

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

N° :/2022

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Travaux Publics

SPECIALITE : Voies et ouvrages d'art

Thème

**Étude d'un viaduc (V2) à poutres en béton précontraint du
chemin communal reliant RAS ELHAMRA à Oued BEGRAT
(ANNABA)**

Présenté Par : BOUCHELAGHEM Rayan Djihan

Encadré Par : LAOUCHE Mohamed

BOULATIOUR Aicha

Date de soutenance:...../...../.....

Jury de Soutenance

Président : BELAABED Faris

Grade : MCA

Univ MSB Jijel

Encadreur : LAOUCHE Mohamed.

Grade : MCB

Univ MSB Jijel

Examineur : MESSIOUD Salah.

Grade : MCA

Univ MSB Jijel

Promotion : 2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant tout choses remercions notre DIEU et DIEU de toutes les espèces d'avoir créé cette forme de vie, le tout puissant, le miséricordieux, de nous avoir donné la santé et le courage et tout dont nous nécessitons pour L'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenaient à formuler nos gratitudees et nos profondes reconnaissances à l'égard de notre encadreur « LAOUCHE Mohamed »

Qui a supervisé ce travail de recherche, Pour l'effort fourni, les conseils prodigués, sa disponibilité, son soutien, son efficacité et sa patience et surtout ses encouragements le long de la réalisation de ce travail.

*Nous tenons aussi à remercier **tous les enseignants** du département de Génie Civil et Hydraulique pour leurs offerts considérables, qui nous ont donné les bases de la science.*

*Nous remercions également aux **membres de jury** de nous avoir fait l'honneur de bien vouloir participer au jury de ce mémoire et pour toute attention qu'ils ont prêté au jugement de ce mémoire.*

Enfin, nous saurons terminer ce remerciement, sans mentionner toute personne ayant participée de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

DÉDICACE



Au nom d'Allah, le tout Miséricordieux, je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Mon très cher père rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. .

Mon très chère frère wail, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous.

Mon fiancé Yassine

Toute ma famille. et Mes amies.

Rayane djihane



DÉDICACE



C'est avec profond gratitude et sincères mots, que nous dédions ce modeste travail
de fin d'étude à :

Ma famille, qui m'ont encouragé à aller de l'avant et qui m'ont donné tout leur
amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

Mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, pour tous leurs sacrifices,
leurs soutiens et leurs prières tous au long de mes études

Cher frère « islem » et mes sœurs « sara et roumaïssa » pour leur compréhension, leur
dévouement, leurs encouragements et leur grand soutien

A mon fiancé actuel et futur mari pour son soutien, sa patience, son écoute, son
inquiétude, son amour et sa présence à mes cotés

A tous mes amies en général, pour votre aide, vos efforts, votre sincérité, votre amour
et votre présence à mes côtés à tout moment

A tout la famille ' boulatiour '

A tous mes enseignants.

A toute la promotion 2022

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

Aycha



Résumé :

Ce mémoire a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un viaduc qui fait partie du chemin communal reliant **RAS EL HAMRA** à **OUED BEGRAT** (VIADUC V2) sur **06 Km** dans la wilaya d'**ANNABA**, Il est situé entre les points kilométriques (**PK 2+898.080** et **PK 3+177.800**). C'est un pont à poutres en béton précontraint par prétention.

Au début, une conception et un dimensionnement détaillé du pont ont été faites, puis l'évaluation des charges et surcharges agissantes sur cet ouvrage. L'étude est complétée par une modélisation numérique réalisée par le logiciel Autodesk **Robot Structural Analysis Professional** (V.14). Les résultats obtenus ont permis de déterminer les sollicitations les plus défavorables et de dimensionner la précontrainte puis le ferrailage de la dalle.

Enfin l'étude est terminée par le dimensionnement et le ferrailage des éléments de l'infrastructure sous sollicitations statiques et accidentelles.

Les mots clés : viaduc, précontrainte, modélisation numérique, Robot

ملخص:

تهدف هذه المذكرة إلى تصميم ودراسة جسر يعد جزءاً من الطريق المشترك الذي يربط رأس الحمراء بوادي بقرط (viaduc v2) على مسافة 06 كم في ولاية عنابة، ويقع بين نقاط الأميال (**PK 2+898.080** et **PK 3+177.800**)

إنه جسر به عوارض خرسانية مضغوطة مسبقاً

في البداية، تم إجراء تصميم وحجم مفصلين للجسر، تلاه تقييم للأحمال والأحمال الزائدة التي تعمل على هذا الهيكل. تكمل أتاحت Autodesk Robot Structural Analysis Professional (V.14) الدراسة النمذجة العددية من قبل النتائج التي تم الحصول عليها تحديد الضغوط الأكثر سلبية وحجم الضغط المسبق على البلاطة وتعزيزها

وأخيراً، تكتمل الدراسة بتحجيم وتعزيز عناصر البنية التحتية تحت ضغوط ثابتة وعرضية

الكلمات الرئيسية: الجسر، الضغط المسبق، النمذجة العددية، الروبوت

Abstract:

The purpose of this brief is to design and study a viaduct which is part of the communal road connecting RAS EL HAMRA to OUED BEGRAT (VIADUC V2) on 06 Km in the wilaya of ANNABA, It is located between the mileage points (PK 2+898.080 and PK 3+177.800). It is a bridge with prestressed concrete beams.

At the beginning, a detailed design and sizing of the bridge was carried out, followed by an assessment of the loads and overloads acting on this structure. The study is complemented by numerical modelling by Autodesk Robot Structural Analysis Professional (V.14). The results obtained made it possible to determine the most unfavourable stresses and to size the prestressing and reinforcement of the slab.

Finally, the study is completed by the sizing and reinforcement of the infrastructure elements under static and accidental stresses.

Keywords: viaduct, prestressing, numerical modelling, robot

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.

Nomenclature

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 :

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.

Nomenclature

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).

b₀ : épaisseur brute de l'âme d'une poutre.

b_n : 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).

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

f_{pe} : limite élastique d'un acier pour armature de précontrainte.

f_{pr} : limite de rupture d'un acier.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

f_{c28} ou **f_c** : résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

f_{t28} ou **f_t** : 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.

q : densité de charge variable.

S : espacement des armatures en général.

S_t : 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.

Nomenclature

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.

μ (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.

Nomenclature

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

K α : coefficient de répartition transversal des moments

ϵ_{α} : 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

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.

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

Figure I .1: Trace en plan 1 1	5
Figure I. 2: Profil en long 1 1	5
Figure I. 3: Coupe transversale droite 1.....	6
Figure I. 4 : Coupe transversale 1 1	6
Figure I .5: carte de zonage sismique de l'Algérie national	7

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Figure II .1: Diagramme contrainte-déformation du béton.....	10
Figure II. 2: diagramme contrainte-déformation des aciers actifs	12

Chapitre III : Pré-Dimensionnement du tablier

Figure III. 1: coupe transversale d'une poutre	14
Figure III .2 :Coupe transversal de la dalle	15
Figure III. 3: Détail entretoise	16
Figure III .4 : Détail de trottoir.....	16
Figure III .5: coupe transversale du pont	17
Figure III. 6: Détaille des poutres sans hourdis.....	19
Figure III .7: Détaille des poutres avec hourdis	20

Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges

Figure IV .1: Coupe transversale de la dalle +pré dalle	22
Figure IV. 2:Détail entretoise.....	23
Figure IV. 3 : détail du corniche et trottoir	24
Figure IV .4: détails de système BC	28
Figure IV. 5 : Détails de Système Bt.....	29
Figure IV. 6: Détails de Système Mc 120.....	30
Figure IV .7: Détails de Système D240.....	31

Chapitre VII : Modélisation du Tablier

Figure .VII. 1: Choix de l'affaire.....	55
Figure VII .2: Section intermédiaire.....	57
Figure VII.3: Modélisation des poutres.....	57
Figure VII .4: Modélisation de la dalle.....	58
Figure VII.5: Charge de trottoir	59
Figure VII.6: Charge de revêtement	59
Figure VII. 7: Charge de glissière	60

Figure VII. 8: Charge de garde corps.	60
Figure VII. 9: Système de Charge A(l).....	61
Figure VII. 10: Système Bc.....	62
Figure VII. 11 : Système Bt	63
Figure VII. 12 : Système militaire MC 120	64
Figure VII. 13: Système D240	64
Figure VII. 14: Moment max à L'E.L.U.....	66
Figure VII. 15: Moment max à L'E.L.	66

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Figure VIII 1: Précontrainte par pré tension.	68
Figure VIII 2: toron de 7 fils	73
Figure VIII 3: Disposition des torons	73
Figure VIII 4: Diagramme des contraintes normales.	102
Figure VIII 5: Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant	103
Figure VIII 6: Diagramme de la contrainte à L'ELU	104
Figure VIII 7: Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée	105
Figure VIII 9: Rupture de coin inférieur.....	118
Figure VIII 10: Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation.....	119
Figure VIII 11: Ferrailage de la poutre zone d'about.....	120
Figure 12: Ferrailage de la poutre zone intermédiaire.....	120

Chapitre IX : Étude de la dalle et de l'entretoise d'about

Figure IX 1:diagramme de moment fléchissant	130
Figure IX I 2:Diagramme de l'effort tranchant	130
Figure IX I 3: diagramme de moment fléchissant.....	131
Figure IX 4:diagramme de l'effort tranchant.....	131
Figure IX 5: Schéma de ferrailage de l'entretoise	136

Chapitre XI : Appareils d'appuie

Figure XI .1: Appareil d'appui en élastomère fretté	144
Figure XI. 2: Dimension de l'appareil d'appui	150
Figure XI .3:Dimension de l'appareil d'appui	153
Figure XI. 4: joint de chaussée(type WP alu.300).....	154
Figure XI. 5: joint de chaussée(type WP alu.300).....	154

Figure XI 6: Disposition des gargouilles	155
--	-----

Chapitre XII : La PILE

Figure XII 1: Coupe transversale B-B	157
Figure XII 2: Coupe longitudinale A-A.....	157
Figure XII 3: Coupe transversale du chevêtre	170
Figure XII 4: Schéma de ferrailage de chevêtre.....	171
Figure XII 5: Effet de flambement	176
Figure XII 6: Schéma de ferrailage de fut.	177
Figure XII 7:Le diagramme des contraintes trapézoïdal Conditions sismique.....	181
Figure XII 8:Le diagramme des contraintes est trapézoïdal Conditions sismique.....	181
Figure XII 9 : glissière	182

Chapitre XIII : Etude de la culée

Figure XIII 1: les éléments de la culée	184
Figure XIII 2:Coupe longitudinale dans la culée	187
Figure XIII 3:Efforts agissant sur le mur frontal	190
Figure XIII 4: schéma de ferrailage de mur garde grève.....	200
Figure XIII 5: schéma de ferrailage de la dalle de transition.....	205
Figure XIII 6: Schéma de Ferrailage du corbeau	208
Figure XIII 7: Ferrailage de mur en retour	219
Figure XIII 8: Schéma de ferrailage le mur de frontal.	227
Figure XIII 9:Le diagramme des contraintes est trapézoïdal Conditions sismique.	233
Figure XIII 10:Le diagramme des contraintes est trapézoïdal Conditions sismique.	233
Figure XIII 11: Schéma de ferrailage de la semelle sous culée	234

Listes Tableaux

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

Table I. 1.La longueur descriptif des sondages carottés.....	7
Table I. 2: Coefficient d'accélération de zone	7

Chapitre III : Pré-Dimensionnement du tablier

Table III .1: Caractéristiques géométriques de la poutre seule (intermédiaire et de rive).....	20
--	----

Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges

Table IV. 1: poids revenant à chaque poutre	25
Table IV .2: Classe de ponts routes.....	26
Table IV. 3: Système de charges A (L)	27
Table IV. 4: Coefficient de a_2	27
Table IV .5: Système BC	28
Table IV. 6: pont de 1er classe et 2 voies	29
Table IV. 7: Les effets de freinage	31

Chapitre V: Répartition longitudinale des efforts

Table V .1: Les éléments de réduction dus au poids propre	33
Table V. 2: Moment fléchissant dus à A(L) ($x=0,5L$).....	34
Table V. 3: Moment fléchissant dus à A(L) ($x=0,5L$).....	36
Table V. 4: résultats des forces sur la poutre	37
Table V. 5: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges à $X =0,5L$	39
Table V. 6: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges à $X =0,25$	39
Table V .7: Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $X =0,00L$	42
Table V. 8: Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $X =0,25L$	43

Chapitre VI : Répartition transversale des efforts

Table VI .1: donnant les valeurs de k_0 pour $\theta=0,70$	52
Table VI .2: donnant les valeurs de k_1 pour $\theta=0,70$	52
Table VI .3: donnant les valeurs des moments dans les différentes poutres à $x=0,25L$	55

Chapitre VII : Modélisation du Tablier

Table VII.1: Les caractéristiques.....	57
Table VII .2: Charges permanentes	59

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Table VIII 1 :Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée ($0,5L$).....	69
Table VIII 2: Les centres de gravité des armatures actives	73

Table VIII 3: Les Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis.....	74
Table VIII 4: Les Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis	74
Table VIII 5: Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire homogène sans hourdis .	74
Table VIII 6: Les Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis	75
Table VIII 7: Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire homogène avec hourdis.	75
Table VIII 8: excentricité des câbles.	75
Table VIII 9: Les pertes instantanées à $X=0,5L$	79
Table VIII 10 : des pertes différées à $X=0,5L$	85
Table VIII 11: Les pertes totales à $X=0,5L$	86
Table VIII 12: la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte.....	86
Table VIII 13: perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention.....	87
Table VIII 14: Les pertes instantanées à $X=0,00L$	87
Table VIII 15: Les Pertes dues aux retrais du béton à $X=0,00L$	87
Table VIII 16: Pertes par fluage à $X=0,00L$	89
Table VIII 17 : Pertes par relaxation des aciers à $X=0,00L$	89
Table VIII 18: des pertes différées à $X=0,00L$	90
Table VIII 19: Les pertes totales à $X=0,00L$	90
Table VIII 20: Les pertes instantanées à $X=0,25L$	91
Table VIII 21 : Pertes par fluage à $X=0,25L$	92
Table VIII 22: des pertes différées à $X=0,25L$	93
Table VIII 23: Les pertes totales à $X=0,25L$	94
Table VIII 24: Les pertes totales dans les différentes sections.	94

Chapitre XII : La PILE

Table 1:La réaction et le moment longitudinal(cas d'une seule travée chargée).....	161
Table 2:moment longitudinal pour une deux travée chargée	162
Table 3: combinaison 01 et 02.	174
Table 4: combinaison 03 et 04.	175
Table 5: Combinaison 01 et 02	179
Table 6: Combinaison 03 et 04	180

Chapitre XIII : Etude de la culée

Table XIII 1 :Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles.....	188
Table XIII 2:calcul des sollicitations.....	190
Table XIII 3:poussé des terres et surcharges	191
Table XIII 4:charges et surcharges.....	192

Table XIII 5:culée à vide	193
Table XIII 6:Culée à vide + Tablier	193
Table XIII 7:culée à vide + Tablier + Remblais	193
Table XIII 8:culée à vide + Tablier + Remblais+ Surcharge.....	194
Table XIII 9:Sollicitations appliquées au mur en retour.	211
Table XIII 10:Efforts horizontaux et normaux appliqués au mur3	221
Table XIII 11:Poussées dues aux terres et la surcharge	222
Table XIII 12:Efforts dus au tablier et aux surcharges.....	222
Table XIII 13: Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.	223
Table XIII 14: Les charges permanentes	223
Table XIII 15: Les surcharges.....	223
Table XIII 16: R+F+T	223
Table XIII 17: Efforts appliqués au mur frontal à CN.	224
Table XIII 18: Efforts appliqués au mur frontal à CS.	224
Table XIII 19:Efforts horizontaux et normaux appliqués au semelle	229
Table XIII 20:Poussées dues aux terres et les surcharges	230
Table XIII 21:les charges permanente.....	230
Table XIII 22:les surcharges	230
Table XIII 23: R+F+T	231
Table XIII 24:Efforts appliqués au mur frontal à CN	231
Table XIII 25:Efforts appliqués au mur frontal à CS.	231
Table XIII 26:Résultats des combinaisons.	232
Table XIII 27: Calcul des efforts.....	232

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Liste des abréviations

Listes des figures

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et conception de l'ouvrage

I.1- Introduction	3
I.2- But de l'étude.....	3
I.3- Présentation de projet	3
I.3.1- Position de l'ouvrage	3
I.3.2- Description de l'ouvrage	3
I.3.2.1- Portée	3
I.3.2.2- Tablier.....	4
I.3.2.3- Les Piles.....	4
I.3.2.4- Les culées :	4
I.3.2.5- Les fondations :	4
I.4- Conception de l'ouvrage :.....	4
I.4.1- Données fonctionnelles :	4
I.4.1.1- Tracé en plan :	4
I.4.1.2- Profil en long :	5
I.4.1.3- Profil en travers :	5
I.4.2- Données naturelles.....	6
I.4.2.1- Donnée géotechnique	6
I.4.2.2- Données sismologiques :	7
I.4.2.3- Données topographiques :	8
I.5- Variante retenue :.....	8
I.6- Conclusion :.....	8

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

II.1- Introduction :	9
II.2- Caractéristiques des matériaux :.....	9

II.2.1- Le Béton :	9
II.2.1.1- Résistance à la compression :	9
II.2.1.2- Résistance à la traction :	9
II.2.1- L'acier :	11
II.2.1.1- Aciers passifs :	11
II.2.1.2- Aciers actifs :	11
II.3- Conclusion :	12

Chapitre III : Pré-Dimensionnement du tablier

III.1- Introduction :	14
III.2- Caractéristiques géométriques du tablier :	14
III.2.1- Les poutres :	14
III.2.1.1- Pré dimensionnement des poutres :	14
III.2.1.2- Pré dimensionnement de la dalle :	15
III.2.3- Les prédalle :	16
III.2.4- Les entretoises :	16
III.2.5- Le trottoir :	16
III.2.6- Les glissières de sécurité et les gardes de corps :	17
III.3- Les caractéristiques de l'ouvrage :	17
III.3.1- Caractéristiques géométriques des poutres.....	17
III.3.1.1- Notations utilisées:.....	17
III.3.2- Caractéristiques géométriques des sections de la poutre seule :	19
III.3.2.1- La poutre de rive et intermédiaire sans hourdis :	19
III.3.2.2- Poutre intermédiaire et rive avec hourdis :	20
III.4- Conclusion :	21

Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges

IV.1- Introduction :	22
IV.2- Charges permanentes :	22
IV.2.1- La charge permanente (CP) :	22
IV.2.1.1- Poids propre de la poutre:	22
IV.2.1.2- Poids propre de la dalle :	22
IV.2.1.3- Le poids de l'entretoise:.....	23
IV.2.1.4- Le poids total des entretoises:.....	23
IV.2.1.5- La pré-dalle :	23

IV.2.2- La charge complémentaire permanente (CCP) :.....	23
IV.2.2.1- Le poids de revêtement et la chape d'étanchéité :	24
IV.2.2.2- Le poids du trottoir :	24
IV.2.2.3- Le poids de la corniche :	24
IV.2.2.3- Le poids des gardes corps :	24
IV.2.2.4- Les glissières :	25
IV.3- Étude des surcharges :	25
IV.3.1- Détermination des caractéristiques du pont :	26
IV.3.2- Évaluation des surcharges :	27
IV.4- Les effets horizontaux:	31
IV.4.1- L'effet de freinage :	31
IV.4.2- L'effet du vent :	31
IV.4.3- L'effet du séisme :	32

Chapitre V : Répartition longitudinale des efforts

V.1- Introduction	33
V.2- Sollicitation dues aux charge permanentes	33
V.2.1- Les éléments de réduction dus au poids propre :	33
✓ Le moment fléchissant	33
✓ L'effort tranchant	33
V.3- Sollicitation dues aux charges roulantes :	33
✓ Lignes d'influences	33
V.3.1- Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :	34
V.3.1.1- Moment fléchissant à $x=0,5L$:	34
V.3.1.2- Moment fléchissant dus aux surcharges $x =0,25L$:	36
V.3.2- Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges	40
V.3.2.1- Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X = 0,00L$	40
V.3.2.2- Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$	41
V.3.2.3- Tableau récapitulatif des efforts tranchants à $X =0,00L$	42
V.3.2.4- Tableau récapitulatif des efforts tranchants à $X =0,25L$	43

CHAPITRE VI : Répartition transversale des efforts

VI.1- Introduction	44
VI.2- Calcul de IP:	44
VI.3- Calcul de IE	45

VI.4.1- Principes fondamentaux de la méthode de GUYON. MASSONET.....	45
VI.4.1- Paramètre de calcul.....	45
VI.4.1.1- Rigidité flexionnelle par unité de longueur	46
VI.4.1.2- Rigidité torsionnelle γD	46
VI.4.2- Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont) :	48
VI.4.3- Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement) :	48
VI.5- Détermination des coefficients de répartition transversale.....	48
VI.5.1- Coefficient de répartition transversale k	48
-Calcul des moments dans chaque poutre	52
VI.6- Conclusion	54

Chapitre VII : Modélisation du Tablier

VII.1 - Introduction	55
VII.2 - Présentation de logiciel.....	55
VII.3- Modélisation :	56
VII.3.1- Modélisation des sections:.....	57
VII.3.2- Modélisation des poutres:.....	57
VII.3.3 - Modélisation de la dalle:.....	58
VII.4- Disposition des différents cas de charges :.....	59
VII.4.1- Charge de trottoir :	59
VII.4.2- Charge de revêtement :	59
VII.4.3- Charge de glissière :	60
VII.4.4- Charge de garde corps :	60
VII.4.5- Système de charge A(L) :	60
VII.4.6- Système Bc :	61
VII.4.7- Système Bt :	62
VII.4.8- Système militaire MC 120:.....	63
VII.4.9- Système D240 :	64
VII.5- Valeurs des moments fléchissant par poutre :	65
VII.6- Les valeurs extrêmes du moment :	65
VII.6.1- Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel de ROBOT :	65
VII.7- Conclusion.....	66

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

VIII.1 : Introduction :.....	67
VIII.1.1 : Le principe de la précontrainte :	67

VIII.1.2 : Modes de précontrainte :	67
VIII.2 : Dimensionnement de la précontrainte :	68
VIII.2.1 : Caractéristiques géométriques de la poutre :	68
VIII.2.2. L'effort de précontraint minimum :	69
VIII.2.3. Calcul du nombre des câbles.....	71
VIII.2.4. Vérification des contraintes à la mise en tension	71
VIII.2.4.1. En construction (section sans hourdis).....	72
VIII.2.4.2. En exploitation (section avec hourdis).....	72
VIII.3. Emplacement des torons	72
VIII.3.1. Caractéristiques géométriques de la section	75
VIII.3.2. Caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis.....	75
VIII.3.3. Caractéristiques des sections.....	75
VIII.4. Pertes de la précontrainte	76
VIII.4.1. Calcul des pertes	77
VIII.4.1.1. À la section intermédiaire $X=0,5L$	77
VIII.4.1.2. Calcul des pertes à l'about ($0,00 L$)	86
VIII.4.1.3. Calcul des pertes à $L/4$	90
VIII.5. Vérification des contraintes.....	95
VIII.5.1. Pour la section intermédiaire ($X=0,5 L$)	95
VIII.6. Calcul Ferrailage Passif Longitudinal.....	100
VIII.6.1. Armatures Longitudinales De Peau	100
VIII.6.2. Armatures Dans La Zone Tendue	101
VII.7. Justification aux E.L.U	102
VII.7.1. Principe de la méthode de justification	102
VIII.7.2. Démarche à suivre.....	103
VIII.7.3. Les sollicitations à L'E.L.U	103
VIII.7.4. Équations liées à l'hypothèse des sections planes.....	104
VIII.7.5. Equations traduisant le comportement de l'acier	104
VIII.8. Vérification des contraintes tangentielles	109
VIII.8.1. Minimum d'armatures transversales	112
VIII.8.2. Justification des armatures transversales	113
VIII.8.3. Justification des bielles de compression du béton.....	114
VIII.9. Calculs justificatifs réglementaires en section particulières	114
VIII.9.1. Zone d'appuis.....	114

VIII.9.2. Justification relative à l'introduction des forces de précontraintes	117
VIII.10. Ferrailage de la poutre.....	119

Chapitre IX : Étude de la dalle et de l'entretoise d'about

IX.1- Introduction :	122
IX.2- Ferrailage de l'hourdis :	122
IX.2.1 -Étude de la flexion transversale :	122
IX.2.2 -Étude de la flexion longitudinale :	123
IX.2.3- Ferrailage sous flexion longitudinale :	126
IX.3 - Étude de l'entretoise d'about :	128
IX.3.1- Dimensionnement de entretoise :	128
IX.3.2- Ferrailage de l'entretoise :	132

Chapitre X : Calcul des déformations

X.1 - Introduction :	137
X.2 - Déformation de la poutre :	137
X.2.1 : Flèche due au poids propre :	137
X.2.2- Flèche due à la surcharge :	137
X.2.3- Contre flèche de la précontrainte :	138
X.2.4- Flèche de construction :	140
X.2.5- Flèche total :	140
X.2.5.1- En service à vide :	140
X.2.5.2- En service en charge :	140
X.3- Calcul des rotations :	140
X.3.1- Sous le poids propre :	140
X.3.2- Sous les surcharges :	140
X.3.3- Sous la précontrainte :	141
X.4- Rotation résultante :	141
X.4.1- En service à vide :	141
X.4.2- En service en charge :	141
X.5- Calcul des déplacements d'appuis :	141
X.5.1- Déplacements due à la rotation :	141
X.5.2- Déplacements due au retrait :	141
X.5.3- Déplacements due au fluage :	141

X.5.4- Déplacement du a la variation de la température :	142
X.5.5- Déplacement total :	142
X.6- Conclusion :	142

Chapitre XI : Equipement du tablier

XI.1- Introduction :	143
XI.2- Les appareils d'appui en élastomère fretté :	143
XI.3 – Dimensionnement :	144
XI.3.1 - Aire de l'appareil d'appui :	144
XI.3.2- Hauteur nette de l'élastomère :	145
XI.3.3 - Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :	146
XI.4 - Répartition des efforts sur les appuis.....	146
XI.4.1. Action dynamique (efforts du au freinage) :	146
XI.4.2 - Effort due au vent :	147
XI.4.3 - Effort due au séisme :	147
XI.4.4 - Effort due à la déformation (déplacements) :	147
XI.5 - Vérification des appareils d'appui :	148
XI.5.1- Calcul des contraintes de cisaillement:	148
XI.5.1.1- Contrainte due à l'effort normal:	148
XI.5.1.2- Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal:	148
XI.5.1.3- Contrainte de cisaillement due à la rotation:	149
XI.5.1.4- Condition de non soulèvement:	149
XI.5.1.5-Condition de non glissement :	149
XI.6- Les dés d'appui	151
XI.6.1- Fonction des dés d'appuis :	151
XI.6.2- Dimensionnement des dés d'appui	151
XI.6.3- Ferrailage de dés d'appui :	151
XI.6.4 - Armature de chainages :	151
XI.6.5- Armature de profondeurs	152
XI.6.7 - Evacuation des eaux	154

