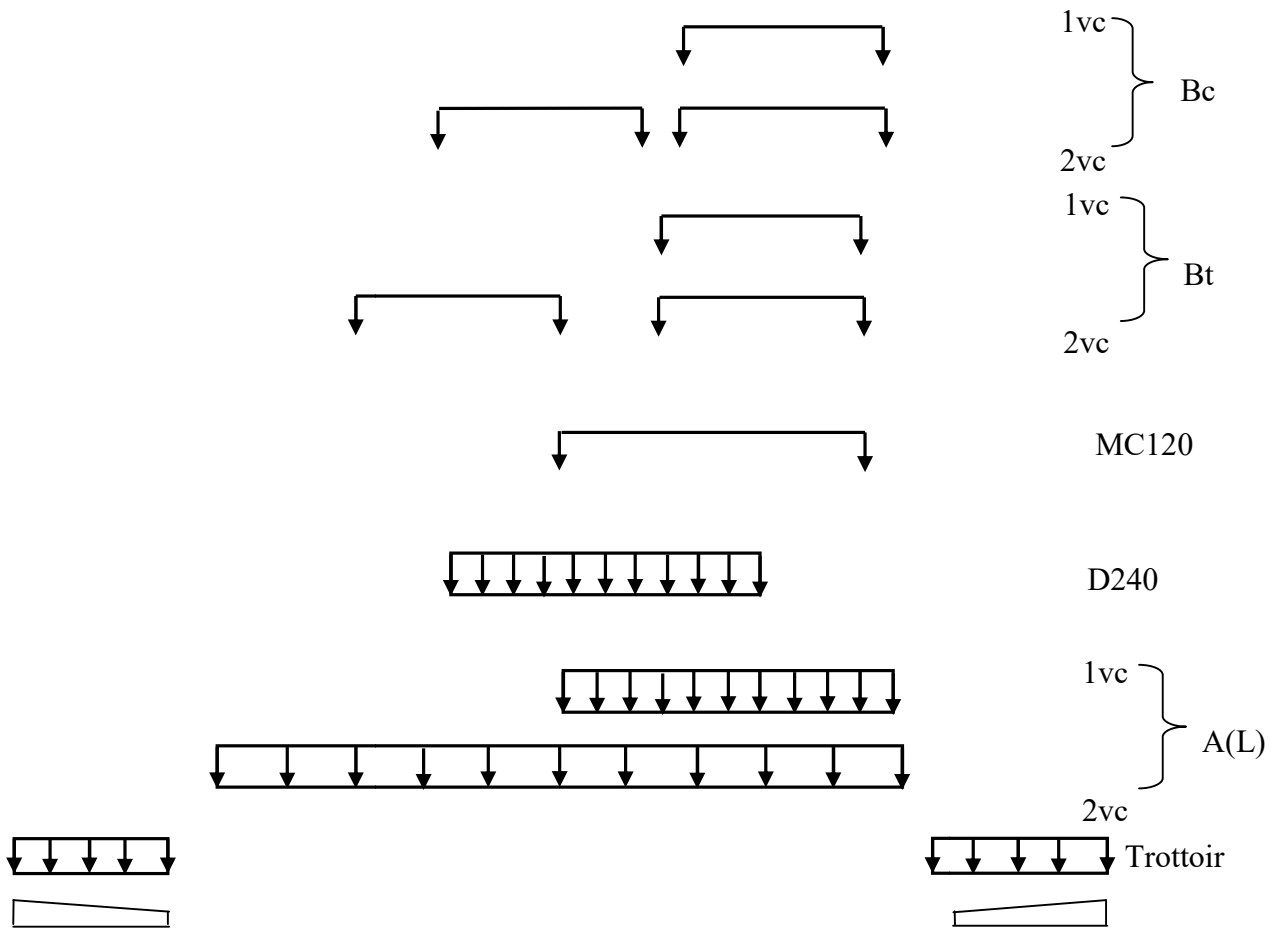
Ligne d'influence ($\bar{\epsilon}\alpha$)

poutre 7



Ligne d'influence ($\bar{\varepsilon}_\alpha$)

poutre 8



Annexe III :

Les résultats donnée par logiciel SOCOTEC pour le ferraillage de la dalle :

Transversal a met travées (ELU):

Données saisies :

Largeur section :	1	m
Hauteur section :	0,25	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	58,6	kN.m
Effort normal ELS :	1	kN
Moment fléchissant ELS :	43,4	kN.m
Section armatures supérieures ELS :	5	cm ²
Section armatures inférieures ELS :	8,93	cm ²

Transversal sur appui (ELU):

Données saisies :

Largeur section :	1	m
Hauteur section :	0,25	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	17,8	kN.m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	13,2	kN.m
Section armatures supérieures ELS :	0	cm ²
Section armatures inférieures ELS :	2,60	cm ²

Longitudinal a met travées (ELU):

Données saisies :

Largeur section :	1	m
Hauteur section :	0,25	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	50,1	kN.m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	37,1	kN.m
Section armatures supérieures ELS :	0	cm ²
Section armatures inférieures ELS :	7,56	cm ²

Longitudinal sur appui (ELU):

Données saisies :

Largeur section :	1	m
Hauteur section :	0,25	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	5,2	kN.m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	0,38	kN.m
Section armatures supérieures ELS :	0	cm ²
Section armatures inférieures ELS :	0,75	cm ²

Résumé :

Ce mémoire s'intéresse de l'étude d'un pont routier à poutres en béton précontraint. L'ouvrage étudié est un pont situé au niveau de la EX RN43 passant par OUED SAYOUD dans la wilaya de JIJEL, sa longueur totale est de l'ordre de 52,50 m.

L'objectif de ce projet est de réaliser un ouvrage d'art qui traverse l'oued et remplace l'ouvrage existant. En effet, une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des différents éléments composants de ce pont suivant les multiples sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement, et les actions accidentelles.

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel Autodesk ROBOT structural analysis Professional, ensuite les résultats obtenus ont été traduits par des graphiques représentant les ferraillements adéquats des différents éléments composants de la structure.

Abstract :

This thesis focuses on the study of a bridge with prestressed concrete beams. The studied structure is a bridge located on the EX national road 43 passing through OUED SAYOUD in the wilaya of JIJEL, its total length is 52.50 m.

The objective of this Project is to design a bridge that crosses the valley and replaces the existing structure. Indeed, a detailed study has been carried out on the behavior of the various components of this bridge according to the multiple requests : permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads, and accidental actions.

Numerical modeling and analysis processing was performed using the Autodesk ROBOT structural analysis Professional software, then the results obtained were translated by graphics representing the appropriate reinforcement of the various components of the structure.

ملخص:

تهتم هذه المذكرة بدراسة جسر يحتوي على عوارض خرسانية سابقة الإجهاد، الهيكل المدروس هو عبارة عن جسر يقع في ولاية جيجل بواد سعيود يمر عبر الطريق الوطني 43 يبلغ طوله الإجمالي 52.50 متر.

الهدف من هذا المشروع هو إنشاء هيكل يعبر النهر ويحل محل الهيكل الحالي. لذلك تم إجراء دراسة تفصيلية حول المكونات المختلفة لهذا الجسر وفقاً للإجهادات المتعددة: الإجراءات الدائمة، والإجراءات الناتجة عن ازدحام حركة المرور والمعدات، والإجراءات العرضية... الخ

تم تنفيذ النمذجة العددية ومعالجة التحليل باستخدام برنامج AUTODESK ROBOT للتحليل الهيكلي المحترف، ثم تم ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق الرسوم البيانية التي تمثل التسليح المناسب للمكونات المختلفة للهيكل.