Chapitre XII : La PILE

XII.1- Introduction :	156
XII.2- Choix du type de fondations :	156
• Fondation superficielle.	156

• Fondation profonde.	156
• Fondation semi-profonde.	156
XII.3- Pré dimensionnement de la pile :.....	156
XII.3.1- Le chevêtre :	156
XII.3.2- Le fut :	156
XII.4-Répartition des charges et surcharges :	158
XII.4.2- Surcharges :	158
XII.4.3- Les efforts horizontaux :	162
XII.5- Étude du chevêtre :	164
XII.5.1- Calcul des sollicitations :.....	164
XII.5.2- Schéma de ferrailage :	171
XII.6- Etude du fut :	171
XII.6.1- Calcul des sollicitations :.....	171
XII.6.2- Calcul des combinaisons :	174
XII.6.4- Calcul de ferrailage :	176
XII.7- Etude de la semelle :	177
XII.7.1- Calcul des charges et surcharges :	177
XII.7.2- Ferrailage de la semelle :.....	180
XII.7.3- Ferrailage de la semelle.....	182

Chapitre XIII : Etude de la culée

XIII .1.Introduction :	183
XIII .2.Fonctions des culées	183
XIII. 3.Choix de la morphologie :	184
XIII 04.Dimensionnement des éléments de la culée :	184
XIII .4.1 Le sommier d'appui :	184
XIII .4.2 Le mur garde grève :	185
XIII .4.3 Le corbeau :	185
XIII .4.4 Le mur frontal :	186
XIII .4.5 Le mur en retour :	186
XIII. 4.6 La dalle de transition :	186
XIII .4-7 Fondation	
XIII .5.Charges appliquées sur la culée.....	187
XIII .5.1 Vérification de la stabilité de la culée	187

XIII .5.2	Détermination du centre de gravité des éléments de la culée.....	189
XIII .5.3.	Poussée duesauxterreset surcharges :	190
XIII .5.4.	Calcul des efforts dus au tablier	192
XIII .5.5	Étapes d'exécution de la culée	192
XIII .6.	Étude et ferrailage des éléments de la culée :.....	194
XIII .6.1	Mur garde grève :.....	194
XIII .6.1.1	Évaluation des efforts :.....	194
XIII. 6.1.2	Combinaison des moments :	197
XIII .6.2	Dalle de transition :.....	200
XIII .6.2.1	Évaluation des efforts :.....	200
XIII .6.2.2	Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :.....	201
XIII .6.2.3	Évaluation de moment total à $x = 2,08$ m :.....	202
XIII .6.2.4	Combinaisons des efforts ($x = 2,08$ m) :.....	202
XIII .6.2.5	Évaluation de moment total ami- travée :	202
XIII. 6.2.6	Combinaison des efforts à mi- travée :	202
XIII 6..2.7	Ferrailage de la dalle de transition.....	203
XIII .6.2.7.	/Ferrailage longitudinal	203
XIII .6.2.8	Effort tranchant	204
XIII. 6.2.9	Schéma de ferrailage	205
XIII .6.3	Le corbeau :	205
XIII .6.3.1	Les réactions :	205
XIII .6.3.2	Moment d'encastrement:.....	206
XIII .6.3.3	Ferrailage	207
XIII. 6.3.4	Schéma de Ferrailage	208
XIII .6.4	Mur en retour	208
XIII. 6.4.1	Étude des sollicitations.....	209
XIII .6.4.1.1	Charges sur L'aile	209
XIII .6.4.1.2	Charges sur Voile	209
XIII .6.4.2	Les combinaisons d'actions	211
XIII .6.4.3	Le ferrailage de mur en retour	211
XIII .6.4.4	Ferrailage de l'autre face du mur (constructive).....	212
XIII .6.4.5	Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive).....	218

XIII .6.5 Mur frontal.....	219
XIII .6.5.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal :.....	219
XIII .6.5.2 Calcul des sollicitations :	220
XIII .6.5.3 Calcul des poussées dues aux terres et la surcharge Q.....	220
XIII .6.5.4 Effort dû au tablier et aux surcharges :	222
XIII .6.5.5 Les sollicitations dues au freinage, température, fluage, retrait :.....	222
XIII .6.5.6 Calcul des combinaisons	223
XIII .6.5.7 Calcul du ferrailage :.....	224
XIII .6.6 Étude de la semelle :.....	227
XIII .6.6.1 Évaluation des efforts.....	227
XIII .6.6.2 Les sollicitations :	229
XIII .6.6.3 Combinaison :	231
XIII 6.6.4- Vérification des contraintes :	232
XIII .6.6.5 - Ferrailage de la semelle :	234
Conclusion	
Références bibliographique	
Annexes	

Les ponts sont des constructions de grande importance dans le domaine du génie civil. Ils permettent de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation.

L'évolution de la technologie des ponts est liée à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées, au développement de méthodes de construction, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués...etc. La conception d'un pont suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture lui permettant d'identifier les meilleures solutions du point de vue technique et économique. Le souci de l'ingénieur est d'avoir comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Pour ces raisons, le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de multiples disciplines, telles que la géotechnique, le calcul des structures, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations.

L'objectif principal de notre projet de fin d'étude, est de réaliser l'étude d'un viaduc situé aux points kilométriques (PK 2+898.080 au PK 3+177.800) qui fait partie du projet du chemin communal reliant RAS EL HAMRA à OUED BEGRAT (VIADUCV2) au niveau d'ANNABA sur 06 Km. L'ouvrage en question permettra de franchir une contrainte naturelle (un oued).

Notre étude est principalement divisée en treize (13) chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage, tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception ;
- Le second chapitre est consacré aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage d'art ;
- Le troisième chapitre présente le prédimensionnement des différents éléments constitutifs du tablier.
- Le quatrième chapitre présente la définition et le calcul des charges et des surcharges (permanentes ou d'exploitations) que l'ouvrage objet de notre PFE va supporter.
- Le cinquième chapitre est consacré à la répartition longitudinale des efforts, et au calcul des sollicitations à travers l'utilisation des règles de la RDM, la méthode des lignes d'influences.

- Le sixième chapitre présente l'étude de la répartition transversale des sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et de déduire la poutre la plus sollicitée ;
- Le septième chapitre présente une modélisation du tablier de notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT Millénium. Une comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel en utilisant la méthode des lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel ROBOT Millénium a été faite ;
- Le huitième chapitre présente l'étude de la précontrainte
- Le neuvième chapitre est consacré à l'étude de la dalle et de l'entretoise d'about ;
- Le dixième chapitre est réservé au calcul des déformations et des déplacements au niveau d'appuis ;
- Le onzième chapitre présente le dimensionnement des différents équipements de notre ouvrage à savoir ; appareils d'appui, dés d'appui et joins de chaussée.
- Le douzième chapitre s'intéresse au dimensionnement de la pile ainsi que le calcul des différentes sollicitations agissantes sur cette dernière sous les charges. Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la pile (chevêtre, fût, semelle,...etc.) a été effectué ;
- Le treizième chapitre présente le dimensionnement de la culée ainsi que le calcul des sollicitations agissantes sur cette dernière sous les différentes charges appliquées (poids propre de la culée, poussée de remblais,...etc.). Un calcul du ferrailage de tous les éléments constructifs de la culée a été effectué avec une présentation de tous les schémas de ferrailage.

Chapitre I

Présentation et conception de l'ouvrage

I.1- Introduction

En quelques décennies, la réalisation des voies de communication a connu une grande évolution à cause de leur rôle important dans le développement des pays. Cette 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.

D'une façon générale, un pont se définit comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. La conception est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet de pont, c'est elle qui permet de fixer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées qui peuvent être naturelles ou fonctionnelles ; elle est faite suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

I.2-But de l'étude

Ce mémoire de fin d'études consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc à poutres en béton précontraint, cet ouvrage fait partie d'un chemin communal reliant **RAS EL HAMRA** à **OUEDBEGRAT** (VIADUCV2) sur **06 Km** dans la wilaya d'**ANNABA**.

I.3-Présentation de projet

I.3.1- Position de l'ouvrage

Il s'agit d'un viaduc situé aux points kilométriques (**PK 2+898.080** au **PK 3+177.800**) qui fait partie du projet du chemin communal reliant **RAS EL HAMRA** à **OUED BEGRAT** (VIADUCV2) au niveau d'**ANNABA** sur **06 Km**. L'ouvrage en question permettra de franchir une contrainte naturelle (**un oued**).

I.3.2-Description de l'ouvrage

L'ouvrage se compose d'une chaussée de 9,5 m avec 2 voies de circulation, et une largeur transversale totale de 11,00 m. Le tablier repose des piles et des culées reposants sur des fondations superficielles.

I.3.2.1- Portée

L'ouvrage concerné est un viaduc de huit travées isostatiques de 36 m chacune (8x36m), avec une largeur totale de 11 m

I.3.2.2- Tablier

- Platelage : il est formé par d'une dalle en béton armé de 22cm d'épaisseur recouverte d'un revêtement en béton bitumineux de densité 2,2 t/m³ et d'épaisseur 8cm.
- Poutres : sept (7) poutres principales en béton précontraint de 36 m de longueur, et d'entraxe principal de 1,6 m.
- Chaussée : une chaussée de 9,5 m de largeur composée de deux voies de circulation.
- Trottoir : deux trottoirs de 0.75m de largeur chacun.
- Corniches : elles sont préfabriquées et surmontées de garde-corps.

I.3.2.3- Les Piles

L'ouvrage repose sur 8 piles voiles fondées sur des semelles superficielles.

Chaque pile est constituée de :

- Un chevetre.
- Un voile de section 1,8m x 6m
- Une semelle rectangulaire .

I.3.2.4- Les culées :

On prévoit deux culées remblayées avec des murs en retour, en raison de stabiliser et soutenir les remblais derrière la culée.

I.3.2.5- Les fondations :

Selon le rapport de sol l'ouvrage repose sur des fondations superficielles.

I.4-Conception de l'ouvrage :

La conception des ponts est pour but de chercher la solution la plus économique en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées suivant une démarche itérative, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale et respect des référentiels normatifs.

I.4.1- Données fonctionnelles :

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

I.4.1.1- Tracé en plan :

Pour notre cas, l'ouvrage s'inscrit dans un alignement droit.

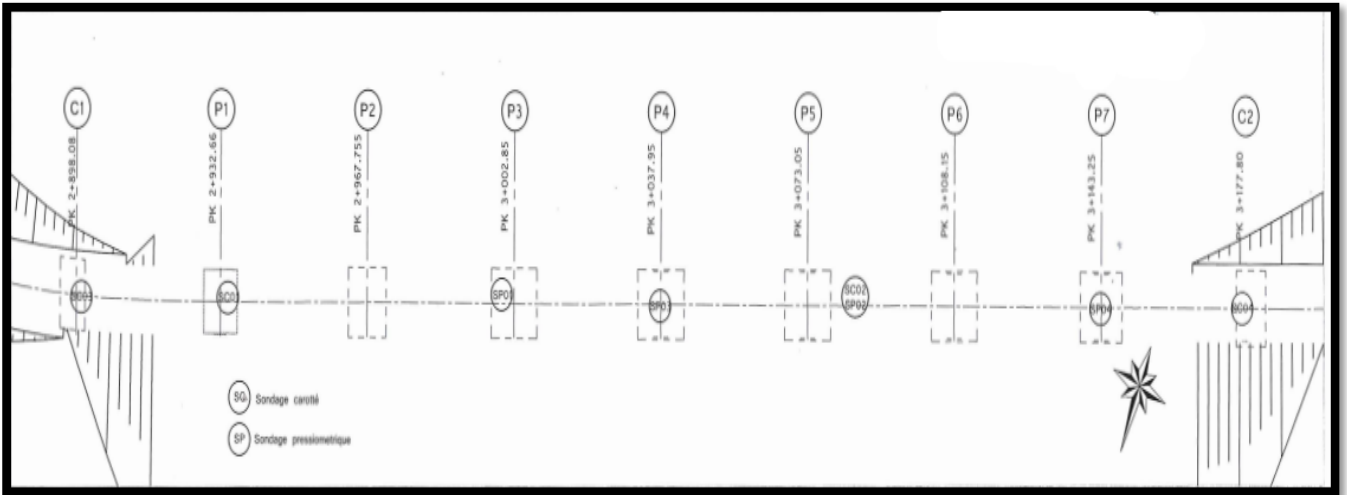


Figure I.1 : Trace en plan 1 1

I.4.1.2-Profil en long :

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 3 % afin d'évacuer les eaux.

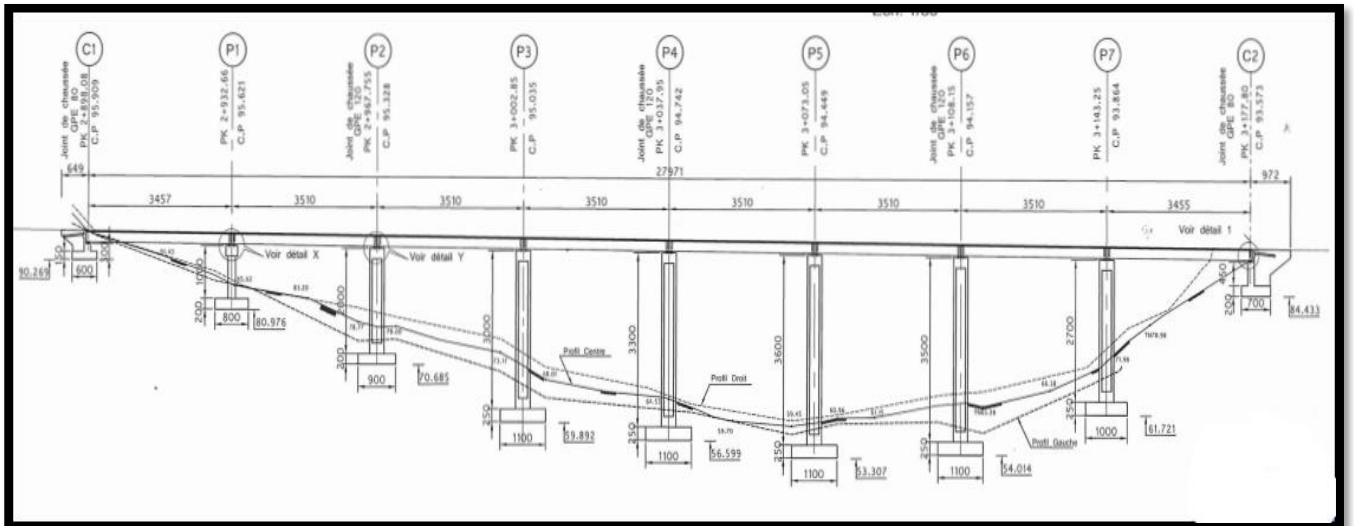


Figure I.2 : Profil en long 1 1

I.4.1.3-Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de l'ouvrage dans le sens transversal. Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- Largeur de la chaussée : 9,5 m
- Nombre de voies de circulations : 2 voies.
- Largeur de trottoir = 0.75m (droit et gauche)
- Une dalle en béton armé de 22 cm d'épaisseur.
- Le devers en toit : 3 %
- La largeur totale : 11 m

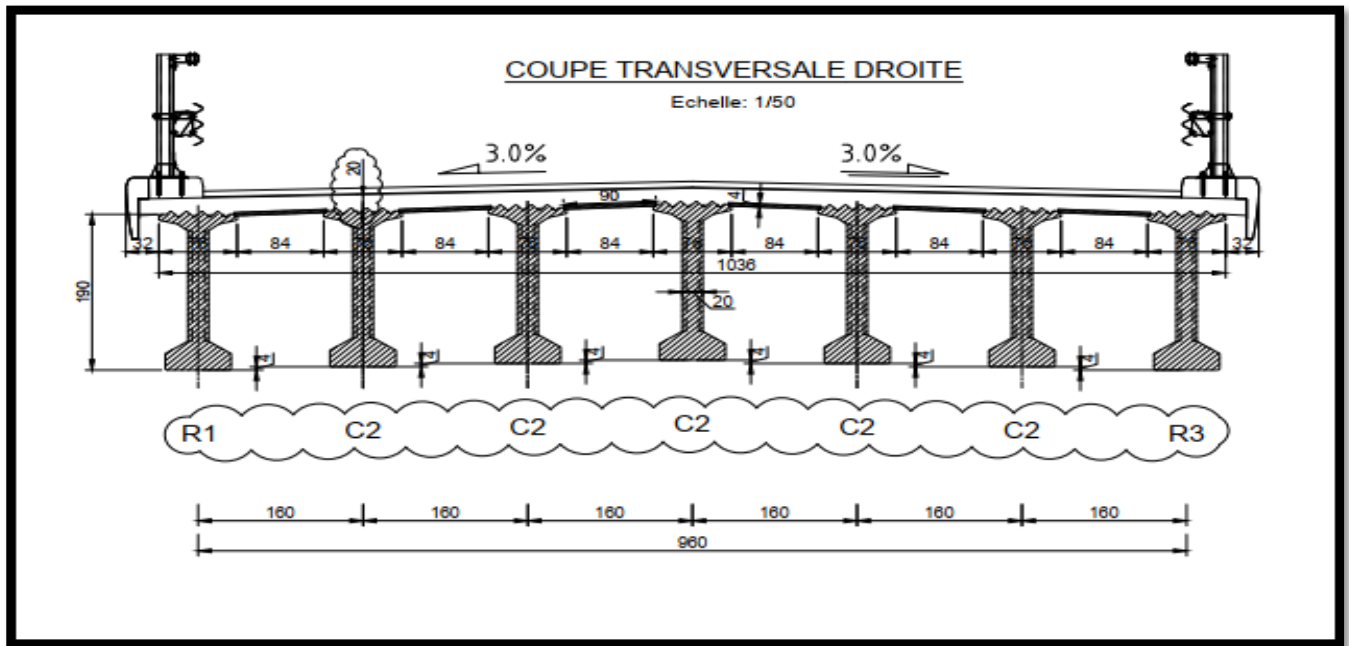


Figure I.3 : Coupe transversale droite 1

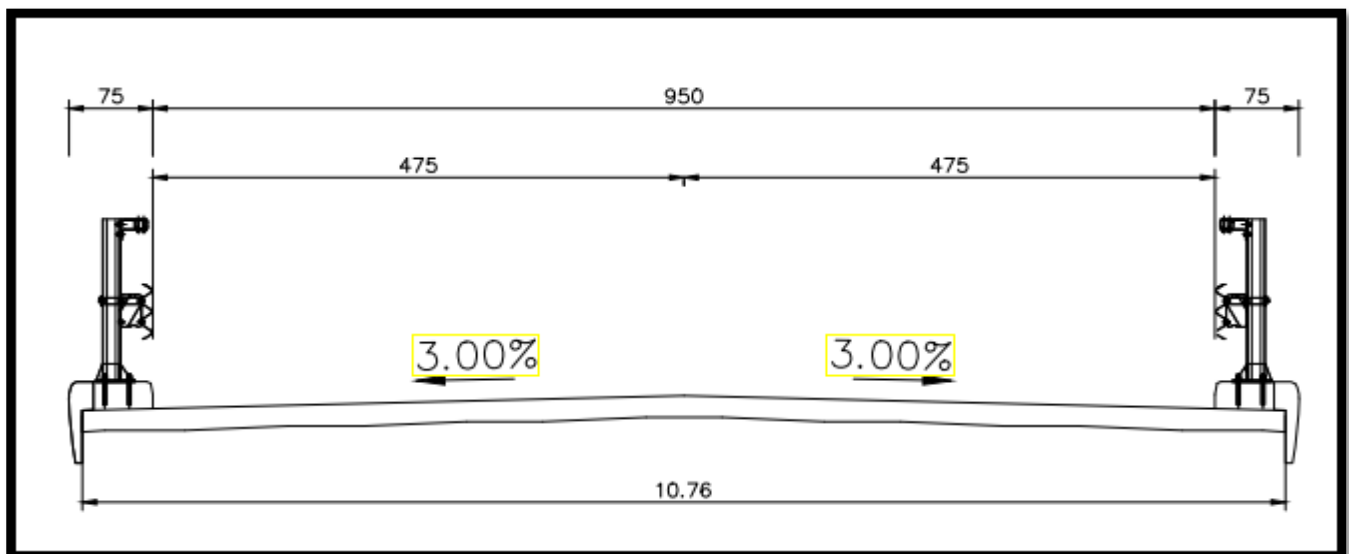


Figure I.4 : Coupe transversale 1 1

I.4.2- Données naturelles

I.4.2.1- Donnée géotechnique

Des essais ont été réalisés in situ pour déterminer la nature du sol et ses caractéristiques :

- (01) Sondages carottés de 15 mètres de profondeur. (Conformément au D.T.R B. E 1.1)
- (02) sondages pressiométriques de 15 mètres accompagnés par des essais (NF P 94-110).

• Description lithologique du site :

Selon SAPTA, la réalisation des sondages carottés a fait apparaître la nature du sol suivante.

longueur descriptif du sondage carotté	
Profondeur(m)	Nature du sol
0.0 _ 2.5	Remblai hétérogène constitue de (déblai de terrassement)
3.20 _ 15.00	Génisse schisteux altéré et fracturé

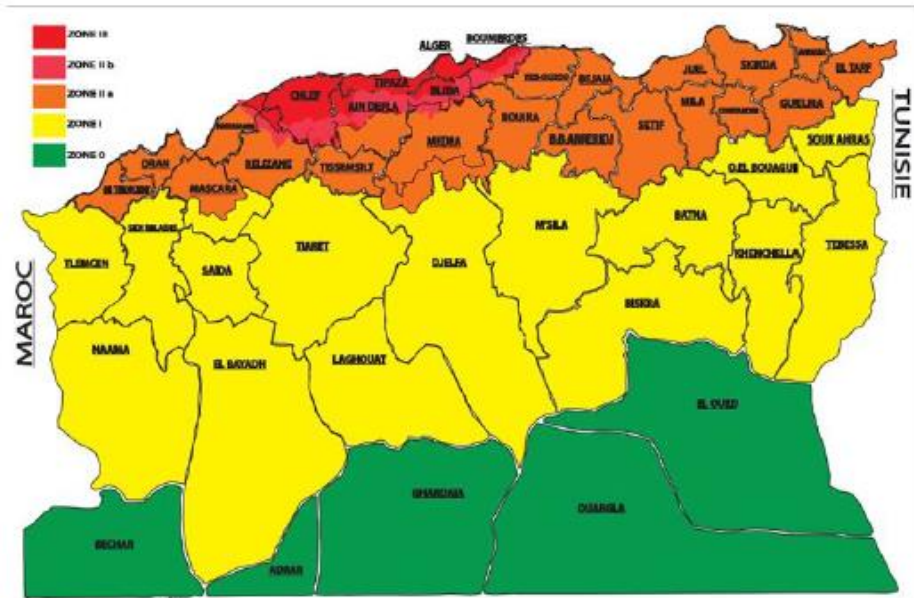
Tableau1.1.La longueur descriptif des sondages carottés.

I.4.2.2- Données sismologiques :

Selon l'RPOA, notre ouvrage est situé dans une zone de sismicité moyenne IIa. L'accélération à prendre en compte est $a=0.20$.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau I.2 :Coefficient d'accélération de zone



FigureI.5: carte de zonage sismique del'Algérienational

I.4.2.3- Données topographiques :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est situé dans un secteur avec une topographie montagneuse.

I.5-Variante retenue :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible, toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Le choix de la nature et du type de pont dépend de plusieurs critères, on cite essentiellement :

- L'obstacle à franchir ;
- La voie portée : pont (route, rails, etc.) ;
- Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

Plusieurs variantes peuvent être envisagées pour franchir l'oued : variante métallique ou mixte, variante en béton armé, variante en béton précontraint et variante de ponts réalisés en encorbellement successif.

Après la comparaison entre les différentes variantes on peut conclure que :

- La variante mixte ou métallique est à éviter vu le risque de corrosion et la nécessité de l'entretien périodique qui est cher.
- les structures en béton armé ont une gamme de portée économique limitée ce qui augmente le nombre d'appuis intermédiaires et un poids plus important du tablier,
- la variante en encorbellement nécessite des moyens spéciaux et une main d'œuvre qualifiée
- Les ponts à poutres en béton précontraint présentent plusieurs avantages dans ce type de cas, ils sont plus simples à réaliser et plus économiques.

I.6- Conclusion :

Notre choix s'est porté sur un pont à poutre en béton précontraint de 8 travées de 36m. Les poutres sont en pré-tension.

Chapitre II
*Caractéristiques des
matériaux*

II.1- Introduction :

Pour la réalisation des ouvrages d'art, deux matériaux sont essentiels et plus utilisés ; le béton et l'acier. Nos calculs « en béton précontraint ou armé » sont basés sur les règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91.

II.2- Caractéristiques des matériaux :

II.2.1- Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables, de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau.

II.2.1.1- Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique requise (ou spécifiée) 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 28, 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 :

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

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

- Le béton pour les poutres $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$
- Le béton pour la dalle $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- Le béton pour l'infrastructure $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

II.2.1.2- Résistance à la traction :

Pour évaluer la résistance à la traction pour un béton âgé de « j » jours, les règles BAEL donnent la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,3 \text{ MPa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4 \text{ MPa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 27 = 2,22 \text{ MPa}$ Pour le béton de $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

❖ Contraintes admissibles de compression du béton :

- ELU :

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

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

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

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

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

$$\begin{cases} \theta = 1 & t > 24h \\ \theta = 0.9 & 1 h < t < 24 h \\ \theta = 0.85 & t < 1h \end{cases}$$

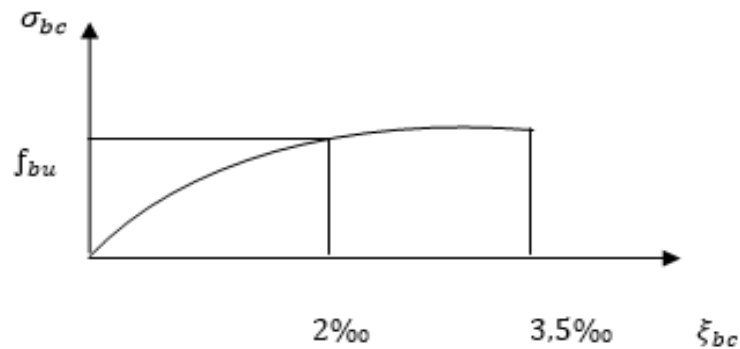


Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

➤ **ELS** :

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

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

Donc $\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 16.2 \text{ MPa} & \text{Pour les appuis.} \\ \bar{\sigma}_b = 21 \text{ Mpa} & \text{pour les poutres.} \\ \bar{\sigma}_b = 18 \text{ Mpa} & \text{pour la dalle et les entretoise.} \end{cases}$

❖ **Module de déformation longitudinale du béton « E » :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \begin{cases} E_{ij} = 33000 \text{ MPa} & \text{Pour les appuis.} \\ E_{ij} = 35981,72 \text{ MPa} & \text{pour les poutres.} \\ E_{ij} = 34179.55 \text{ MPa} & \text{pour la dalle et les entretoise.} \end{cases}$$

- Module de déformation différée (longue durée).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \begin{cases} E_{vj} = 11100 \text{ MPa} & \text{Pour les appuis.} \\ E_{vj} = 12102,94 \text{ MPa} & \text{pour les poutres.} \\ E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa} & \text{pour la dalle et les entretoise.} \end{cases}$$

❖ Déformation transversale du béton :

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).

II.2.1- L'acier :

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

- **les aciers actifs** qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- **les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration, et de répondre aux exigences normatives qui correspondent au ferrailage minimale d'une section de béton..

II.2.1.1- Aciers passifs :

Les aciers passifs utilisés sont des aciers courants à haute adhérence des classes f_{eE400} , f_{eE500} . la limite élastique de ces aciers son respectivement 400 et 500 MPa.

Dans notre projet on a :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence, de classe f_{e500} .

- La limite élastique est : 500 MPa.
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$

II.2.1.2- Aciers actifs :

Pour la précontrainte par pré-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est données 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.

❖ Module de Young

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

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

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

❖ Diagramme contraintes-déformation

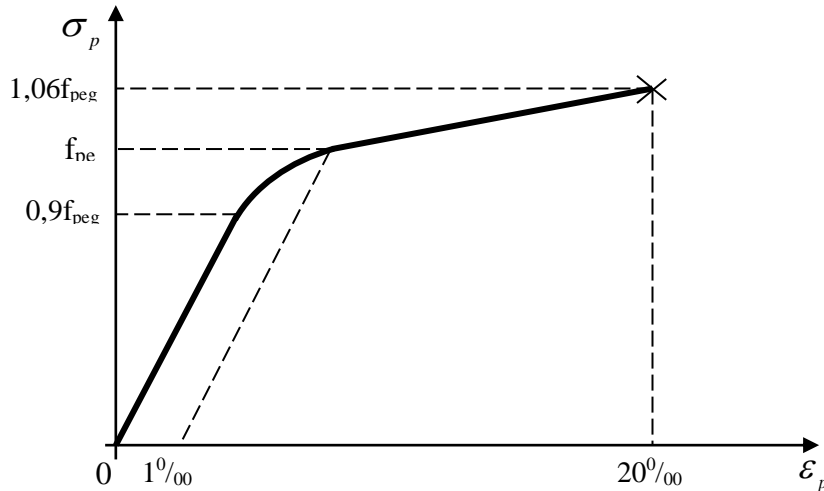


Figure II.2 : diagramme contrainte-déformation des aciers

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

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

✓ Pour notre projet

Les aciers actifs utilisés dans ce projet sont les torons **T15** avec les caractéristiques suivantes :

- Section nominale de l'acier (1 Toron) : $A_p = 139\text{ mm}^2$.
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1860\text{ Mpa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $f_{peg} = 1640\text{ Mpa}$.
- La précontrainte initiale $\sigma_{p0} = \min(1488 ; 1476) = 1476\text{ Mpa}$.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2\text{ rad}^{-1}$.
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2 \cdot 10^{-3}\text{ m}^{-1}$.
- Recul d'ancrage : $g = 1\text{ mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho = 2,5\%$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190\,000\text{ MPa}$.

II.3-Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons focalisé sur les différents matériaux (le béton, le béton précontrainte, les armatures passives «aciers haute adhérence», armatures actives «torons» utilisés pour effectuer l'étude et la réalisation de notre ouvrage, ces derniers ont été traités

et exposés toutes en précisant les différentes caractéristique mécaniques requises telles que (la résistance à la compression, la résistance de traction,...etc.).

Chapitre III

Pré-Dimensionnement du tablier

III.1- Introduction :

Dans les ponts, la voie de circulation est portée par le tablier. Dans le cas des ponts à poutres, ceci est sensiblement horizontal et constitué par l'ensemble des éléments porteurs (dalle, poutres et entretoises) et des équipements (trottoir, corniche, dispositif de retenue....). Pour notre pont nous avons envisagé des poutres en section **I** constante. Dans ce chapitre nous présentons aussi les caractéristiques des équipements du tablier (trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps).

III.2- Caractéristiques géométriques du tablier :

III.2.1- Les poutres :

III.2.1.1- Pré dimensionnement des poutres :

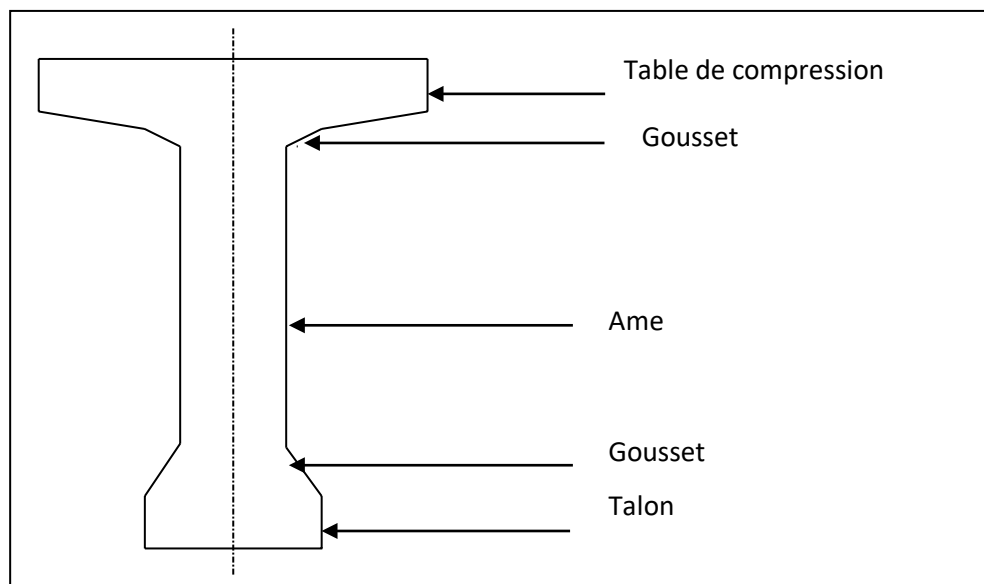


Figure III 1: coupe transversale d'une poutre

- L'espacement entre axes des poutres :

L'espacement entre axes des poutres est situé $1.5 \leq \lambda \leq 2.5\text{m}$

On prend $\lambda=1.6\text{m}$.

- Hauteur des poutres :

D'après le guide SETRA, la hauteur totale du tablier (poutre + dalle) est donnée comme suit :

$$\frac{L}{22} \leq Ht \leq \frac{L}{18}$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{est la portée d'une travée } L = 35 \text{ m} \\ Ht: \text{la hauteur totale (poutre + dalle)} \end{cases}$

On trouve : $1.59 \leq H_t \leq 1,94 \text{ m}$

Pour notre ouvrage on a adopté des poutres de hauteur $H_t=1.9\text{m}$ et une dalle de 22 cm d'épaisseur, donc $H_t=2,12 \text{ m}$ (caractéristiques réelles du projet)

- Nombre de poutres :

Le nombre des poutres est déterminé par l'équation suivante : $N=(\frac{L_a}{\lambda})+1$

Avec :

L_a : est la distance entre poutres de rive $L_a=9.6 \text{ m}$

$\lambda= 1.6 \text{ m}$

Donc : $N=\frac{9.6}{1.6} + 1 = 7$ **N= 7 poutres**

III.2.1.2- Pré dimensionnement de la dalle :

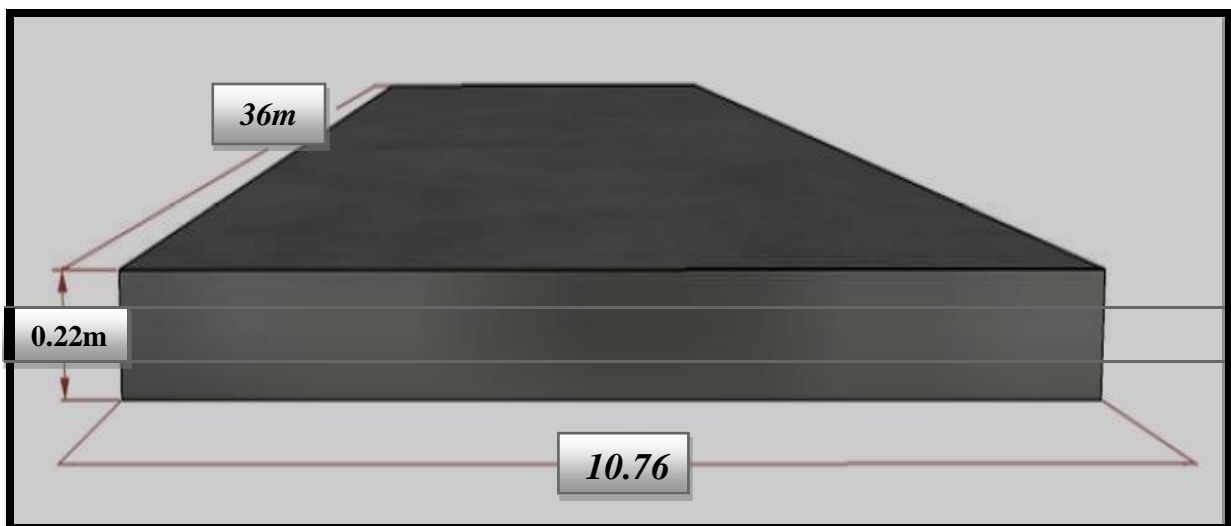


Figure III 2 : Coupe transversal de la dalle

✓ Définition :

La dalle est habituellement coulée sur des coffrages Perdus, ces coffrages se présentent sous forme de dalles en mortier de fibres ou en béton armé.

- Longueur de la dalle : $L_d=36 \text{ m}$
- Largeur de la dalle : $l_d=10.76 \text{ m}$
- Épaisseur de la dalle :

En général l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20m et 0,30m, on prend :

$$e_d= 0.22 \text{ m.}$$

III.2.3- Les prédalle :

Les prédalles jouent le rôle d'un coffrage perdu, on admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier. On a utilisé des prédalles de 4 cm d'épaisseur

III.2.4- Les entretoises :

Les entretoises d'about étant coulées en place, leurs épaisseurs sont de l'ordre de 25 à 30 cm.

Pour notre projet les entretoises ont les dimensions suivantes : l'épaisseur $e_{\text{entretoise}} = 0.4 \text{ m}$ et la hauteur $H_{\text{entretoise}} = 1,55 \text{ m}$

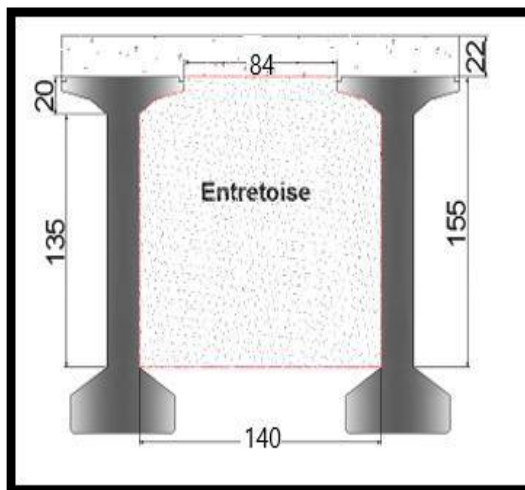


Figure III 3: Détail entretoise

III.2.5- Le trottoir :

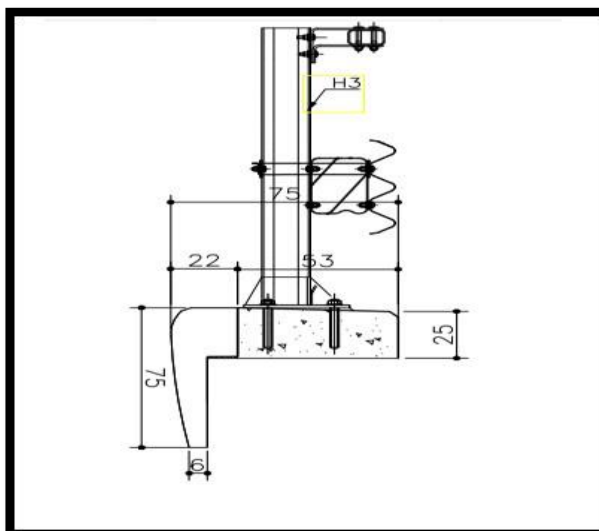


Figure III 4 : Détail de trottoir

III.2.6- Les glissières de sécurité et les gardes de corps :

Sur les deux bords de la chaussée, l'ouvrage est doté de deux glissières de sécurité souples afin de sécuriser les véhicules sur le pont. En plus, les trottoirs se terminent par des gardes de corps qui ont pour rôle de sécuriser les piétons.

III.3- Les caractéristiques de l'ouvrage :

- ✓ La portée de l'ouvrage 35 m
- ✓ Longueur des poutres précontraintes..... 36.m
- ✓ Hauteur des poutres..... 1,90m
- ✓ Le nombre des poutres dans chaque travée 7 poutres
- ✓ L'entre axe de poutres..... 1,60m
- ✓ Largeur de la chaussée 09.5 m
- ✓ Largeur des trottoirs0.75 m
- ✓ Longueur totale du pont 36m
- ✓ Épaisseurs du hourdis.....0.22m

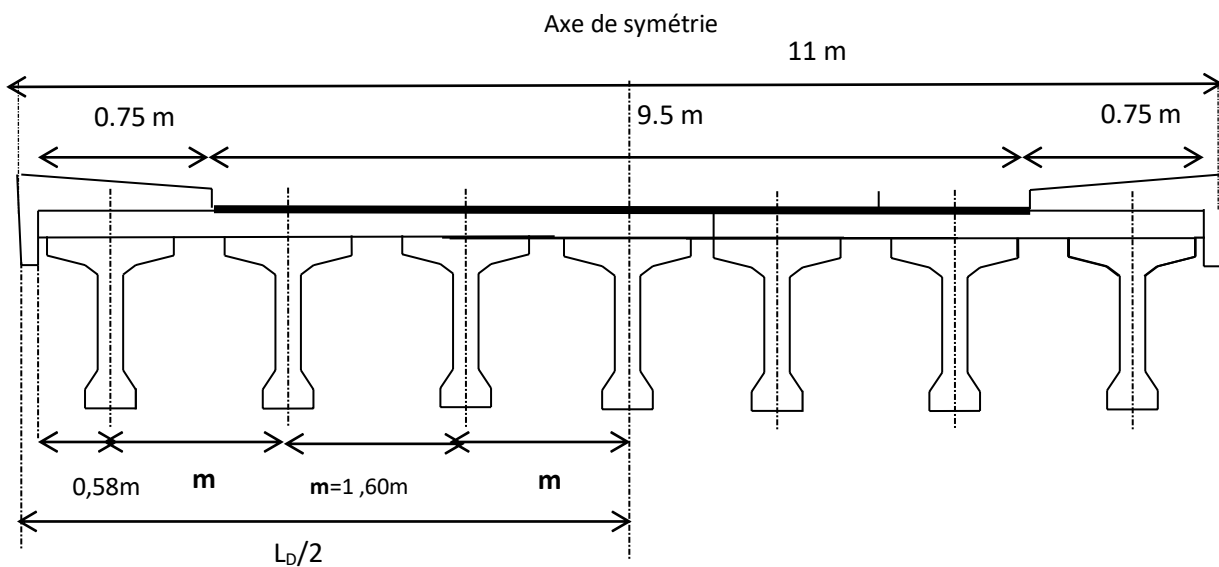
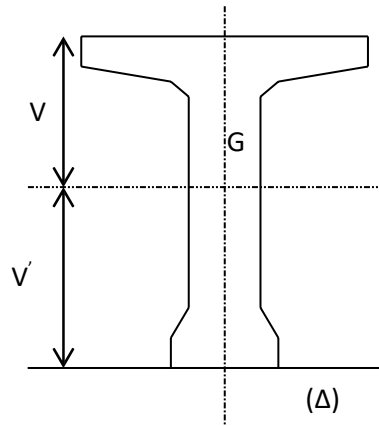


Figure III 5: coupe transversale du pont

III.3.1- Caractéristiques géométriques des poutres

III.3.1.1- Notations utilisées:



Y_i : Bras de levier de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) .

I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considérée par rapport

À l'axe. ($I_{\Delta} = I_G + BZ^2$)

I_G : Moment d'inertie de la section transversale de la poutre

Par rapport à l'axe neutre. ($I_G = I_{\Delta} - BV'$)

B : Section totale transversale de la poutre.

r : Rayon de giration de la section transversale de la poutre.

$$r = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$$

ρ : Rendement géométrique de la section.

$$\rho = \frac{I_G}{BVV'} = r^2 \sqrt{VV'}$$

S_{Δ} : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ) . $S_{\Delta} = B.Z$.

$$I_{Gi} = \frac{bh^3}{12} : \text{Pour une section rectangulaire.}$$

$$I_{Gi} = \frac{bh^3}{36} : \text{Pour une section triangulaire.}$$

III.3.2- Caractéristiques géométriques des sections de la poutre seule :

III.3.2.1- La poutre de rive et intermédiaire sans hourdis :

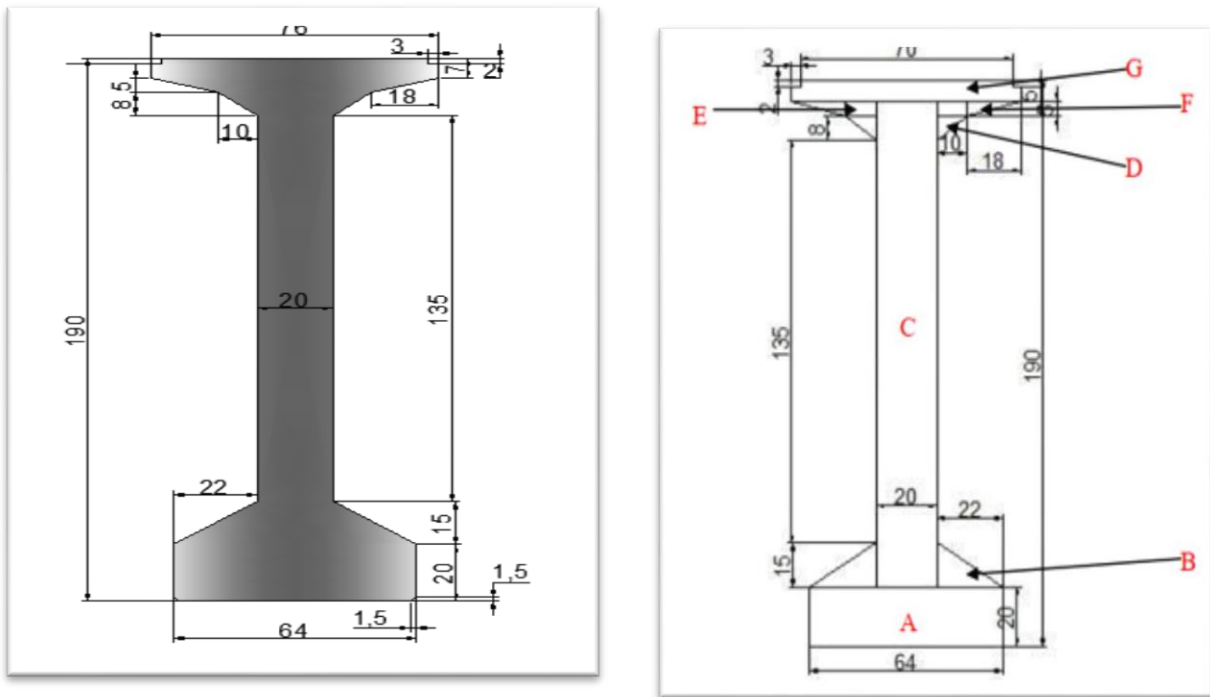


Figure III 6: Détail des poutres sans hourdis

Désignation	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S _A = B.Z (cm ³)	I _{G₁} (cm ⁴)	I _A = I _{G₁} + B.Z ²
A *1	64	20	1280	10	12800	42666,66667	170666,6667
B*2	22	15	330	25	8250	4125	210375
C*1	20	163	3260	101.5	330890	7217911.667	40803246.67
D*2	10	8	80	175.33	14026.4	284.44	2459533.152
E*2	10	5	100	180.5	18050	208.33	3258233.33
F*2	18	5	90	181.33	16319.7	125	2959376.201
G*1	76	7	532	186.5	99218	2172,333333	18506329.33
H*2	3	2	12	189	2268	4	428656
Total	/	/	5660	/	497286,1	7267489.434	67939104.35

$I_c (\text{cm}^4)$	$V' (\text{cm})$	$V (\text{cm})$	$r^2 (\text{cm}^2)$	$\rho (\%)$
24247679.4	87.8597	102.140	4284.0423	0.4773

Table III 1: Caractéristiques géométriques de la poutre seule (intermédiaire et de rive).

III.3.2.2- Poutre intermédiaire et rive avec hourdis :

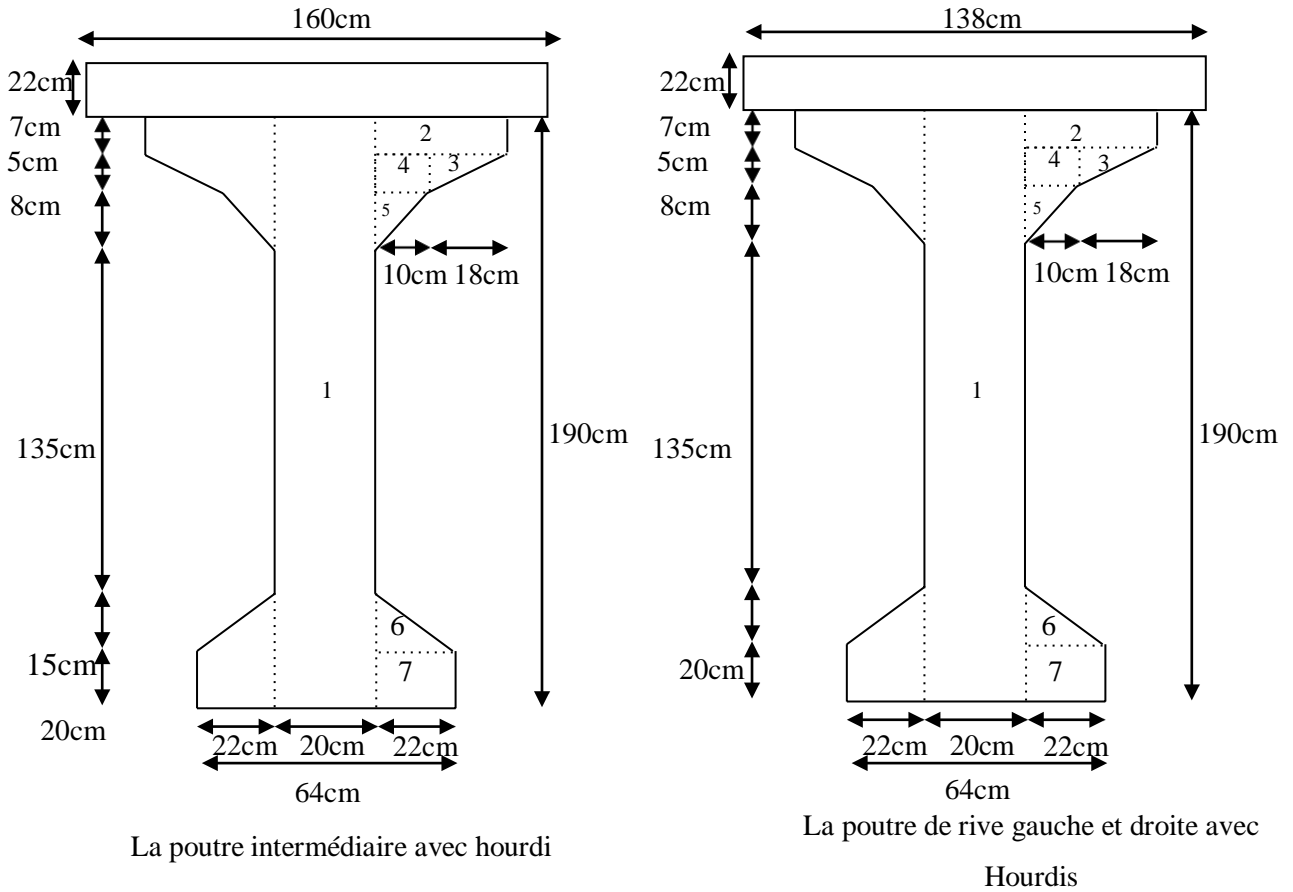


Figure III 7: Détail des poutres avec hourdis

a) Poutre intermédiaire :

	Élément	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ = B.Z(cm ³)	I _{G₁} (cm ⁴)	I _Δ = I _{G₁} + B.Z ²
Poutre Intermédiaire	Poutre	5660	/	497286.1	24247679.4	67939104,35
	hourdis	3520	201	707520	/	142353493,3
	P + H	9180	/	1204806.1	52170839,7	210292597,7

I _{G₁} (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
52170839,7	131,242495	80,7575054	5683,098	0,53620119

b) Poutre de rive

	Élément	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ = B.Z(cm ³)	I _{G₁} (cm ⁴)	I _Δ = I _{G₁} + B.Z ²
Poutre de rive	Poutre	5660	/	497286.1	24247679.4	67939104,35
	hourdis	3036	201	610236	/	122779888
	P + H	8720	/	1107522.1	11588811,5	190718992,4

I _{G₁} (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ (%)
49665036,32	127,3599471	83,36	5711,250727	54,03

III.4- Conclusion :

Dans ce chapitre un pré-dimensionnement des éléments constitutifs du tablier a été effectué (dimensionnement de la géométrie des poutres, largeur du tablier, les équipements, etc.), ainsi qu'un calcul des différentes caractéristiques géométriques (moment d'inertie, moment statique, etc.) pour les différentes sections transversales de la poutre (section poutre seule avec et sans l'hourdis).

Chapitre IV

Evaluation des charges et surcharges

IV.1-Introduction :

Le pont à une fonction porteuse, il doit être capable de résister avec une marge de sécurité appropriée non seulement au poids propre, mais aussi aux actions naturelles et fonctionnelles.

Dans ce chapitre on va calculer les différentes charges que le pont doit supporter, elles sont classées en deux catégories :

- Les charges permanentes (CP, Ccp).
- Les surcharges

IV.2- Charges permanentes :

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage.

IV.2.1- La charge permanente (CP) :

Elle contient seulement le poids propre des poutres et la dalle et l'entretoise (tablier).

IV.2.1.1- Poids propre de la poutre:

$$P_p = S \times L \times \rho_b = 0.5660 \times 36 \times 2.5 = 50.94 \text{ t}$$

$$g_{\text{poutre}} = 50.94/36 = 1.415 \text{ t/m}$$

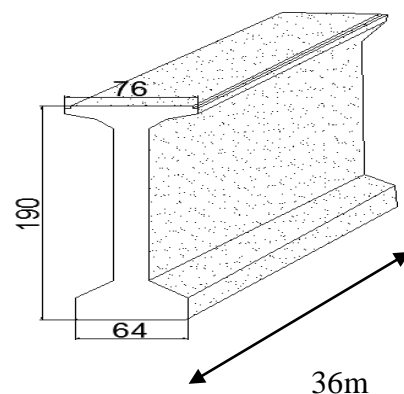
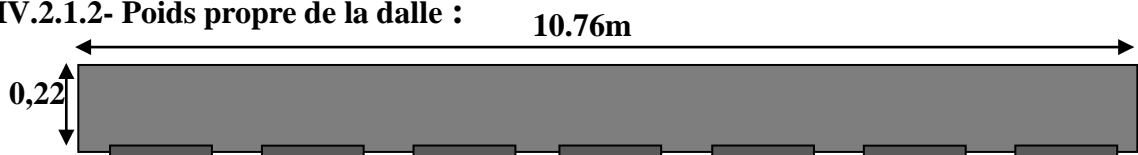
**IV.2.1.2- Poids propre de la dalle :**

Figure IV 1: Coupe transversale de la dalle +pré dalle

- Longueur de la dalle : $L = 36\text{m}$
- Largeur de la dalle : $l = 10.76\text{m}$
- Épaisseur de la dalle : $e = 0,22\text{m}$

- Épaisseur du pré dalle : $e = 0,04\text{m}$
- Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire
 $g = S \times \rho_b = (1,6 \times 0,22) \times 2,5 = \mathbf{0,88\text{t/ml}}$
- Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive
 $g = (1,38 \times 0,22) \times 2,5 = \mathbf{0,759\text{t/ml}}$

IV.2.1.3- Le poids de l'entretoise:

$$S_{ent} = 1,4 \times 1,35 + 0,84 \times (0,07 + 0,05 + 0,08) + 0,0458 = 2,104 \text{ m}^2$$

$$P_{ent} = S_{ent} \times 0,4 \times 2,5 \times 6 = \mathbf{12,624\text{t}}$$

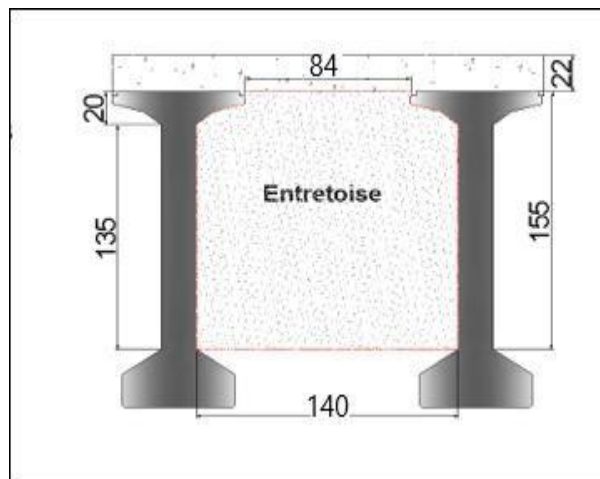


Figure IV 2: Détail entretoise

IV.2.1.4- Le poids total des entretoises:

Le pont possède deux entretoises d'about

$$P_{tot} = P_{ent} \times 2 = \mathbf{25,25\text{t}}$$

IV.2.1.5- La pré-dalle :

$$P_{pré} = (0,84 + 0,03 \times 2) \times 0,02 \times 2,5 = \mathbf{0,045 \text{ t/m}}$$

- Le poids total par mètre linéaire

$$P_{pré} = 0,045 \times 6 = \mathbf{0,27 \text{ t/m}}$$

$$\mathbf{CP} = (356,58 + 213,048 + 25,4856 + 9,72) = 604,598 \text{ t}$$

IV.2.2- La charge complémentaire permanente (CCP) :

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

- Revêtement
- La chape d'étanchéité
- Le trottoir + corniche

-Le garde-corps

IV.2.2.1- Le poids de revêtement et la chape d'étanchéité :

-L'épaisseur de la couche de revêtement = 8 cm

-Poids volumique de la couche est : $\rho_{rev}=2,2 \text{ t/m}^3$

- Le poids de revêtement qui revient à la poutre intermédiaire

$$P=2,2 \times 0,08 \times 1,6 = \mathbf{0,2816 \text{ t/ml} = 0.282 \text{ t/m}}$$

- Poids de revêtement qui revient à la poutre de rive

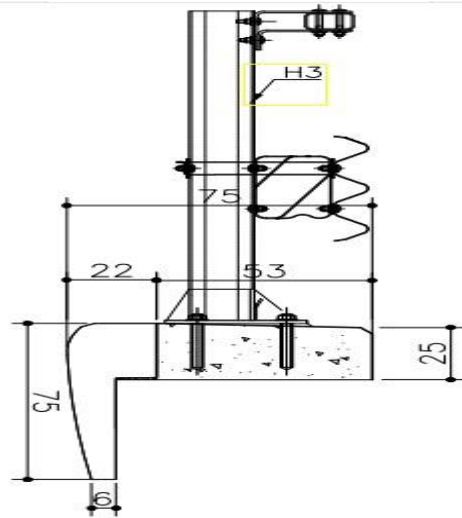


Figure 3 : détail du corniche et trottoir

$$P=2.2 \times 0.08 \times 0.75 = \mathbf{0.132 \text{ t/ml}}$$

IV.2.2.2- Le poids du trottoir :

$$S_{trottoir}=0,1324 \text{ m}^2$$

$$g_{tr}= 0.13175 \times 2.5 = 0.331 \text{ t/m}$$

IV.2.2.3- Le poids de la corniche :

$$S_{cor} = (0.10 \times 0.25) + (0.06 + 0.12/2 \times 0.75) - 0.05^2/2 = 0,09125 \text{ m}^2$$

$$P_{cor}=0,09125 \times 2,5 = \mathbf{0.228 \text{ t/m}}$$

$$P_{COR+TROTT} = (0.13175 + 0.09125) \times 2.5 = 0.559 \text{ t/m}$$

$$\text{Le poids total corniche + trottoir} = 0.559 \times 2 = 1,12 \text{ t/m}$$

IV.2.2.4- Le poids des gardes corps :

Le poids de garde-corps est : $P = 0,1 \text{ t/ml}$

- Le poids total

$$P_{Gc}=0.1 \times 2 = 0.2 \text{ t}$$

IV.2.2.5- Les glissières :

Le poids d'une glissière est $P_{gs} = 0.06 \text{ t/m}$

- Le poids total :

$$P_{Gc} = 0.06 \times 2 = 0.12 \text{ t/m}$$

$$CCP = (60.192 + 40.32 + 7.2 + 4.32) = 112.032 \text{ t}$$

- ❖ Le poids total du tablier (d'une travée) :

$$G_{tot} = (CP + CCP)$$

$$G_{tot} = (604.598 + 112.032)$$

$$G_{tot} = 716.63 \text{ t}$$

Charge (t/ml)	Poutre de rive Gauche et droite	Poutre intermédiaire
Poutre seule	1,415	1,415
Dalle	0,759	0,88
Revêtement + d'étanchéité.	0,132	0,282
Corniche + trottoir	0.559	/
Garde-corps	0,1	/
Glissière	0.06	/
prédalle	0.0225	0.045
Σ (charge)	3.0475	2,622

Table IV 1: poids revenant à chaque poutre

Le poids total du tablier :

$$G = (3,0475.2 + 2,622.5) + 25,25 = 716,63 \text{ t}$$

IV.3-Étude des surcharges :

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

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

- La surcharge militaire Mc120 ;
- La surcharge exceptionnelle convois D₂₄₀ ;

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

IV.3.1- Détermination des caractéristiques du pont :

- La largeur roulable(L_R):

C'est la longueur comprise entre dispositif de s'sécurité ou de bordures (L_R = 9.5m).

- La largeur chargeable(L_C)

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bonde de (0,50m) de long chaque dispositif de sécurité,

Dans notre cas, (L_c = 8.5m).

- Nombre de voie(m):

D'après fascicule 61 art 2,2

$$m = E \left(\frac{L_c}{3} \right) = E \left(\frac{11}{3} \right) = E (2.83)$$

Donc :m = 2

II.4- La largeur d'une voie (L_V):

$$L_v = \frac{L_c}{m} = \frac{8.5}{2} = 4.25m$$

Donc on 2 voies de **4.25 m**

▪ **Classe de ponts routes**

Les ponts route sont rangés en trois classes en fonction de la largeur roulable, et leur utilisation.

La classe	la largeur roulable
1	L _R ≥ 7 m
2	5,50 m < L _R < 7 m
3	L _R < 5,50 m

Table IV 2: Classe de ponts

routes Notre pont est un **Pont de 1ere classe** (L_R ≥ 7 m)

IV.3.2-Évaluation des surcharges :

- Système de charges A (L) :

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur (L) chargée est donne par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36\,000}{L + 12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{35+12} = 995,95 \text{ (Kg/m}^2\text{)} = 0,9959\text{t/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargés, A(L)est multiplié par un coefficient (a₁)donnée par le tableau suivant :

	1voie	2voie	3voie	4voie	5voie
1 ^{er} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 ^{eme} classe	1 ,00	0,90	/	/	/
3 ^{eme} classe	0,90	0,80	/	/	/

Table IV 3:Système de charges A (L)

-Coefficient de a₂

On a : pont de 1^{ère} classe

D'autre part, A(L) est multiplier par un autre coefficient (a₂) donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :{ $V_0 = L_V = 3,5 \text{ m}$ (pont de 1^{er}classe) $a_2 = \frac{3.5}{4.25} = 0,82$
 $V = 4.25 \text{ m}$ (largeur de la voie)

La valeur de A(L) en fonction de voies chargées :

	a ₁	a ₂	A(L)(t/m ²)	A (t/ml)
1voies	1	0.82	0,995	$1 \times 0,82 \times 0,995 \times 4.25 = 3,467$
2voies	1	0.82	0,995	$1 \times 2 \times 0,82 \times 0,995 \times 4.25 = 6,935$

Table IV 4:Coefficient de a₂

- Système B_C :

Un chemin type de système B_C comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

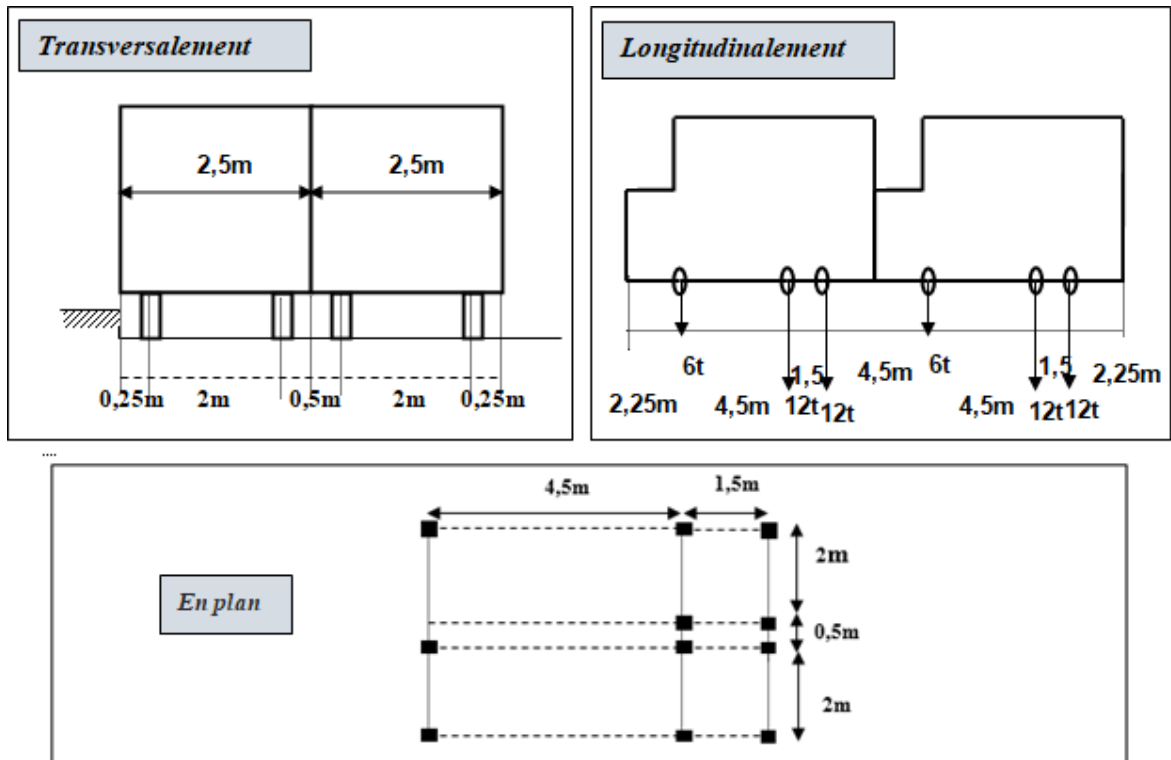


Figure IV 4: détails de système BC

On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système B_c prise en compte son multiplié par le coefficient b_c.

	1voie	2voie
1 ^{er} classe	1,20	1,10

Table IV 5: Système BC

Un coefficient de majoration dynamique δ_{bc} donné par : $\delta_{bc} = 1 + \frac{0,40}{1+0,20L} + \frac{0,60}{1+4\frac{G}{S}}$

L: la longure du travée
 Avec : {G: la charge permanente .
 S: la surcharge maximum .

Dans notre cas : pont de 1^{er} classe et 2 voies chrgées

$$\begin{cases} L = 35m ; G = 716,63t \\ S = 30 * 2 * 2 * 1.10 = 132 t \end{cases} \Rightarrow b_c = 1.10$$

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{716,63}{132}}$$

⇒ 1,077

	b_c	*	charges par essieu (t)	
1 voie	1,2	1,077	E avant	$6 \times 1,2 \times 1,077 = 7,7544$
			E arrière	$12 \times 1,2 \times 1,077 = 15,5088$
2 voies	1,1	1,077	E avant	$2 \times 6 \times 1,1 \times 1,077 = 14,2164$
			E arrière	$2 \times 12 \times 1,1 \times 1,077 = 28,4328$

Table IV 6: pont de 1er classe et 2 voies

- Système B_t :

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

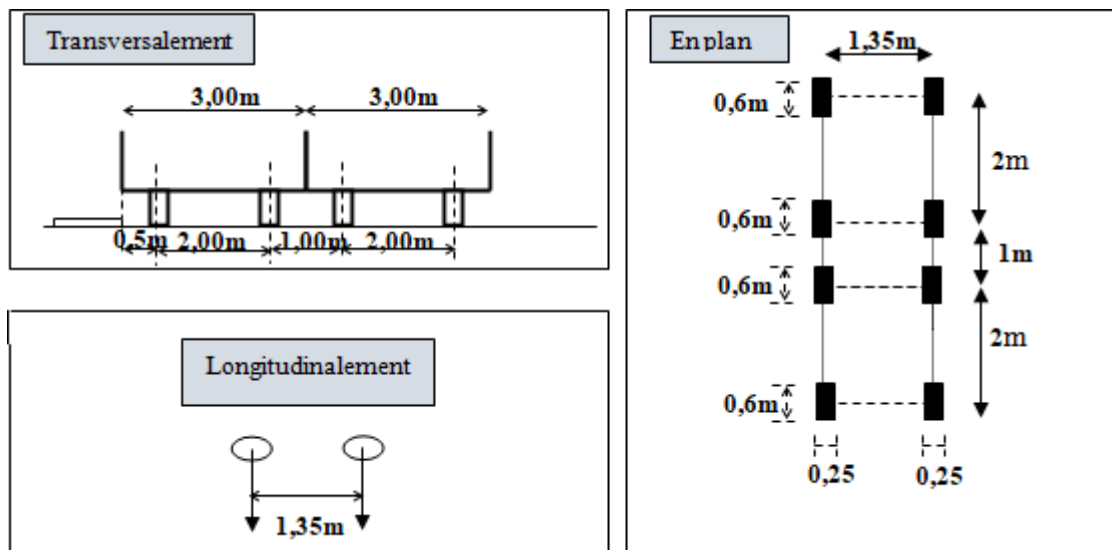


Figure IV 5 : Détails de Système B_t

De même façon comme dans le système B_c, on a deux coefficients :

	1 ^{ère} classe	2 ^{ème} classe
b_t	1,00	0,90

$$S = 32 \times 2 \times 1,00 = 64 t$$

$$\delta_t = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{716,63}{64}} \quad \delta_t = 1,063$$

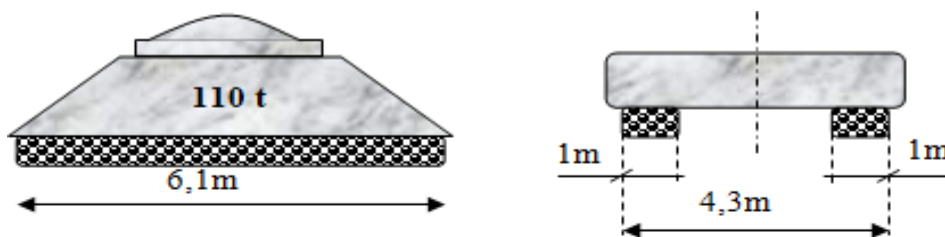
	b_t	δ_t	charges par essieu (t)
1voie	1,00	1,063	$16 \times 1 \times 1,063 = 17.008$
2voies	1,00	1,063	$2 \times 16 \times 1 \times 1,063 = 34.016$

- Système militaire Mc 120

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{c120} .

Les véhicules M_{c120} 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.



Longitudinalement Transversalement

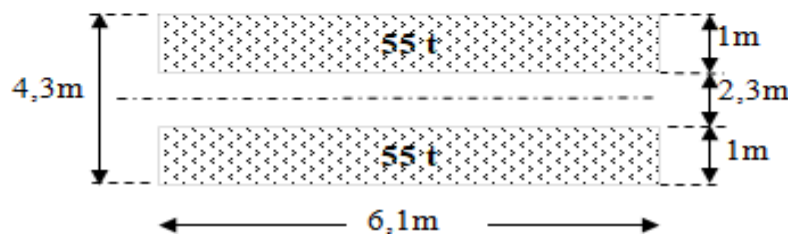


Figure IV 6: Détails de Système Mc 120

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

$$\phi_{Mc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

L : portée du pont = **35 m**

G : charge permanente = **716,63t**

S : surcharges max = S = **110 t**

$$\phi_{Mc} = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 35} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{716,63}{110}} = 1,070$$

$$Q = 110 \times 1,070 = 117.7 t$$

$$Q_{/m} = \frac{117.7}{6,1} = 19,29 t/ml.$$

- Système de charges exceptionnel_{D240}

Comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux.

Le poids total est 240 t supposé répartie sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de largeur et de 18,60 m de longueur.

Le poids /ml : $P = (240 / 18,6) = 12,90t/ml$

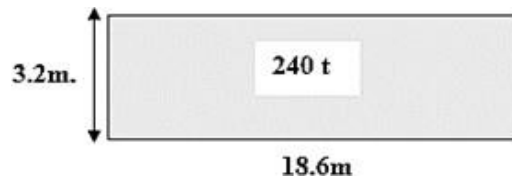


Figure IV 7: Détails de Système D240

IV.4- Les effets horizontaux:

IV.4.1- L'effet de freinage :

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

✓ L'effet de freinage correspond au système $A(L)$ est donné par :

$$F_H = F \cdot A(L)$$

Avec : $F = 1/(20 + 0,0035 \cdot S)$

$S = L_c \cdot L$ (La surface chargée m^2)

	A(L) (t)	S(m ²)	F	F _H (t)
1 voie	3,467x35=121.345	4.25*35=148.75	0,0487	5,824
2 voies	6,935x35=242.72	2x8.5x35=297.5	0,047	11,407

Table IV 7:Les effets de freinage

Pour le système(Bc), un seul camion est supposé freiné avec une force égale à son poids

$$F_H = 15 \text{ t.}$$

IV.4.2- L'effet du vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition est de la grandeur des pressions exercées par celui -ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à **0,2 t/m²**

- **P = 2,00 KN/m²** pour les ouvrages en service

- $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction

IV.4.3- L'effet du séisme :

Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.

Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des pilles.

ε_H dans les ens horizontal .

ε_V dans les ens vertical.

Dans notre cas : $\begin{cases} F_H = 0,2 \times 716,63 = 143,32 t \\ F_V = 0,06 \times 716,63 = 42,99t \end{cases}$

Chapitre V

Répartition longitudinale

des efforts

V.1- Introduction

Dans ce chapitre, un calcul a été effectué des sollicitations dues aux charger permanentes et surcharges routières, que le pont doit supporter dans le sens longitudinal avec l'utilisation de RDM, la méthode des lignes d'influences ainsi que le théorème de BARRE.

V.2-Sollicitation dues aux charge permanentes

V.2.1- Les éléments de réduction dus au poids propre :

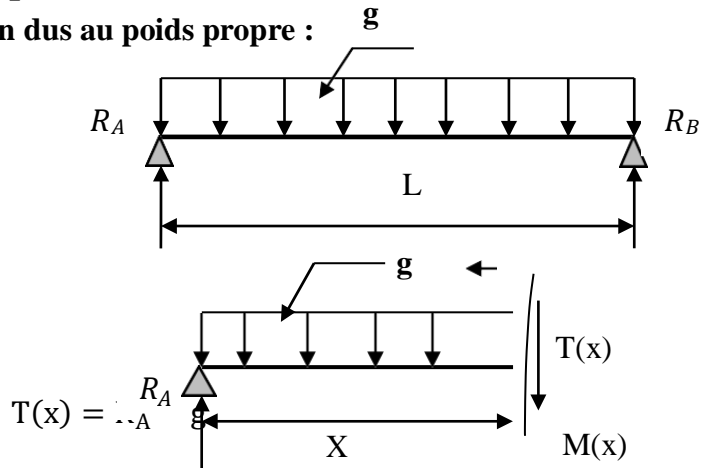
Par la R.D.M : $R_A = R_B = (g l)/2$

✓ **Le moment fléchissant**

$M(x) = R_{Ax} - (g x^2)/2$

✓ **L'effort tranchant**

Avec : $L = 35 \text{ m}$



Poutre	g(t/ml)	R (t)	M (t.m)			T (t)		
			0,00L	0,25L	0,5L	0,00L	0,25L	0,5L
De rive	3.047	53.322	0,00	349.929	466.572	53.322	26.621	0,00
Intermédiaire	2.622	45.885	0,00	301.120	401.494	45.885	22.942	0,00

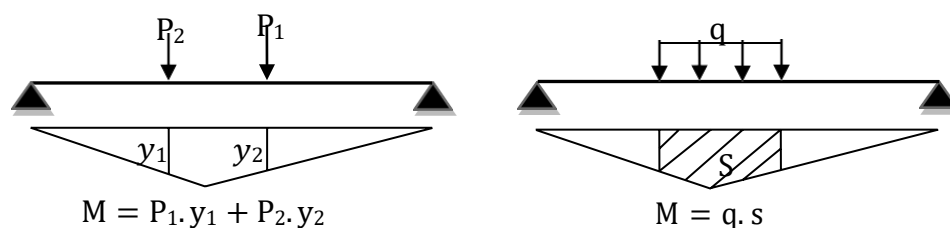
Table V 1: Les éléments de réduction dus au poids propre

V.3- Sollicitation dues aux charges roulantes :

✓ **Lignes d'influences**

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 ce déplacé sur la poutre.

Dans le cas de la force concentrée, le moment est calculé en multipliant cette force par l'ordonnée de la ligne d'influence, alors que pour la charge répartie uniformément, on multiplie par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge.



✓ Théorème de BARRÉ

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.

V.3.1- Calcul des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :

V.3.1.1- Moment fléchissant à $x=0,5L$:

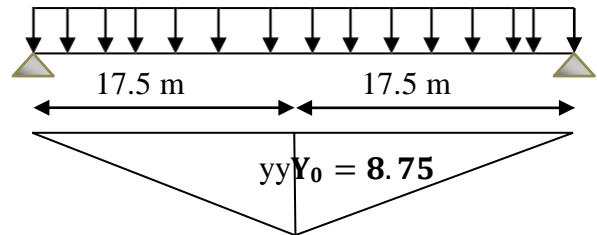
Moment fléchissant à $x=0,5L$

Surcharge A(L)

$$Y_0 = \frac{a \times b}{l} = \frac{17.5 \times 17.5}{35} = 8.75 \text{ m}$$

$$S = 2((17.5 \times 8.75)/2) = 153.125 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = q \times SM_0 = M/7$$



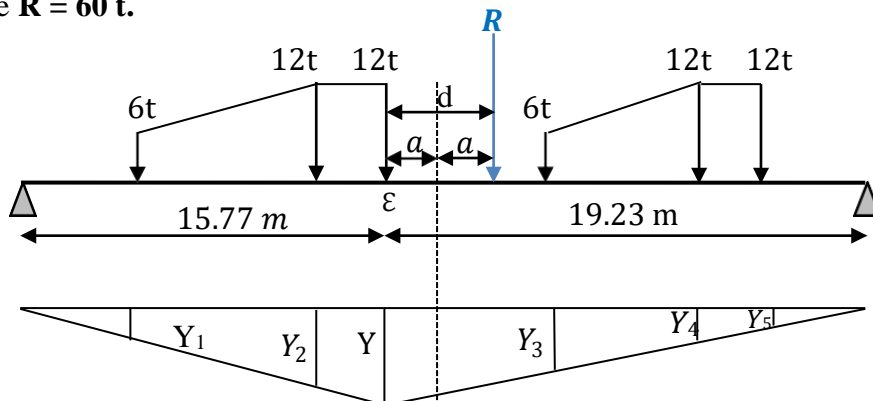
Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M (t.m)	M ₀ = $\frac{M}{7}$ (t.m)
1 voie	3.467	153.125	530.88	75.84
2 voies	6.9351	153.125	1061.93	151.82

Table V 2: Moment fléchissant dus à A(L) ($x=0,5L$)

Système B_c

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

La résultante **R** = 60 t.



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

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

$$d/2 = a = 1,725 \text{ m}$$

$$Y = \frac{15.77 \times 19.23}{35} = 8.664$$

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
8.664	5.367	7.839	6.635	4.60	3.93

essieux avant: $\sum Y_i = 12.002$

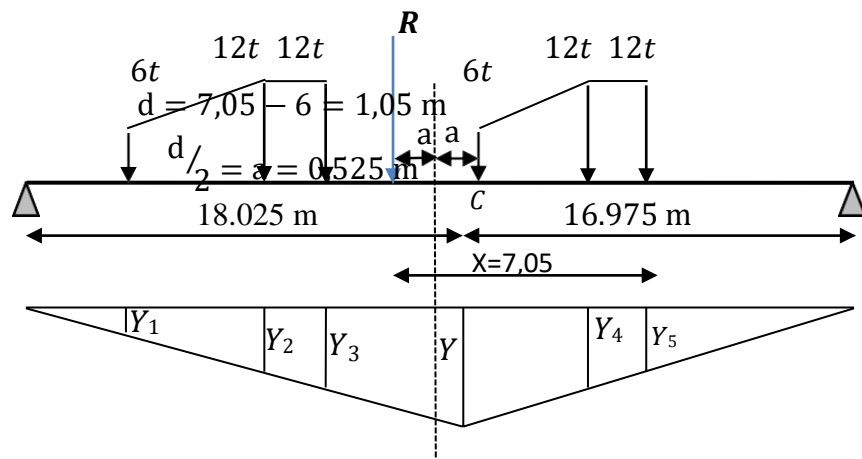
{

essieux arrière: $\sum Y_i = 25.03$

$$M_\varepsilon = 372.408 \text{ t.m}$$

Cas N°2 : la résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

$$X_R = 7,05$$



$$Y = \frac{18.025 \times 16.975}{35}$$

$$Y = 8.742$$

Y	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Y ₅
8.742	3.65	5.83	6.558	6.407	5.635

essieux avant: $\sum Y_i = 12.392$

{

essieux arrière: $\sum Y_i = 24.43$

$$M_\varepsilon = 367,54 \text{ t.m}$$

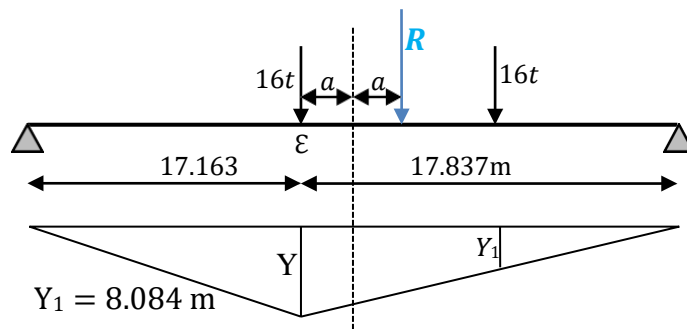
$371,808 \text{ t.m} > 367,54 \text{ t.m} \Rightarrow$ cas 1 donne l'effet le plus défavorable

Système B_t :

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

$$d/2 = a = 0,3375 \text{ m}$$

$$Y = \frac{17.163 \times 17.837}{35} = 8.74$$



$$\sum Y_i = Y_0 + Y_1 = 16.82 \text{ m}$$

$$M_E = \sum P_i Y_i = 269.28 \text{ t.m}$$

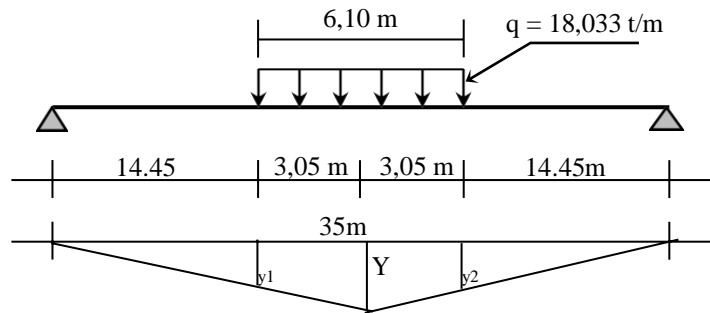
Système Mc₁₂₀

$$Y = 8.75$$

$$Y_1 = Y_2 = 7.225$$

$$S = 2 \left(\frac{7.225+8.75}{2} \right) 3.05 = 48.723 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = 878.48 \text{ t.m}$$



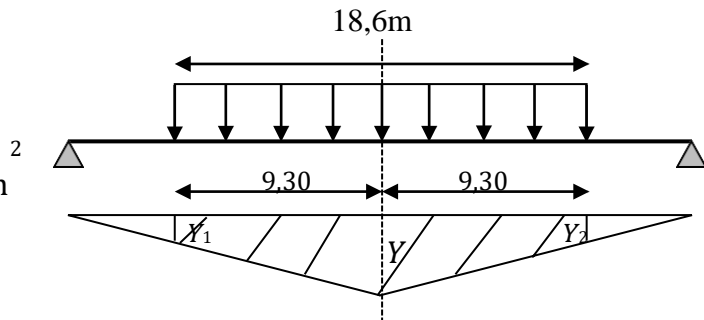
Système D240 :

$$Y = 8.75$$

$$Y_1 = Y_2 = 4.1$$

$$S = 2 \left(\frac{8.75 + 4.1}{2} \right) 9.30 = 119.505 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = 1541,973 \text{ t.m}$$

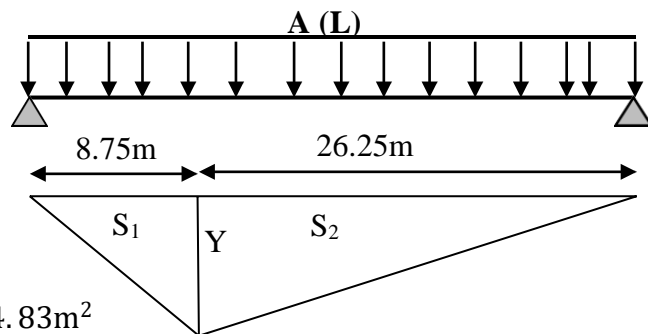


V.3.1.2- Moment fléchissant dus aux surcharges x =0,25L :

Surcharge A(L) :

$$Y = \frac{8.75 \times 26.25}{35} = 6.562 \text{ m}$$

$$S = \frac{8.75 \times 6.562}{2} + \frac{26.25 \times 6.562}{2} = 114.83 \text{ m}^2$$



Désignation	Surcharges (t/ml)	S (m ²)	M (t.m)	M ₀ = $\frac{M}{7}$ (t.m)
1 voie	3.467	114.83	398.11	56.87
2 voies	6.9351	114.83	796.35	113.76

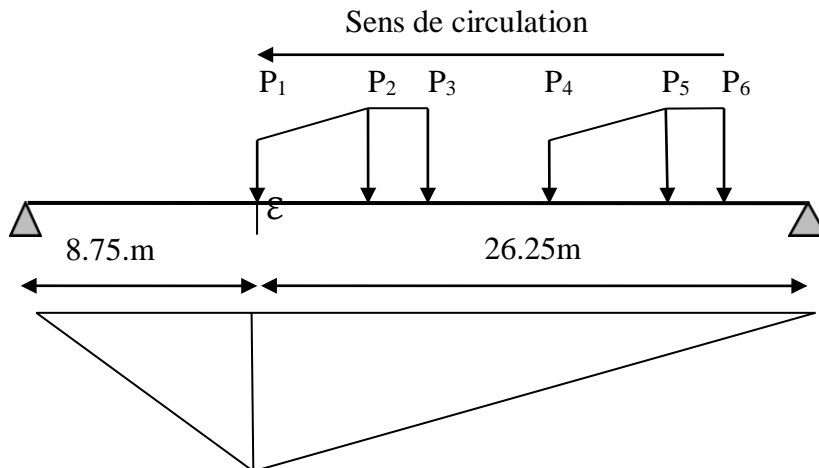
Table V 3: Moment fléchissant dus à A(L) (x=0,5L)

Système B_c

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

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	W	$(W \times a)/L$	W_{L1}	Vérification	W_{L2}	Vérification
P1=6t	60	15	6	Non	0	Ok
P2=12t	60	15	18	Ok	6	Ok
P3=12t	60	15	30	Ok	18	Non
P4=6t	54	13.5	30	Ok	24	Non
P5=12t	30	7,5	18	Ok	6	Ok
P6=12t	30	7.5	30	Non	18	Non

Table V 4: résultats des forces sur la poutre

Selon le tableau, on distingue 2 cas qui vérifient les inégalités précédentes :

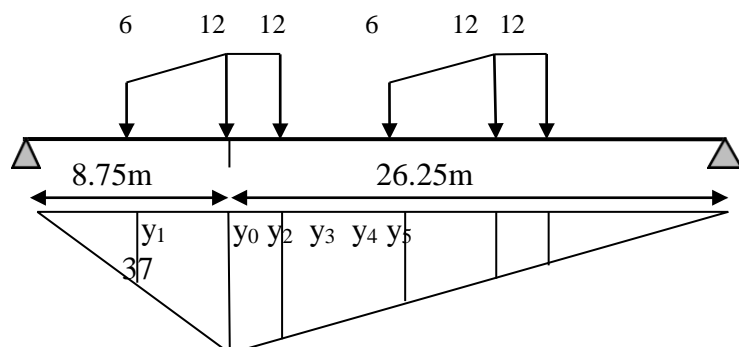
1^{er} cas : P2 sur c :

Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
6,562	4,25	6,187	5,062	3,937	5,562

ΣY_i avant = 9,312m

ΣY_i arrière = 20,248 m

$M_\epsilon = 298,848 \text{ t.m}$



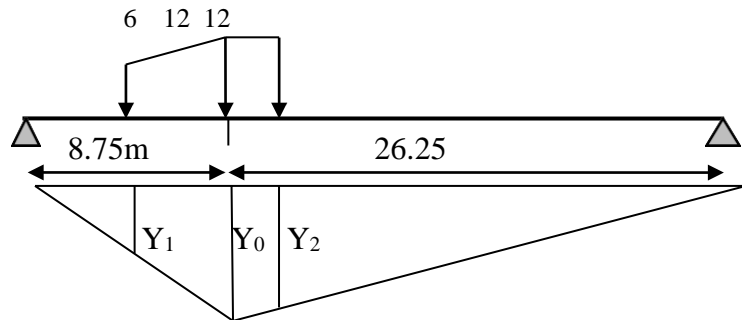
2^{eme} cas : P5 sur c

Y ₀	Y ₁	Y ₂
6.562	3,187	6,187

$\sum Y_i \text{ avant} = 3,187\text{m}$

$\sum Y_i \text{ arrière} = 12,749\text{m}$

$M_\varepsilon = 172, 11\text{t. m}$



Donc on déduit que le 1er cas est le cas le plus défavorable.

Système B_t :

$Y_0 = 6.562$

$Y_1 = 6.224$

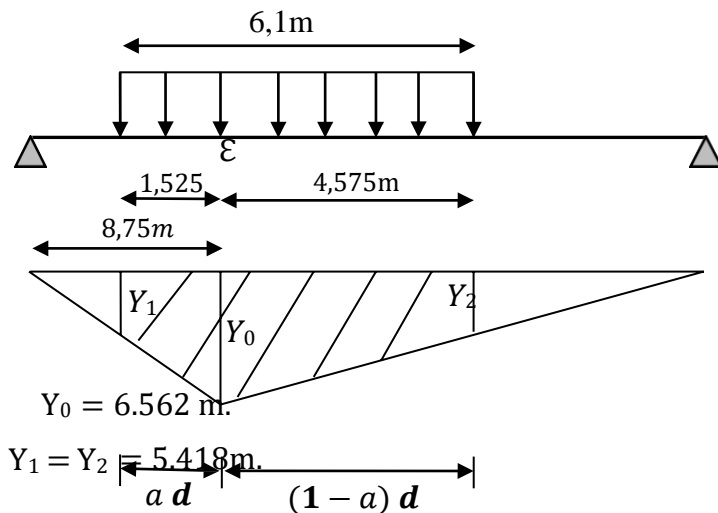
$\sum Y_i = 12.786 \text{ m.}$

Système M_c120 :

$\alpha = \frac{8.75}{35} = 0,25$

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

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



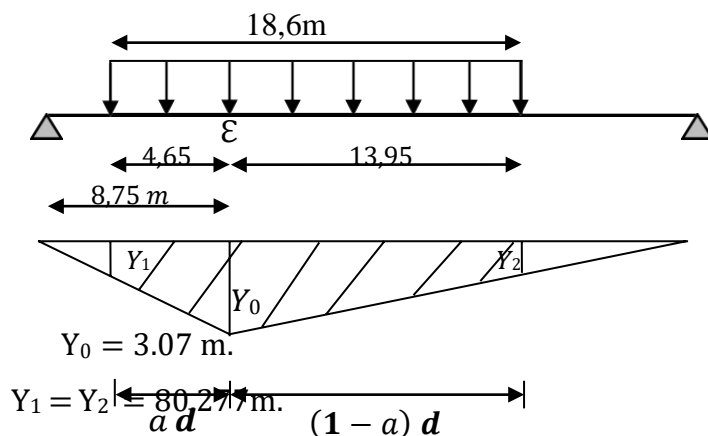
$S = 36.539\text{dm}^2.$

Système D240 :

$\alpha = \frac{8.75}{35} = 0,25$

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

$(1 - \alpha) \times 18.6 = 13,95 \text{ m}$



$S = 80.277\text{m}^2.$

V.3.1.3- Tableau récapitulatif des moments fléchissant à X=0. 5L

Surcharge		Surcharge	M (t.m)	M ₀ (t. m)
A(L)	1 voie	3.467	530.884	75.84
	2 voies	6.9351	1062.804	151.82
B _c	1 file	Avant	7,754	93.09
		Arrière	15,508	395.59
	2 files	Avant	14.21	176.09
		Arrière	28.43	694.54
B _t	1 Tandem	17,008	286.24	40.89
	2 Tandems	34,016	572.88	81.84
M _C 120		19,29	940.01	134.30
D240		12.903	1541.61	220.23

Table V 5: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges à X =0. 5L

V.3.1.4- Tableau récapitulatif des moments fléchissant à X=0.25L

Surcharge		Surcharge	M (t.m)	M ₀ (t. m)
A(L)	1 voie	3.467	398.11	56.87
	2 voies	6.9351	796.35	113.76
B _c	1 file	Avant	7,754	72.18
		Arrière	15,508	313.88
	2 files	Avant	14.21	132.29
		Arrière	28.43	575.65
B _t	1 Tandem	17,008	217.36	31.05
	2 Tandems	34,016	434.72	62.10
M _C 120		19,29	704.82	100.68
D240		12.903	1035.81	147.97

Table V 6: Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges à X =0,25

V.3.2-Calcul des efforts tranchants longitudinaux dus aux surcharges

V.3.2.1-Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X = 0,00L$

Surcharges A(L) :

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

➤ Une voie chargée : A (1L) = 3.467t/m

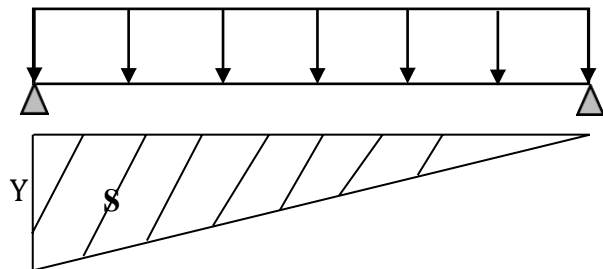
$Y = 1,00\ m$

$S = 17.5\ m^2$

➤ Deux voies chargées : A (2L) = 6.935 t/m

$Y = 1,00\ m$

$S = 17.5\ m^2$

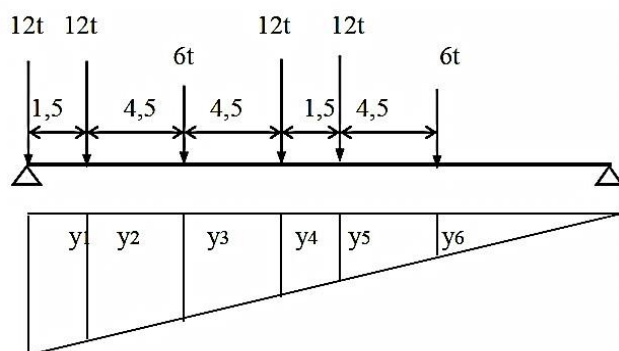


Type B_c :

Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
1	0.95	0.828	0.7	0.657	0.528

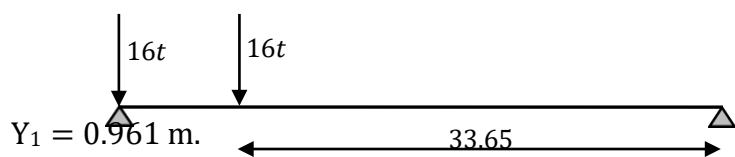
$\sum Y_i \text{ avant} = 1.356m$

$\sum Y_i \text{ arrière} = 3.178m$



Type B_t :

$Y_0 = 1\ m.$



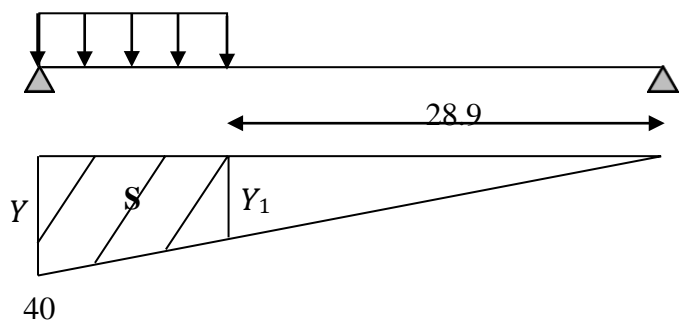
$\sum Y_i = 1,961\ m.$

Surcharge du type M_c120 :

$Y_0 = 1\ m.$

$Y_1 = 0,825\ m.$

$S = 5.566\ m^2$

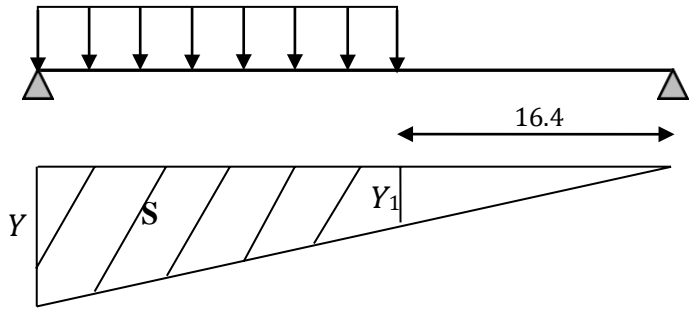


Surcharge du type D240 :

$Y_0 = 1 \text{ m.}$

$Y_1 = 0.468 \text{ m.}$

$S = 13.652 \text{ m}^2$



V.3.2.2-Efforts tranchants dus aux surcharges : $x = 0,25L$

Surcharges A(L) :

➤ **Une voie chargée :** $A(1L) = 3.467 \text{ t.m}$

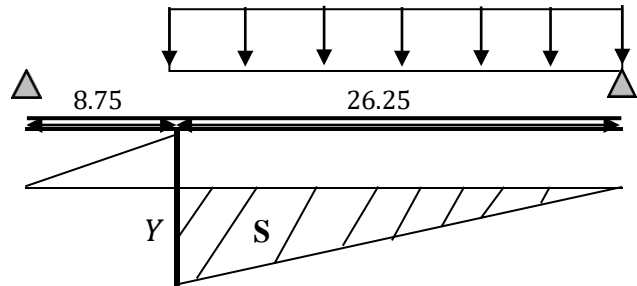
$Y = 0,750 \text{ m}$

$S = 9.843 \text{ m}^2$

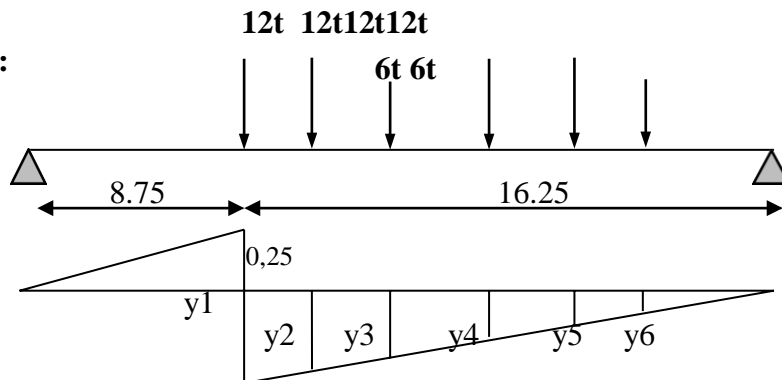
➤ **Deux voies chargées :** $A(2L) = 6.9351 \text{ t.m}$

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

$S = 9.843 \text{ m}^2$



Système B_c :



Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6
0,750	0.707	0.578	0.45	0.321	0.278

$\Sigma Y_i \text{ avant} = 0.856 \text{ m}$

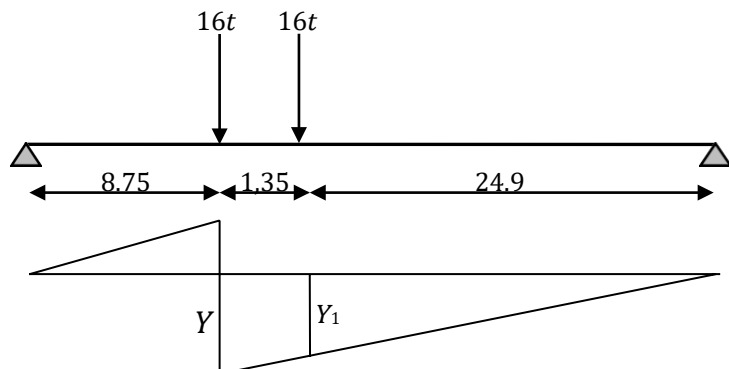
$\Sigma Y_i \text{ arrière} = 2.134 \text{ m}$

Système B_t :

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

$Y_1 = 0.711 \text{ m.}$

$\Sigma Y_i = 1.461 \text{ m.}$

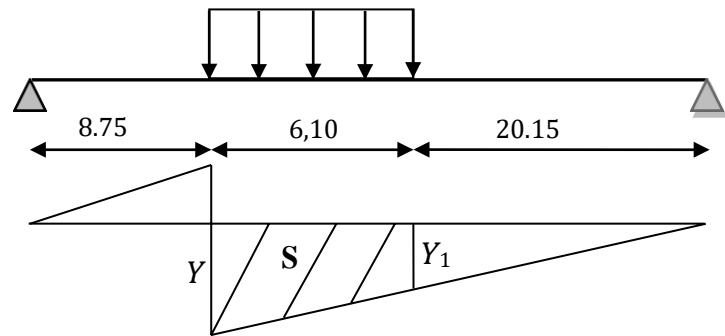


Surcharge du type M_c120 :

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

$Y_1 = 0.218.$

$S = 9.002 \text{ m}^2$

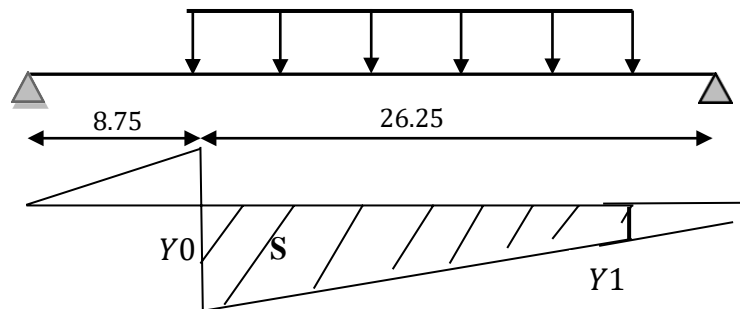


Convoi D240:

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

$Y_1 = 0.218\text{m.}$

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



V.3.2.3-Tableau récapitulatif des efforts tranchants à $X = 0.00L$

Surcharge		Surcharge	T (t.m)	T_0 (t. m)
A(L)	1 voie	3.467	60.67	8.66
	2 voies	6.9351	121.364	17.33
Bc	1 file	Avant	7,754	10.51
		Arrière	15,508	51.39
	2 files	Avant	14.21	19.18
		Arrière	28.43	94.24
Bt	1 Tandem	17,008	33.28	4.75
	2 Tandems	34,016	66.56	9.50
Mc120		19,29	107.36	15.33
D240		12.903	176.151	25.16

Table V 7: Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à $X = 0,00L$

V.3.2.4-Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X =0. 25L

Surcharge		Surcharge	T (t.m)	T ₀ (t. m)	
A(L)	1 voie	3.467	34.12	4.86	
	2 voies	6.9351	68.262	9.75	
B _c	1 file	Avant	7,754	6.637	0.94
		Arrière	15,508	33.09	4.72
	2 files	Avant	14.21	12.163	1.73
		Arrière	28.43	60.66	8.66
B _t	1 Tandem	17,008	28.87	4.12	
	2 Tandems	34,016	57.75	8.25	
M _c 120		19,29	77.98	11.14	
D240		12.903	116.127	16.58	

Table V 8: Tableau récapitulatif des efforts tranchants dus aux surcharges à X =0,25L

Chapitre VI

Répartition transversale

des efforts

VI.1- Introduction

Le théorème de Barré nous a permis de déterminer la section dangereuse et les valeurs maximales des sollicitations globales sous chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier. Il nous reste que de faire une étude sur la répartition transversale de ces sollicitations pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre et de déduire la poutre la plus sollicitée.

Pour cela, deux méthodes sont les plus utilisées suivant la déformabilité transversale du tablier à savoir :

- **La méthode de J-Courbons** : utilisée dans le cas des tabliers qui contient des entretoises pouvant être considérées infiniment rigides.
- **La méthode de Guyon-Massonnet** : utilisée dans le cas contraire à la première où la flexibilité des entretoises n'est pas négligeable.

Le choix de la méthode utilisée dépend de la rigidité d'entretoisement.

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

Avec :

- n : le nombre des poutres.
- L : portée des poutres.
- a : L'entre axe des poutres.
- I_P : Moment d'inertie de la poutre.
- I_E : Moment d'inertie de l'entretoise.

Suivant la rigidité(souplesse) de l'entretoise :

- Si $r < 0.3$: la rigidité de l'entretoise est infinie. dans ce cas la méthode de **(J-COURBON)**.est applicable.
- Si $r \geq 0.3$: la rigidité de l'entretoise est finie. dans ce cas on utilise la méthode de **(G-MASSONNET)**. Notre projet est dépourvu des entretoises. dans ce cas le hourdis jouera le rôle des entretoises.

VI.2-Calcul de I_P:

Les poutres de notre projet sont à inertie variable.

L'inertie moyenne I_p à prendre pour le calcul est donnée par :

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

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.

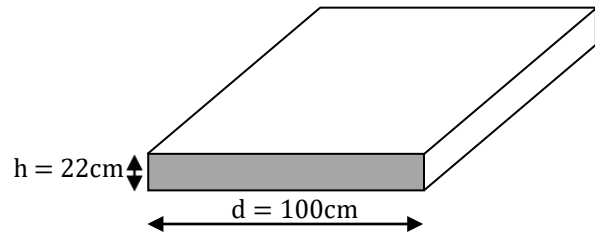
$$I_P = 52170839.7 \text{ cm}^4$$

VI.3-Calcul de I_E

On prend une bande de 1m de largeur et 0.20m d'épaisseur.

$$I_E = \frac{d \times h^3}{12} = \frac{100 \times 22^3}{12} = 88733.33 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 7 \\ a = 1.60\text{m} \\ L = 35\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = 0.787$$



$r = 0.787 > 0.30$ Donc on utilise la méthode de GUYON – MASSONNET.

VI.4 -Principes fondamentaux de la méthode de GUYON. MASSONNET

Cette méthode est basée sur deux principes fondamentaux :

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.
- Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$P(x) = p \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Avec :

P est constante et L la portée de la travée. Les calculs peuvent être affinés en développant la charge en série de Fourier en fonction de l'abscisse longitudinale.

VI.4.1-Paramètre de calcul

$n=7$ (nombre des poutres).

$a= 1.60\text{m}$ (entre axe des poutres).

b : demi largeur active du pont.

Avec : $2b = n \cdot a = 7 \times 1.60 = 11.2 \text{ m} \Rightarrow b = 5,6 \text{ m}$

$b = 5,6\text{m} \rightarrow 1$

$a = 1,60\text{m} \rightarrow x$

$$X = \frac{ax1}{b} = \frac{1.60 \times 1}{5.6} = 0.303$$

Poutre	1	2	3	4	5	6	7
Position (xb)	-0.909	-0.606	-0.303	0	0.303	0.606	0.909

VI.4.1.1-Rigidité flexionnelle par unité de longueur

➤ **Poutre**

p_p : Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur.

$$p_p = \frac{E \cdot I_p}{a} = \frac{52170839.7E}{160} = 326067.7481E$$

➤ **Dalle**

p_D : Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur.

$$p_D = \frac{E \cdot I_E}{100} = \frac{88733.333E}{100} = 887.333E$$

VI.4.1.2-Rigidité torsionnelle y_p, y_D

➤ **Poutre :**

y_p : Rigidité torsion elle des poutres par unité de longueur.

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

h : la hauteur de la dalle.

b_i : la plus grand portée.

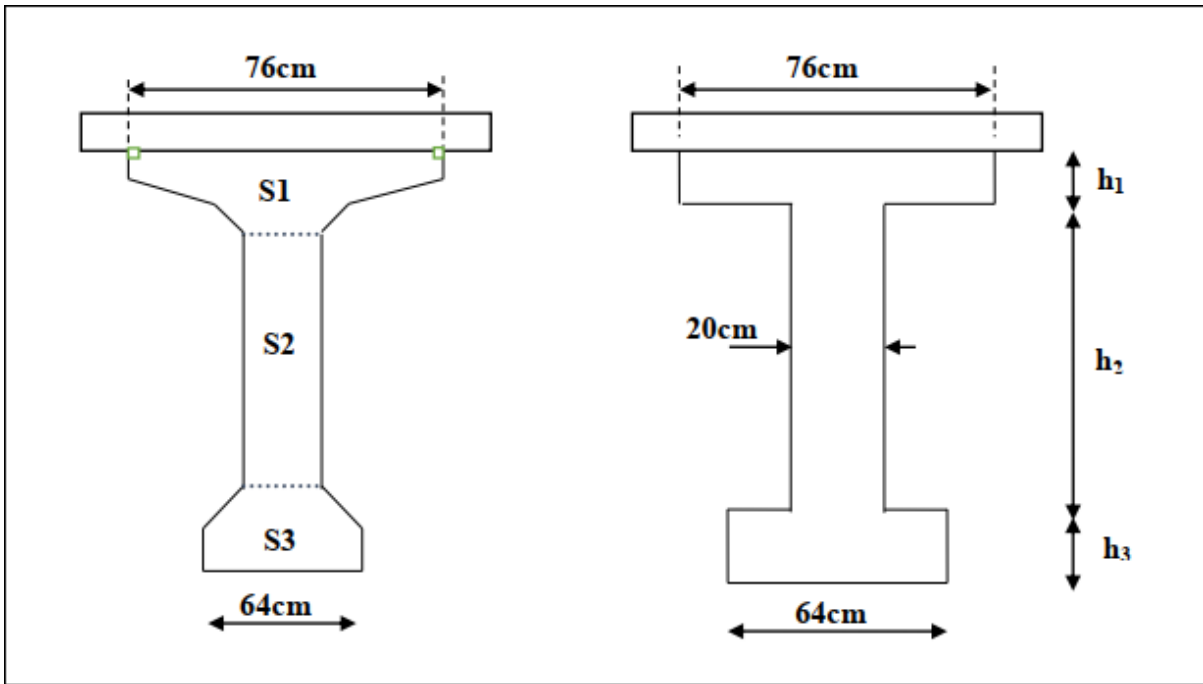
h_i : la plus petite coté.

G : module de déformation transversale du béton.

$\nu = 0.2$ coefficient de poisson.

▪ **Section homogénéisée**

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



H : épaisseur de la dalle

B_i : la plus grande portée

H_i : la plus petit coté

Avant le calcul, on détermine la section équivalente de la poutre avec hourdis :

$$s_1 = (h_1 \times 76) = 1062 \text{ cm}^2$$

$$s_3 = (h_3 \times 64) = 1910 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = \frac{s_1}{76} = \frac{1062}{76} = 13.97 \text{ cm}$$

$$h_3 = \frac{s_3}{64} = \frac{1910}{64} = 29.84 \text{ cm}$$

$$h_2 = 190 - (h_1 + h_3) = 146.19 \text{ cm}$$

Donc:

$$C_p = (13.97^3 \times 76 + 146.19 \times 20^3 + 29.84^3 \times 64 + \frac{22^3 \times 160}{2}) \left(\frac{E}{2.4 \times 3} \right)$$

$$C_p = 545703.53E$$

$$y_p = \frac{C_p}{a} = \frac{545703.53E}{160} = 3410.64E$$

➤ Dalle

$$C_D = \frac{G \cdot b \cdot h^3}{2.3} = \frac{E \cdot 100 \cdot 22^3}{6.2.4} = 73944.441E$$

$$y_D = \frac{C_D}{a} = \frac{73944.441E}{100} = 739.444E$$

VI.4.2- Paramètre de torsion (caractérise la torsion du pont) :

$$a = \frac{y_p + y_D}{2 \times \sqrt{p_p \cdot p_D}} = 0.121$$

$$a = 0.121$$

VI.4.3-Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement) :

$$\theta = \left(\frac{b}{L}\right)^4 \sqrt{\frac{p_p}{p_D}}$$

$$\text{Avec : } b = 5.6m, L = 35m \Rightarrow \theta = 0.70$$

IV.5-Détermination des coefficients de répartition transversale

VI.5.1- Coefficient de répartition transversale k

Il dépend :

❖ Du paramètre de l'entretoisement θ .

❖ Du paramètre de torsion α .

❖ De l'ordonnée relative (y) et de la section où on veut étudier le moment. Les valeurs de K pour $\alpha = 0, \alpha = 1$ et $1 \leq \theta \leq 2$ sont données dans les tableaux de **Guyon- Massonnet**. Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler. Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

$$0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K_a = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot a^{0.05}$$

$$\theta > 1 \Rightarrow K_a = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot a^{0.5}$$

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_a = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot a^\beta$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}$$

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 actives on fait aussi une interpolation.

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

Après le traçage des lignes d'influences, on dispose les surcharges de façon pour avoir le cas le plus défavorable.

➤ Surcharges concentrées

$$k_{amoy} = \frac{\sum_i p_i \times k_i}{\sum_i p_i} = \frac{\sum_i k_i}{n}$$

➤ Surcharges réparties

$$k_{amoy} = (\text{surface de la ligne d'influence surchargée/largeur surchargée})$$

➤ Moment fléchissant longitudinal réel

$$k_{reel} = k_{amoy} \times M_0. \text{ avec } M_0 = \frac{M_T}{7}$$

Table 1: donnant les valeurs de k_0 pour θ = 0,70

Théta=0.70		Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216	
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809	
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618	
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282	
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464	

Table 2: donnant les valeurs de k_1 pour θ = 0,70

Théta=0.70		Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b	
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708	
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461	
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262	
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668	
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395	

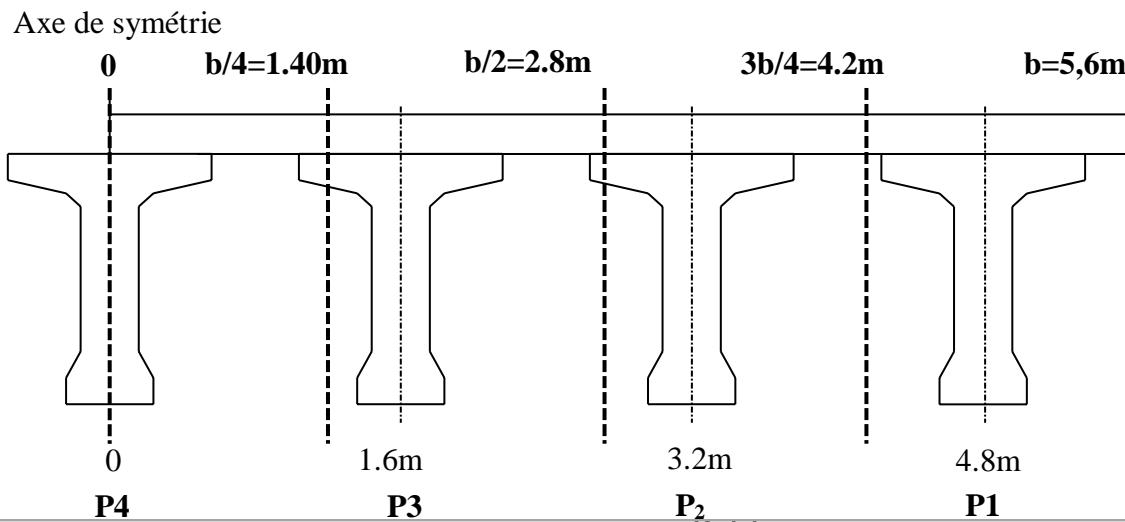
Détermination des K_a pour θ = 0.70 et α = 0.121

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_a = K_0 + (K_1 - K_0). a^\beta ; \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.663}\right)}$$

$$K_a = K_0 + 0.272(K_1 - K_0)$$

Tableau donnant les valeurs de K_a pour $\theta = 0.700$

➤ Les positions réelles des poutres



Théta= 0.70									
y_e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,208300	0,624056	1,0401296	1,4067328	1,5820216	1,4067328	1,0401296	0,624056	0,2083008
b/4	-0,130501	0,240332	0,628224	1,0334624	1,4067328	1,6081408	1,4807072	0,912016	0,8530344
b/2	-0,281396	-0,0121552	0,2814464	0,628224	1,0401296	1,4807072	1,8234552	1,918992	1,9161168
3b/4	-0,340117	-0,189952	-0,0121552	0,240332	0,624056	1,184016	1,918992	2,7275872	3,4490992
b	-0,36889	-0,3401176	-0,2813968	-0,1305016	0,2083008	0,8530344	1,9161168	3,4490992	5,3469232

▪ Poutre 1

$$b > y > \frac{3b}{4} \quad y = 4.8 \text{ m}$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
3b/4	-0,3401176	-0,189952	-0,0121552	0,240332	0,624056	1,184016	1,918992	2,7275872	3,4490992
b	-0,368892	-0,3401176	-0,2813968	-0,1305016	0,2083008	0,8530344	1,9161168	3,4490992	5,3469232

4.2 → $K_a(4.2)$

4.8 → $K_a(4.35)$

5.6 → $K_a(5.6)$

$$K_a(4.8) = 0.428 K_a(5.6) + 0.571 (K_a(4.2))$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 07	-0,35209293	-0,25403292	-0,12737845	0,08137489	0,44548872	1,04117186	1,91584242	3,03366675	4,25791877

▪ **Poutre 2**

$$\frac{b}{2} < y < \frac{3b}{4} \quad y = 3.2 \text{ m}$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/2	-0,2813968	-0,0121552	0,2814464	0,628224	1,0401296	1,4807072	1,8234552	1,918992	1,9161168
3b/4	-0,3401176	-0,189952	-0,0121552	0,240332	0,624056	1,184016	1,918992	2,7275872	3,4490992

2.8 \longrightarrow $K_a(2.8)$

3.2 \longrightarrow $K_a(3.2)$

4.2 \longrightarrow $K_a(4.2)$

$$K_a(3.2) = 0.285 K_a(4.2) + 0.714 (K_a(2.8))$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 6	-0,29785083	-0,06281513	0,1974885	0,51704656	0,92050849	1,3946695	1,84885973	2,14752264	2,35110067

▪ **Poutre 3**

$$\frac{b}{4} < y < \frac{b}{2} \quad y = 1.6 \text{ m}$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/4	-0,1305016	0,240332	0,628224	1,0334624	1,4067328	1,6081408	1,4807072	0,912016	0,8530344
b/2	-0,2813968	-0,0121552	0,2814464	0,628224	1,0401296	1,4807072	1,8234552	1,918992	1,9161168

1.4 \longrightarrow $K_a(1.4)$

1.6 \longrightarrow $K_a(1.6)$

2.8 \longrightarrow $K_a(2.8)$

$$K_a(1.6) = 0.142 K_a(2.8) + 0.857 (K_a(1.4))$$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 5	-0,15179822	0,20423849	0,57835336	0,97488508	1,35326841	1,58843709	1,52789671	1,05409458	1,00313907

▪ Poutre 4 :

$y = 0$

y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
poutre 4	0,2083008	0,624056	1,0401296	1,4067328	1,5820216	1,4067328	1,0401296	0,624056	0,2083008

Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P4	0,2083008	0,624056	1,0401296	1,4067328	1,5820216	1,4067328	1,0401296	0,624056	0,2083008
P3	-0,15179822	0,20423849	0,57835336	0,97488508	1,35326841	1,58843709	1,52789671	1,05409458	1,00313907
P2	-0,29785083	-0,06281513	0,1974885	0,51704656	0,92050849	1,3946695	1,84885973	2,14752264	2,35110067
P1	-0,35209293	-0,25403292	-0,12737845	0,08137489	0,44548872	1,04117186	1,91584242	3,03366675	4,25791877

➤ Tableau récapitulatif des K_a

-Calcul des moments dans chaque poutre

Tableau donnant les valeurs des moments dans les différentes poutres à $x=0.5L$

systèmes		$M_0=M/7$	Poutre1		Poutre2		Poutre 3		Poutre4	
			K_{amoy}	$M_{réel}$	K_{amoy}	$M_{réel}$	K_{amoy}	$M_{réel}$	K_{amoy}	$M_{réel}$
A(l)	1voie	75.84	1.583	120.05	1.599	121.26	1.454	110.27	1.432	108.60
	2voie	151.82	0.798	121.15	0.987	149.84	1.102	167.30	1.176	178.54
B _C	1file	56.51	2.145	121.21	1.847	104.37	1.507	85.16	1.456	82.27
	2files	99.22	1.427	141.58	1.474	146.25	1.375	136.42	1.367	135.63
B _t	1tand	40.89	1.967	80.43	1.779	72.74	1.507	61.62	1.456	59.53
	2tand	81.84	1.204	98.53	1.323	108.27	1.318	107.86	1.319	107.94
M _C 120		134.30	1.353	181.70	1.425	191.37	1.373	184.39	1.341	180.09
D240		220.23	0.811	178.60	1.178	259.43	1.437	316.47	1.479	325.72

Table 3: donnant les valeurs des moments dans les différentes poutres à $x=0.25L$

systèmes		M ₀ =M/7	Poutre1		Poutre2		Poutre 3		Poutre4	
			K _{amoy}	M _{réel}	K _{amoy}	M _{réel}	K _{amoy}	M _{réel}	K _{amoy}	M _{réel}
A(l)	1voie	56.87	1.583	90.02	1.599	90.93	1.454	82.68	1.432	81.43
	2voie	113.76	0.798	90.78	0.987	112.28	1.102	125.26	1.176	133.67
B _C	1file	44.85	2.145	96.20	1.847	82.83	1.507	67.58	1.456	65.30
	2files	82.23	1.427	117.34	1.474	121.20	1.375	113.06	1.367	112.40
B _t	1tand	31.05	1.967	61.07	1.779	55.23	1.507	46.79	1.456	45.20
	2tand	62.10	1.204	74.76	1.323	82.15	1.318	81.84	1.319	81.90
M _C 120		100.68	1.353	136.22	1.425	143.46	1.373	138.23	1.341	135.01
D240		147.97	0.811	120.003	1.178	174.30	1.437	212.63	1.479	218.84

-Moment combiné pour chaque poutre :

ELU :

M	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L
E.L.U								
1.35G+1.6 (A(L))	687,26	735,85	721,66	781,76	742,43	809,69	755,88	827,68
1.35G+1.6(Bc)	729,76	768,54	735,93	776,016	722,912	760,288	721,85	759,024
1.35G+1.6(Bt)	661,63	699,664	673,456	715,248	672,96	714,592	673,056	714,72
1.35 (G+M _C 120)	725,913	787,311	735,68	800,365	728,626	790,942	182,26	785,137
1.35 (G+D ₂₄₀)	704,020	783,126	777,32	800,36	829,066	969,250	837,45	981,73

ELS :

M	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L	0.25L	0.5L
E.L.S								
G+1.2 (A(L))	510,43	546,874	536,23	581,302	551,806	602,254	561,898	615,742
G+1.2(Bc)	542,302	571,39	546,934	576,994	537,166	565,198	536,374	564,25
G+1.2(Bt)	491,206	519,73	500,074	531,418	499,702	530,926	499,774	531,022
G+M _C 120	537,714	583,194	573,646	592,864	539,724	585,884	536,504	581,584
G+D ₂₄₀	521,497	580,094	610,654	660,924	614,124	717,964	620,334	727,214

VI.6- Conclusion :

Dans ce chapitre, une étude de la répartition transversale des sollicitations a été faite pour obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement, et de déduire la poutre la plus sollicitée et ce, à travers l'utilisation de la méthode de Guyon-Massonnet.

D'après les résultats de cette étude, on constate clairement que les efforts internes maximums sont obtenus dans la poutre 4 (intermédiaire), donc cette poutre c'est la plus sollicitée.

Chapitre VII

Modélisation du Tablier

VII.1 - Introduction

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.

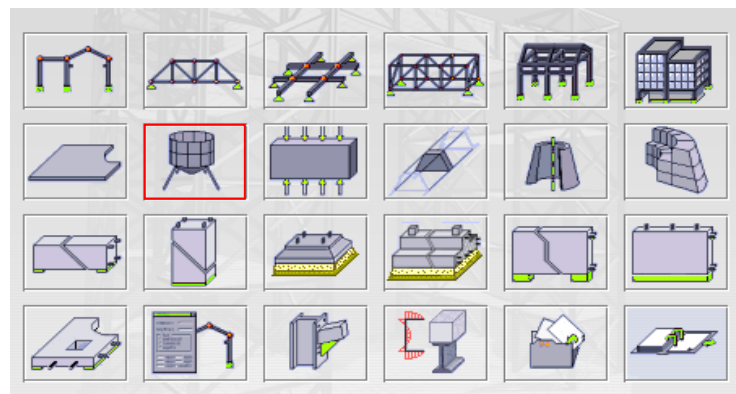
VII.2 - Présentation de logiciel

ROBOT (Auto desk Robot) Structural Analysais Professional est un logiciel de calcul et d’optimisation des structures. Il utilise la méthode d’analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de ROBOT pour les études d’Ouvrages d’Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d’acier théoriques permettent l’étude de nombreux ouvrages.

Il utilise la méthode d’analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

- ✓ Treillis.
- ✓ Portiques.
- ✓ Structures mixtes.
- ✓ Grillages de poutres.
- ✓ Plaques.
- ✓ **Coques.**
- ✓ Contraintes planes.
- ✓ Déformations planes.
- ✓ Eléments axisymétriques.

Eléments Volumiques.



FigureVII 1: Choix de l’affaire

ROBOT (Auto desk Robot) permet de roulantes, c’est à dire la charge d’un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces 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 charges statiques (un cas de charge pour chaque

position du convoi). C'est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte.

Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.

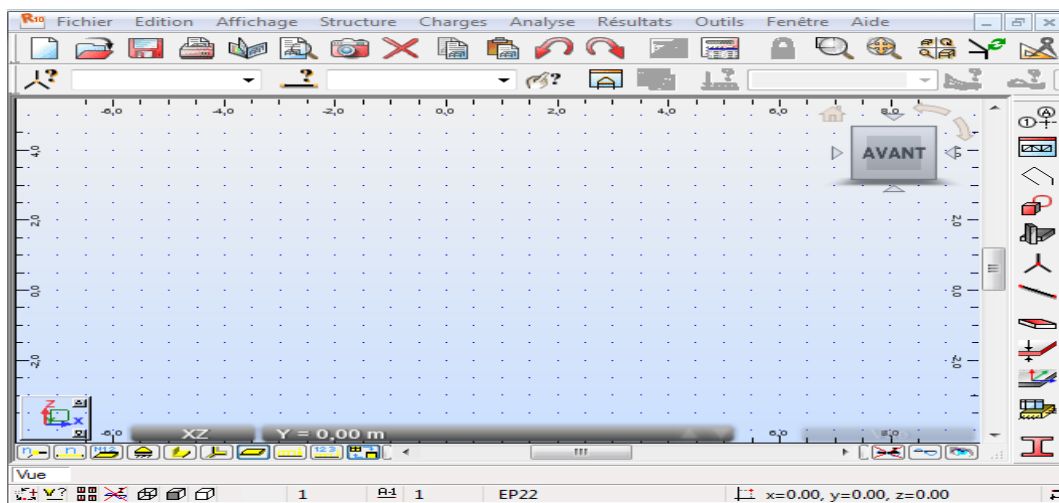
✓ **ROBOT Millenium** peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).

✓ **ROBOT Millenium** permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires. - **ROBOT Millenium** est un logiciel orienté Métier adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte.

Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes nationales existantes.



Etude d'une coque. La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche. On verra par la suite comment personnaliser le bureau par défaut et les barres d'outils.



VII.3- Modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec 5 travées indépendantes, On étudiera une seule travée (une dalle de 22 cm d'épaisseur avec 7 poutres de longueur 36m).

Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales.

VII.3.1- Modélisation des sections:

Points	Y(cm)	Z(cm)
1	-35	190
2	35	190
3	35	188
4	38	188
5	38	183
6	20	178
7	10	170
8	10	35
9	32	20
10	32	0
11	-32	0
12	-32	20
13	-10	35
14	-10	170
15	-20	178
16	-38	183
17	-38	188
18	-35	188

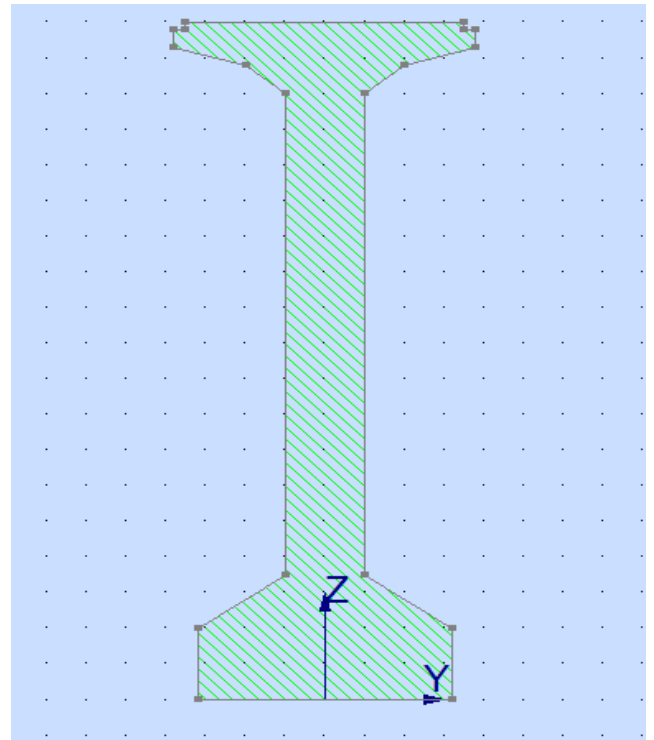
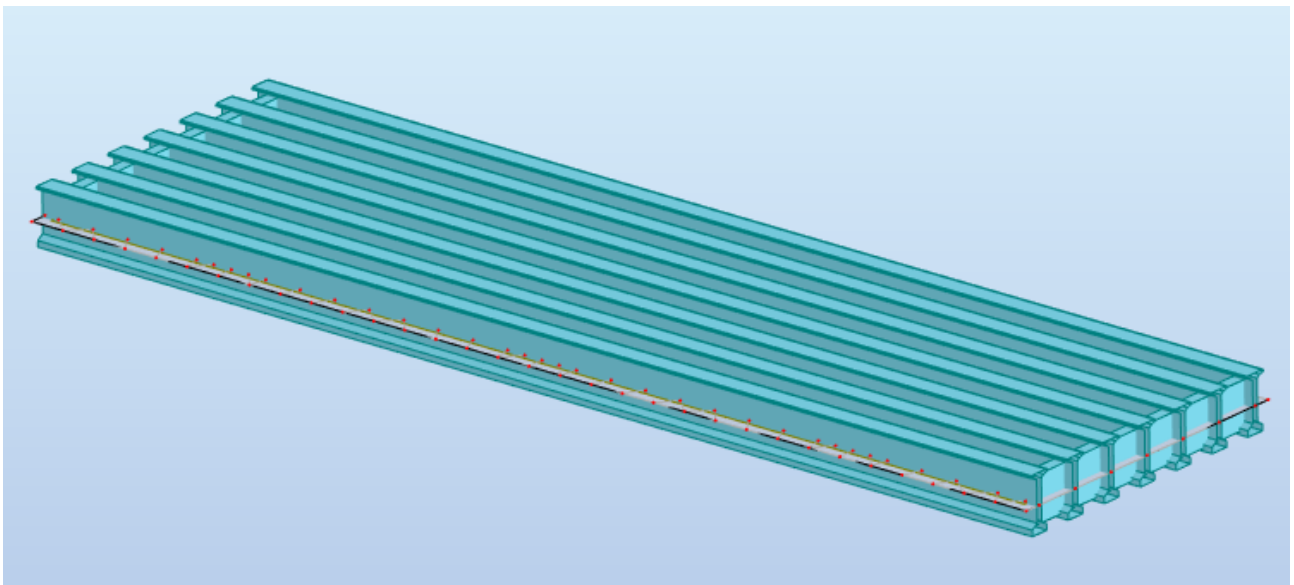


Table VII 1: Les caractéristiques intremeiare

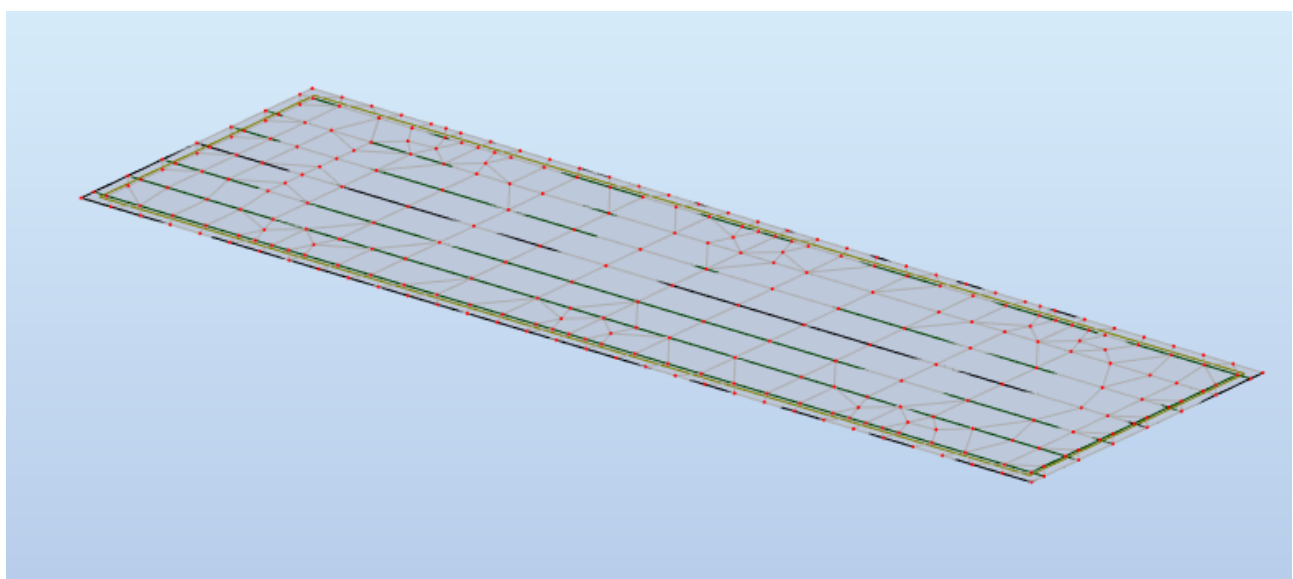
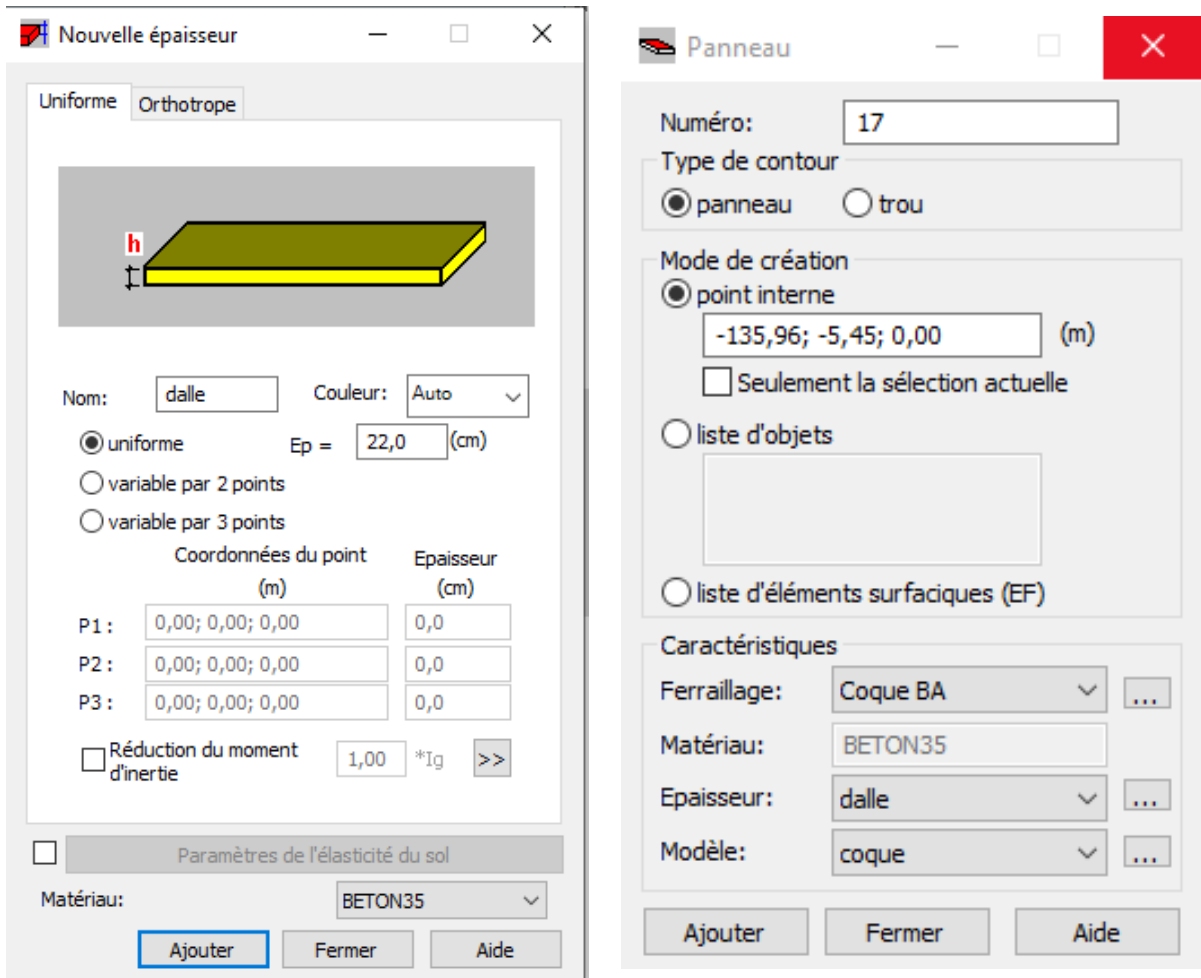
Figure VII2: Section

VII.3.2- Modélisation des poutres:



FigureVII 3: Modélisation des poutres

VII.3.3 - Modélisation de la dalle:



FigureVII 4: Modélisation de la dalle

VII.4- Disposition des différents cas de charges :

Les surcharges sont disposées suivant le règlement **Fascicule 61 titre II**, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas où le système de charge est soit sur la chaussée ou excentré

Charge	Valeur
Corniches	0.228T/m ²
Trottoirs	0.658 T/m ²
Gardes corps	0.1 T/ml
Revêtement	0.176 T/m ²
Glissière	0.06 T/m ²

TableVII 2: Charges permanentes

VII.4.1- Charge de trottoir :

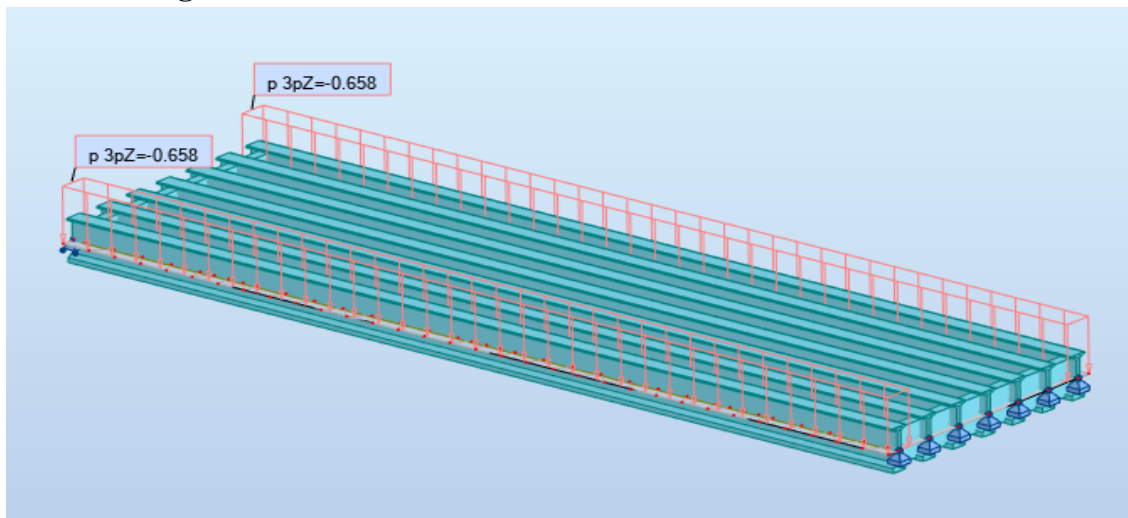
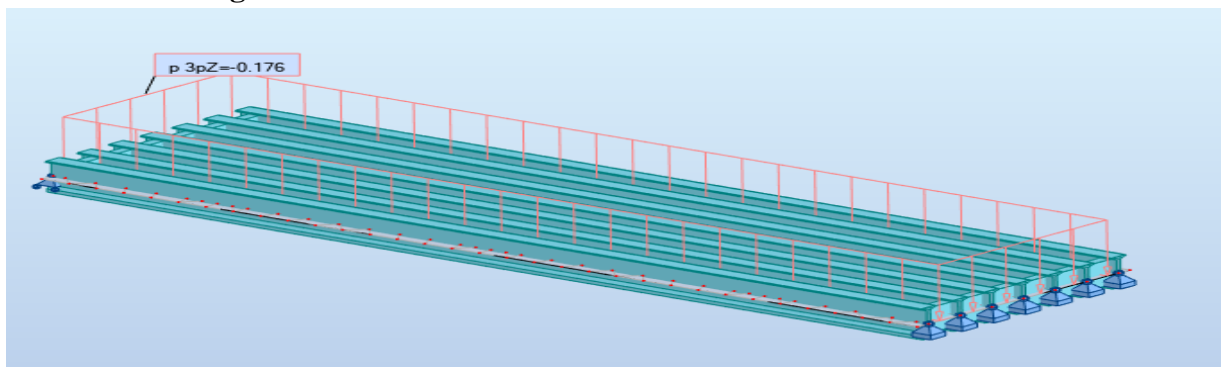


Figure VII 5: Charge de trottoir

VII.4.2- Charge de revêtement :



FigureVII 6: Charge de revêtement

VII.4.3- Charge de glissière :

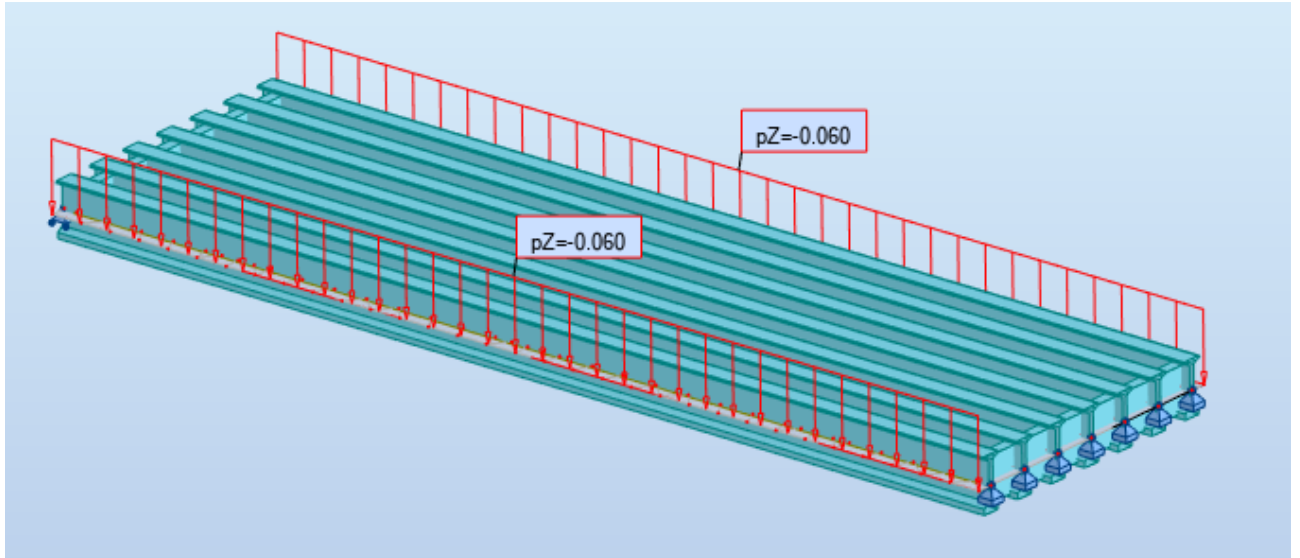


Figure VII 7: Charge de glissière

VII.4.4- Charge de garde-corps :

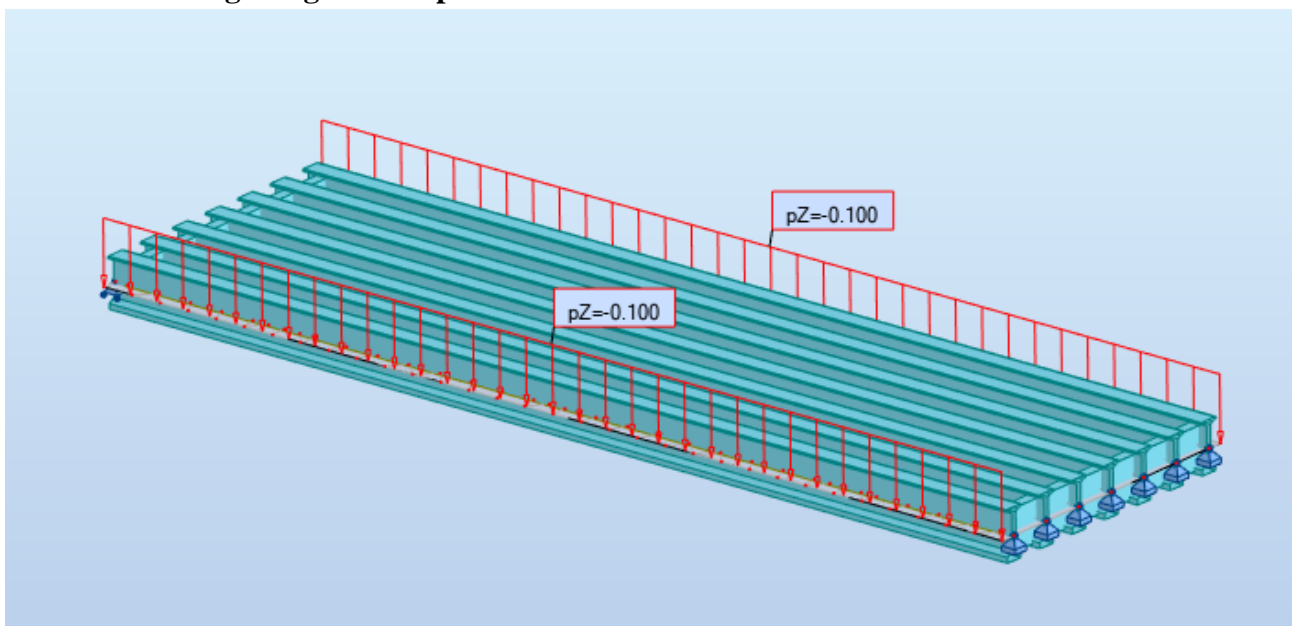
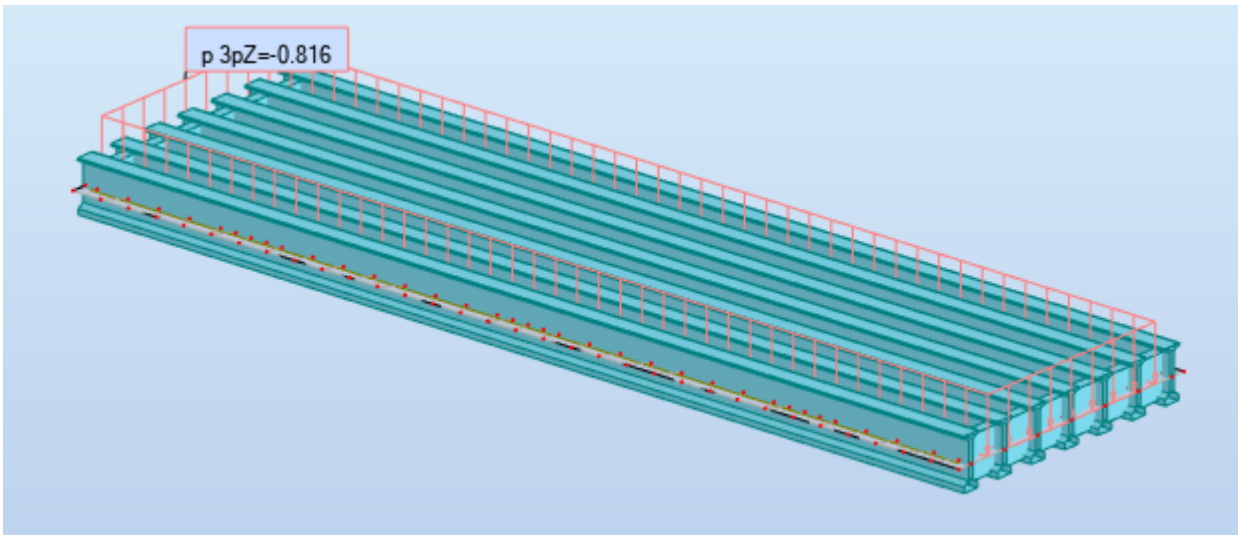


Figure VII 8: Charge de garde corps.

VII.4.5- Système de charge A(L) :

$$A(L) = 0,995 \text{ t/m}^2 ; \quad a_1=1 ; a_2=0,82 \quad \text{donc } A=0,995 \cdot 1 \cdot 0,82=0,816 \text{ t/m}^2$$



FigureVII 9: Système de Charge A(l)

VII.4.6- SystèmeB_c :

Charges roulantes

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	force concentrée	F=6	X=0	S=0,5		
2	force concentrée	F=6	X=1,5	S=0,5		
3	force concentrée	F=3	X=6	S=0,5		
4	force concentrée	F=6	X=10,5	S=0,5		
5	force concentrée	F=6	X=12	S=0,5		

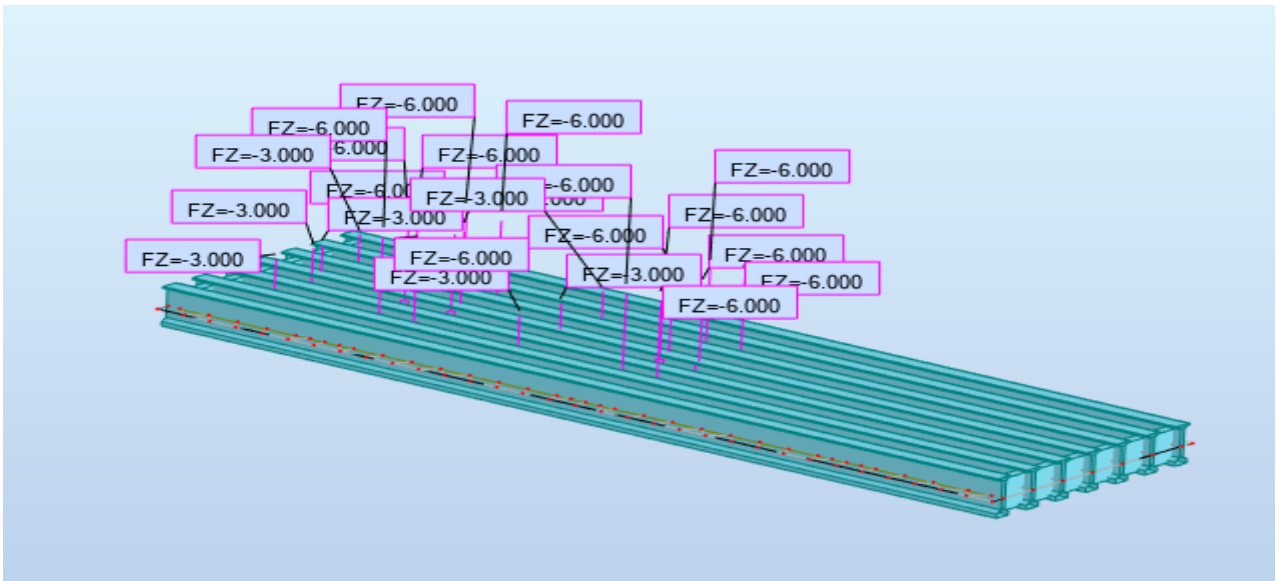


Figure VII 10: Système Bc

VII.4.7- Système B_t :

Charges roulantes

X

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

BT2vch

Nouveau Supprimer

Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques
Convois arbitraires

Type de charge					
1	force concentrée	F=8	X=0	S=1	
2	force concentrée	F=8	X=1,35	S=1	
3	force concentrée	F=8	X=0	S=5	
4	force concentrée	F=8	X=1,35	S=5	

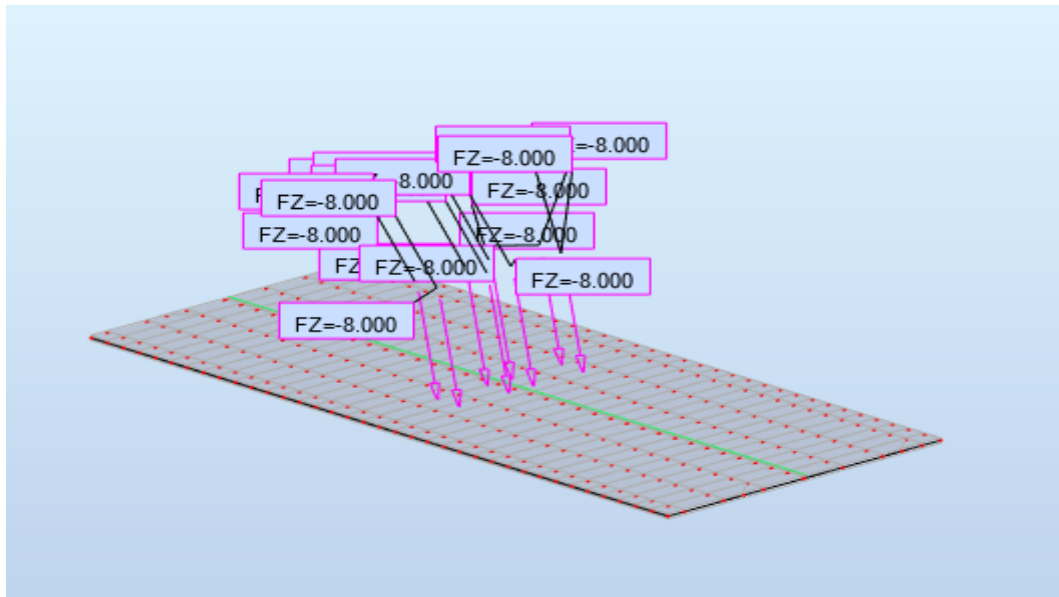


Figure VII 2 : Système Bt

VII.4.8- Système militaire MC 120:

Charges roulantes

Y
X

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Convois symétriques
Convois arbitraires

Type de charge						
1	surfacing uniforme	P=9,02	X=0	S=3,3	DX=6,1	DY=1
2	surfacing uniforme	P=9,02	X=0	S=3,3	DX=6,1	DY=1

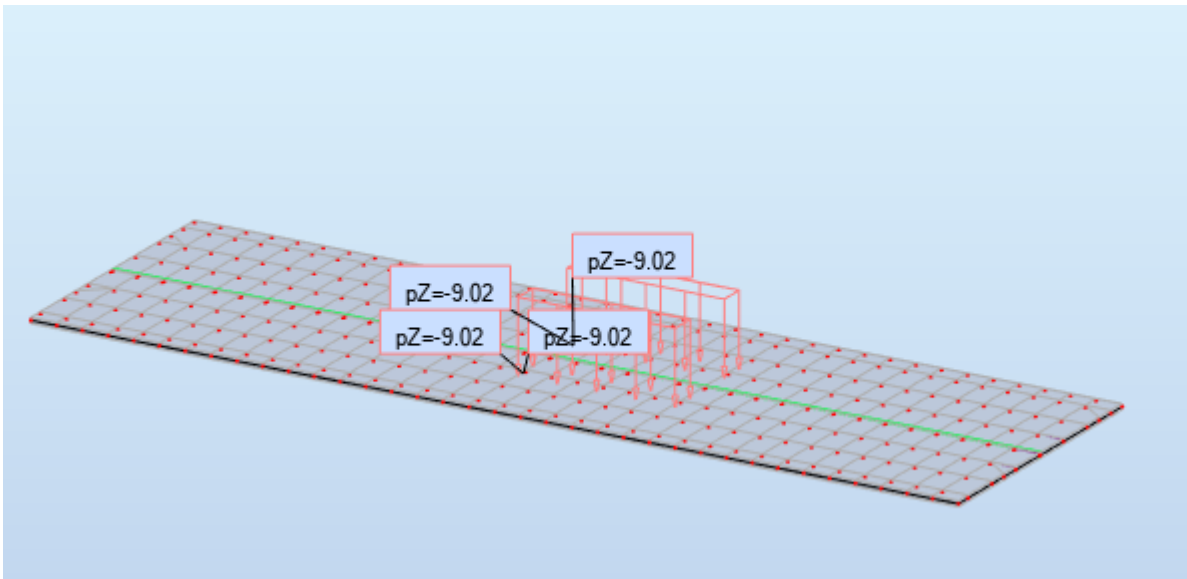


Figure VII 12 : Système militaire MC 120

VII.4.9- Système D240 :

Charges roulantes

Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi D240

Nouveau Supprimer

Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	surfactive uniforme	P=4,03	X=0	S=0	DX=18,6	DY=3,2
*						

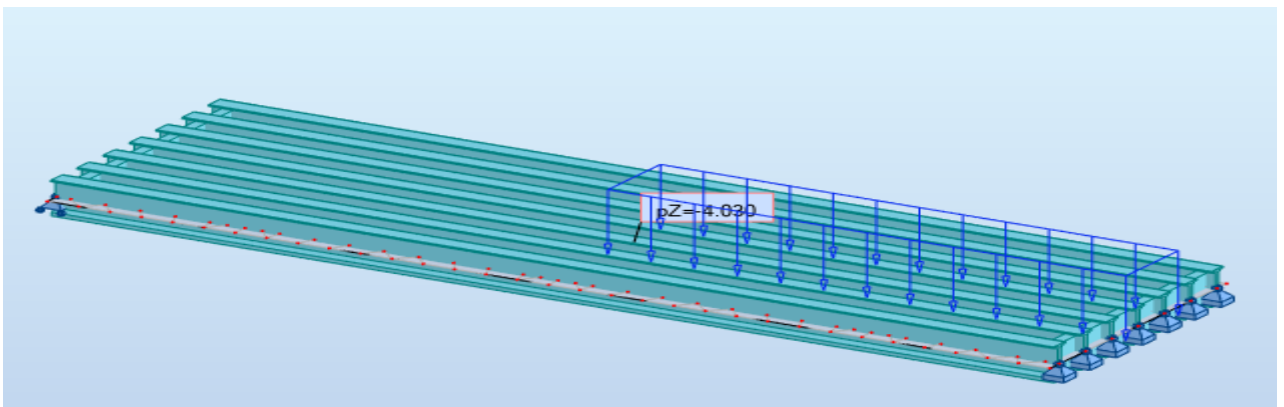


Figure VII13 : Système D240

VII.5- Valeurs des moments fléchissant par poutre :

Pour la détermination les moments maximum on prend en considération les combinaisons d'action selon **BAEL** :

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

VII.6- Les valeurs extrêmes du moment :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t .m)			
		E.L.U		E.L.S	
Poutre 04	1,35G+1,35 D240 G+ D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		837,45	981,73	620,334	727,214

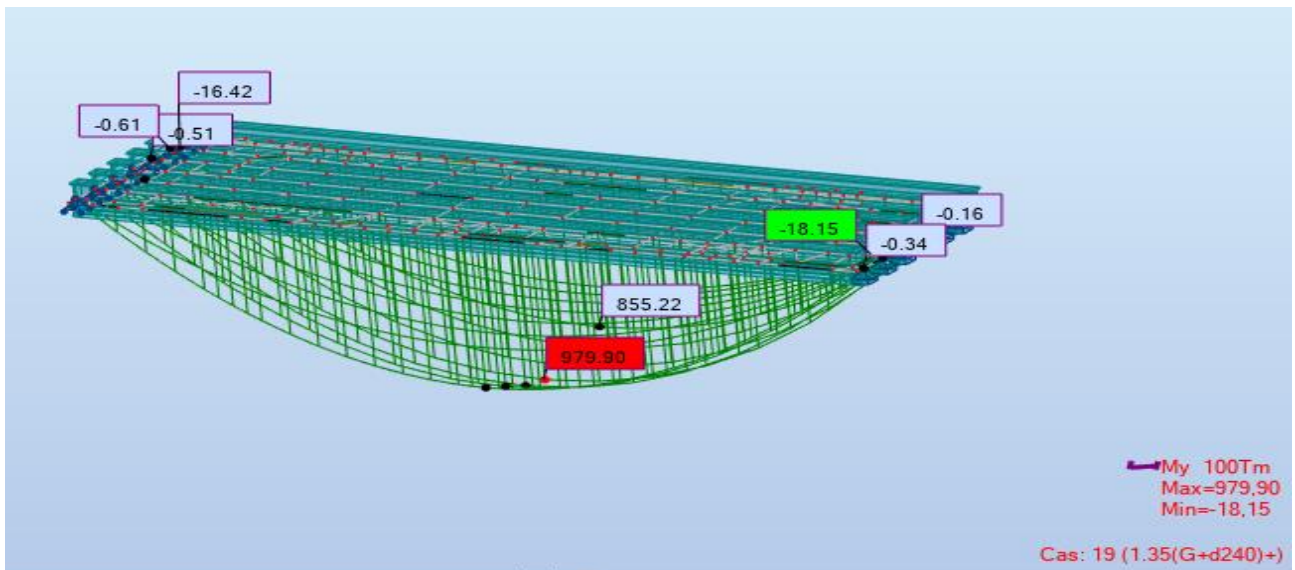
VII.6.1- Comparaison entre les résultats de la méthode de G-MASSONET et les résultats de logiciel de ROBOT :

✓ A l'E.L.U :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t .m)			
		G.MASSONET		ROBOT	
Poutre 04	1,35G+1,35D240	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		837,45	981,73	835,46	979,90

✓ A l'E.L.S :

Numéro de la poutre	La combinaison	Le moment en (t .m)			
		G.MASSONET		ROBOT	
Poutre 04	G+D ₂₄₀	0,25L	0,5L	0,25L	0,5L
		620,334	727,214	618.34	725,85



FigureVII 14 : Moment max à L'E.L.U.

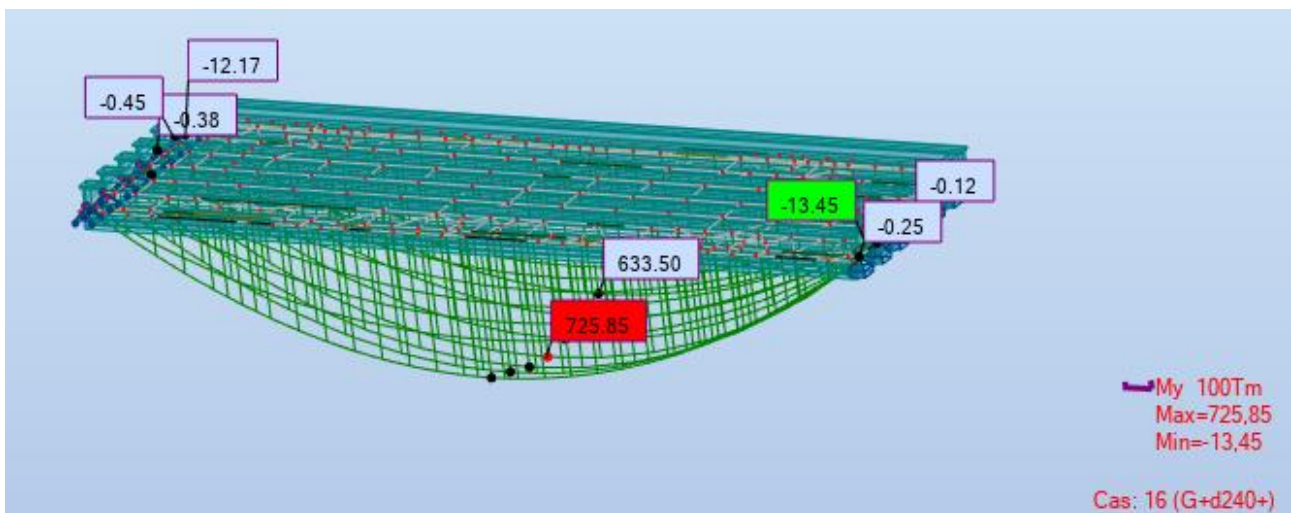


Figure VIII5 : Moment max à L'E.L.

VII.7- Conclusion

Les résultats obtenus par Robot sont très proches de ceux obtenus par Guyon Massonnet.

Chapitre VIII

Etude de la précontrainte

VIII .1-Introduction :

Le mot «précontraint», créé par E. FREYSSINET, signifie contrainte avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile.

VIII .1.1 . Le- 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 composées 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.

VIII .1.2 . Modes de précontrainte :

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

✚ la 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 doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coffrage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'extrémité à l'autre.

✚ la précontrainte par post-tension

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. Les procédés de précontraintes font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Les principaux procédés son :

- ✓ Le système Freyssinet exploité par la STUP (Société Technique d'utilisation de la Précontrainte) ou Freyssinet-International.
- ✓ Le système PAC. Exploité par la SFP (Société Française pour la Précontrainte),
- ✓ Le système BBR-B exploité par la CIPEC.

❖ Choix du procédé

La précontrainte par pré-tension est la technique la plus utilisée, 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 précontraint par pré-tension.

❖ Précontrainte par pré-tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

- Mise en tension des armatures ;
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte (torons) ;
- Suppression des tensions extérieures. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression ;
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

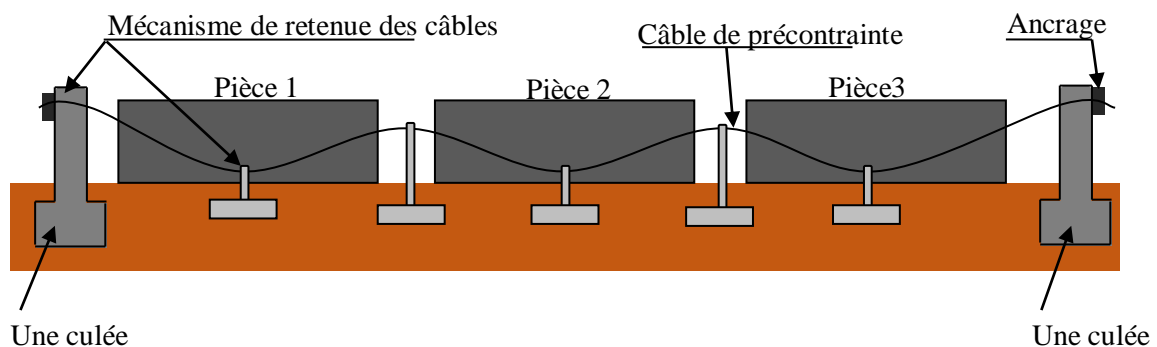


Figure VIII 1: Précontrainte par pré tension.

VIII.2 -Dimensionnement de la précontrainte :

VIII.2.1 - Caractéristiques géométriques de la poutre :

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée (poutre intermédiaire P_4).

section	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	c'=I /B.V (cm)	ρ(%)	h (cm)
Poutre seule	5660	24247679,4	102,139	87,861	48.70	47,68	190
Poutre + dalle	9180	52170839.7	80.75	131.24	70.37	53.62	212

Table VIII 1: Les caractéristiques géométriques de la section à mi travée (0,5L).

C': Centre de pression.

✓ **L'enrobage :**

$$d \leq \frac{h}{10} \Rightarrow d \leq \frac{190}{10} = 19 \text{ cm} \quad \text{on adopte } d = 7 \text{ cm}$$

VIII.2.2- L'effort de précontraint minimum :

La résistance caractéristique à 28 jours égale a $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 45 = 3,3 \text{ MPa}$$

Contrainte admissible du béton :

$$f_{cj} = \frac{f_{c28} \cdot j}{4.76 + 0.83 \cdot j}$$

➤ **En exploitation**

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c28} = \mathbf{27 \text{ MPa}}$$

- Hors de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ti} = -1.5 f_{t28} = \mathbf{-4.95 \text{ MPa}}$$

- Dans de la section d'enrobage :

$$\bar{\sigma}_{ts} = -f_{t28} = \mathbf{-3.3 \text{ MPa}}$$

➤ **En construction (à 14 jours)**

$$f_{c14} = 38.462 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_M = 0,6 \cdot f_{c14} = 23.077 \text{ MPa}$$

- hors zone d'enrobage

$$\bar{\sigma}_m = -1.5f_{t14} = -1.5(0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -4.365 \text{ MPA.}$$

- Dans zone d'enrobage

$$\bar{\sigma}_m = -f_{t14} = (0.6 + 0.06 \times f_{c14}) = -2.91 \text{ MPA.}$$

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

$$P_{\min} = \sup(P_I, P_{II})$$

Avec :

P_I : précontrainte minimale en section sous critique.

P_{II} : Précontrainte minimale en section sur critique.

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

$$M_{\min} = 401,494 \text{ t.m (Moment fléchissant sous G)}$$

$$M_{\max} = 727,214 \text{ t.m (Moment fléchissant de la poutre 1 sous G+D240 à l'ELS)}$$

$$\Delta M = 325,72 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_m = -3,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} P_I = 16,40 \text{ t} \\ P_{II} = 342,34 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow P_{II} > P_I \text{ (la section est sur critique).}$$

$$\text{Alors : } P_{\min} = \text{Max}(16,40 ; 342,34) = 342,34 \text{ t}$$

Calcul du nombre des câbles

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

$$0,70 \times P_0 = P_{\min} \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0,70} = \frac{342,34}{0,70} = 489,06 \text{ t}$$

$$P_0 = 489,06 \text{ t}$$

➤ Caractéristiques géométriques et mécaniques du câble

Les unités de précontrainte utilisées sont des câbles **T15de 15,2mm** les torons de classe 1860 à très basse relaxation (TBR).

▪ Caractéristiques géométriques

-Section nominale de l'acier : $A_p = 0,000139 \text{ m}^2$.

▪ Caractéristiques mécaniques :

- Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1643 \text{ MPa}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\%$ **TBR**
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000 \text{ MPA}$

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

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

$$P_0 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{p0} \Rightarrow n = \frac{P_0}{A_p \cdot \sigma_{p0}} = \frac{489,06 \times 10^4}{139 \times 1560,85} = 22,54 \Rightarrow n \geq 20$$

On prend : 32 T15

Soit 32 torons T 15 :

$$P = 32 \times (139 \times 1560,85 \times 10^{-4}) = 694,26t$$

P = 694.26t

VIII.2.4- Vérification des contraintes à la mise en tension :

VIII.2.4.1- En construction (section sans hourdis) :

▪ **Les contraintes limites :**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c14} = 38,46 \text{ MPa} \\ f_{t14} = 2,91 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0,6 \times f_{c14} \\ \bar{\sigma}_{ts} = -1,5 \cdot f_{t14} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 23,076 \\ \bar{\sigma}_{ts} = -4,365 \\ \bar{\sigma}_{ti} = -2,91 \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{ci}, \bar{\sigma}_{cs}$: Les contraintes admissibles de compression sur la fibre inférieure et supérieure.

$\bar{\sigma}_{ts}, \bar{\sigma}_{ti}$: Les contraintes admissibles de traction sur la fibre inférieure et supérieure.

Avec **$K_1 = 0,9$** (pertes instantanée estimées à 10%)

✚ **En fibre supérieure**

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

$M_{min} = 216,67 \text{ t.m}$

$$e_0 = -(V' - d) = -(87,861 - 7) \Rightarrow e_0 = -80,861 \text{ cm.}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{min}} \cdot V}{I} + K_1 \cdot P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = -1,116 \text{ MPA} > \bar{\sigma}_{\text{ts}} = -4,365 \text{ MPA} \dots (\text{CV}).$$

✚ En fibre inférieure :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{-M_{\text{min}} \cdot V'}{I} + K_1 \cdot P \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 \times V'}{I} \right) = 21,496 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{\text{ci}} = 23,076 \text{ MPA} (\text{CV}).$$

VIII .2.4.1. En exploitation (section avec hourdis) :

Avec $K_1 = 0,7$ (pertes totales estimées à 30%)

✚ En fibre supérieure

$$\sigma_{\text{sup}} = k \cdot \frac{p_0}{B} + \frac{M_{\text{max}} \cdot V}{I} - K \cdot \frac{P_0 \times e_p}{I} \cdot V \leq? \bar{\sigma}_M$$

$$M_{\text{max}} = 727,214 \text{ t.m}$$

$$e_0 = -(V' - d) = -(131,24 - 7) \Rightarrow e_0 = -124,24 \text{ cm}.$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{max}} V}{I} + K_1 P \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \times V}{I} \right) = 7,204 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_c = 23,076 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

✚ En fibre inférieure

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

$$\sigma_{\text{inf}} = 8,041 \text{ MPA} > -3,3 \text{ MPA} \dots \text{C.V}$$

VIII .3-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 suivante :

- L'entraxe minimal **D** à prévoir entre les armatures ne doit pas être inférieure à 3d

Avec $d = 1,52 \text{ cm}$ pour un toron de 7 fils standards ($A_p = 139 \text{ mm}^2$)

$$D \geq 3 \cdot d = 3 \times 1,5 = 4,50 \text{ cm}, \text{ on prend } D = 5 \text{ cm}$$

- Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche, ne doit pas être inférieure à : $D' \geq 2,5 \cdot d = 2,5 \times 1,50 = 3,75 \text{ cm}$, on prend $D' = 7 \text{ cm}$.

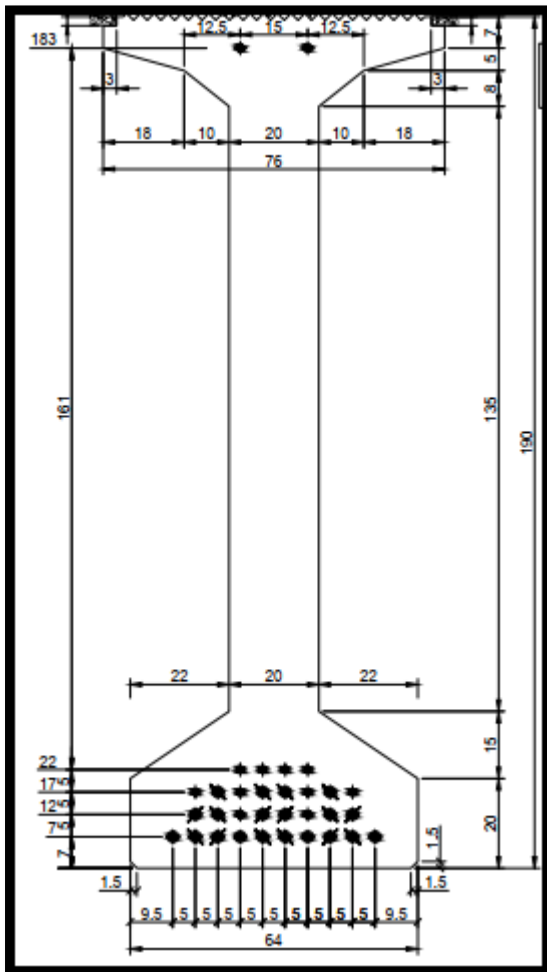


Table de compression
2 Torons T 15

Talon
32 Torons T 15

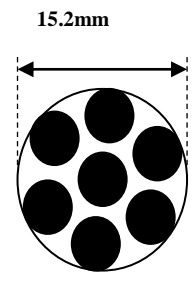


Figure VIII 2: toron de 7 fils

Figure VIII 3: Disposition des torons

VIII 3.1- Caractéristiques géométriques de la section sans hourdis :

La présence des torons change les caractéristiques géométriques de la poutre :

Nombre des câbles	10	8	8	4	2	32
Distance/R base (cm)	10×7	8×12	8×17	4 × 22	2 × 183	756

Table VIII 2: Les centres de gravité des armatures actives

$$v' = \frac{\sum(A_i \times Y_{Gi})}{A_i} = \frac{756 A_i}{32 \cdot A_i} = 23,625 \text{ cm}$$

Désignation	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)	S(Δ) (cm ³)
Câbles	44,48	176515,14	166,375	23,625	/	/	1050,84

Table VIII 3: Les Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire sans hourdis

Désignation	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)	S(Δ) (cm ³)
Section nette	5615,52	24071164,26	101,64	88,36	4262,85126	47,72%	496235,26

Table VIII 4: Les Caractéristique de la section intermédiaire (nette) sans hourdis

	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ (cm ³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	5660	24247679,4	102,139	87,861	497286,1	47,74	190
Câbles	44,48	176515,14	166,375	23,625	1050,84	/	/
Nette	5615,52	24071164,26	101,64	88,36	496235,26	47,72	190
Homogène	5831,6928	24929027,84	104,13	85,87	501342,34	47,81	190

Table VIII 5: Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire homogène sans hourdis

$$B_h = B_{nette} + B_{acier} \times n \quad \text{avec : } n = \frac{E_p}{E_{vj}} \quad , \quad n = \frac{190000}{11000^3 \sqrt{f_{c28}}} = 4,86$$

$$S/\Delta_h = S/\Delta_{nette} + S/\Delta_{acier} \times n$$

$$IG_h = IG_{nette} + IG_{acier} \times n$$

VIII 3.2-Caractéristiques de la poutre intermédiaire avec hourdis

Désignation	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)	S(Δ) (cm ³)
Câbles	44,48	176515,14	166,375	23,625	/	/	1050,84

Table VIII 6: Les Caractéristique des câbles de la poutre intermédiaire avec hourdis

	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	v (cm)	v' (cm)	S/Δ(cm ³)	ρ(%)	h (cm)
Brute	9180	52170839.7	80,75	131,24	1204806.1	53,62	212
Câbles	44,48	176515,14	166,375	23,625	1050,84	/	/
Nette	9135,52	51994324,56	80,30	130,49	1203755,26	53,96	212
Homogène	9351,69	52852188,14	86,53	125,47	1208862,34	54,34	212

Table VIII 7: Les caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire homogène avec hourdis

VIII.3.3-Caractéristiques des sections :

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

$$e_{p0} = v_{cable} - v_{homogène}$$

section a mi travée					
A _p = 44,48cm ² (Tous les torons sont actifs.)					
sans hourdis			Avec hourdis		
V câble	V homogène	e _{p0}	V câble	V homogène	e _{p0}
166,375	104,13	62,24	166,375	86,53	79,84

Table VIII 8: excentricité des câbles.

✚ Le noyau central

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

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

$$C' = \frac{I}{B.V} = \frac{24247679,4}{5660 \times 102,139} = 41,943 \text{ cm.}$$

$$C = \frac{I}{B \cdot V'} = \frac{24247679,4}{5660 \times 87,861} = 48,75 \text{ cm.}$$

✚ 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.

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

$$\sup \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{+3,3 \times 24247679,4}{694,26 \times 10^2 \times 102,39} \right] - 41,943 \\ - \left[\frac{27 \times 24247679,4}{694,26 \times 10^2 \times 87,861} \right] + 48,75 \end{array} \right\} \leq e_c \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} \left[\frac{27 \times 24247679,4}{694,26 \times 10^2 \times 102,39} \right] - 41,943 \\ \left[\frac{-3,3 \times 24247679,4}{694,26 \times 10^2 \times 87,861} \right] + 48,75 \end{array} \right\}$$

$$\sup \left(\begin{array}{l} -30,68 \text{ cm} \\ -58,57 \text{ cm} \end{array} \right) \leq e_c \leq \inf \left(\begin{array}{l} 50,15 \\ 35,63 \end{array} \right)$$

$$(-30,68) \leq e_c \leq (50,15)$$

VIII.4-Pertes de la précontrainte :

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

a) Les pertes instantanées

- ❖ Pertes dues au frottement.
- ❖ Par thermique (l'effet de température).
- ❖ Pertes dues au recul à l'ancrage.
- ❖ Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

b) Les pertes différées

- ❖ Pertes dues au retrait du béton.
- ❖ Pertes dues au fluage.
- ❖ Pertes dues à la relaxation des aciers.

VIII .4.1 -Calcul des pertes :

VIII .4.1.1- 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 :

$$\Delta\sigma_f = \frac{1}{100} \cdot \sigma_{P0} = \frac{1}{100} \times 1560,85 = \mathbf{15,61 \text{ MPA}}$$

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

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 tension.

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

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

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

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 190000 \times 1,2 \cdot 10^{-5} \times (75 - 22) \times (1 - 0,1) = \mathbf{108,76 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{\theta_{\max}} = 6,97\% .$$

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.

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

$$E_p = \text{module de young pour les torons T15 ;}$$

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

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_{c28} 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 propres De la poutre.

$$M_g = 216,67 \text{ t}$$

$$I_G = 24929027,84 \text{ cm}^4$$

$$B = 5831,6928 \text{ cm}^2$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = 4274,749 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bj} = \frac{-216,67 \times 62,24}{24929027,84} \times 10^4 + \frac{(1560,85 - 8,407 \cdot 10^{-2} \times 1560,85)}{5831,6928} \times \left(1 + \frac{62,24^2}{4274,749} \right) 44,48$$

$$\sigma_{bj} = \mathbf{15,37 \text{ MPA.}}$$

$$f_{c14} = 38,462 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bj} \leq 0,5 f_{c14} = 19,23 \text{ MPA}$$

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

$$E_{i14} = 37130,99 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left(\frac{15,37}{37130,99} \right) = 78,64 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{78,64 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{5,022 \%}.$$

Totale des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	15,61	108,76	1,90	78,64	204,91
%	1	6,97	0,12	5,022	13,112

Table VIII 9: Les pertes instantanées à X=0,5L.

b. les pertes différées

b.1 Pertes dues aux retrais du béton

Elles ont pour expression :

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

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

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

$$t = 1000h = 42 \text{ jours}$$

$$B = 5660 \text{ cm}^2$$

$$P = 580,22 \text{ cm}$$

$$r_m = \frac{\text{airedelasection}}{\text{périmèredelasection}}$$

$$r_m = 9,754 \text{ cm}$$

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.

$$S_s = \frac{44,48}{5660} = 0,0078.$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20 \times 0,0078} = 0,865 .$$

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)} \right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_0 = 2,029 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,865 \times 2,029 \cdot 10^{-4} = 1,755 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = 1,755 \cdot 10^{-4}.$$

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot K_s \cdot \varepsilon_0 \cdot [r(t_{i+1}) - r(t_i)].$$

$$t_i = 0.$$

$$t_{i+1} = 1000h = 42 \text{ jours.}$$

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m} = \frac{42}{42 + 9 \times 9,754} = 0,323.$$

$$r(t) = \mathbf{0,323}.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,755 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,323) = 22,574 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{22,574 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,44 \text{ \%} .$$

2 Pertes par fluage

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps.

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

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.

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{avec} \quad \sigma_i < 0.5 f_{c28} .$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}} \right) \times (1 + k_i) \quad \text{avec} \quad 0.5 f_{c28} < \sigma_i < 0.66 f_{c28} .$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}} \right) - 0.5 \right]^2 .$$

b.2.1 Étape de préfabrication et stockage

Le moment agissant est le moment isostatique du au poids propre de la poutre seule.

$$M_p = 216,67 \text{ t.m}$$

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.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}} = \frac{\sqrt{28 - 0}}{\sqrt{28 - 0} + 5\sqrt{9,754}}$$

$$f(t) = 0,253 .$$

$$k_{fl} = k_s [k_e + k_c \cdot k(t)] .$$

$k_s = 0,865$ qu'on a calculé dans les pertes dues au retrait.

$$k_e = 0.4 .$$

$$k_c = \frac{120 - \rho_n}{30} + (2/3) \times \frac{100 - \rho_n}{20 + r_m} .$$

ρ : le taux d'humidité.

Pour la zone de notre projet on prend : $\rho_n = 70\%$

$$k_c = \frac{120 - 70}{30} + \left(\frac{2}{3} \right) \times \frac{100 - 70}{20 + 9,754} = 2,338 .$$

$$k_C = 2,338.$$

$$k(t) = \frac{100}{100 + t}$$

$$k(t) = 1.$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = k_S \cdot [k_e + k_C \cdot k(t)]$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 0,865 \times (0,4 + 2,338 \times 1)$$

$$\Rightarrow k_{fl}(t) = 2,36.$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{i28} = 39125,826 \text{ MPA}.$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{p0}) \times n \cdot A_p.$$

$$P = (1560,85 - (204,91 + 22,574)) \times 10^{-4} \times 32 \times 139 = 593,081 \text{ t}.$$

$$P = 593,081 \text{ t}.$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

σ_i : étant la contrainte au niveau du CDG des armatures et poids propre de la poutre.

$$B_{\text{homogène}} = 5831,6928 \text{ cm}^2$$

$$I_{G \text{ homogène}} = 24929027,84 \text{ cm}^4$$

$$M_g = 216,67 \text{ t.m}$$

$$e_0 = 62,24 \text{ cm}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_g \cdot e_0}{I} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{593,081}{5831,6928} \cdot 100 - \frac{216,67 \times 62,24}{24929027,84} \cdot 10^4 + \frac{593,081 \times 62,24^2}{24929027,84} \cdot 100 = 13,97$$

$$\sigma_i = 13,97 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_i < 0,5 \cdot f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}.$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{13,97}{39125,826} = 3,57 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 3,57 \cdot 10^{-4} \times 2,36 \times 0,253 = 2,13 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{fl}(t) = 2,13 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{flu}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,13 \cdot 10^{-4} = 40,47 \text{ MPA}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 40,47 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 3,64 \text{ \%}$$

2 Étape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires

Le moment agissant $M_{cp} = 401,494 \text{ t.m}$

Le temps varie de 28 j à 90 j.

$$f(t) = \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + 5\sqrt{r_m}}$$

$$f(t) = \frac{\sqrt{90 - 28}}{\sqrt{90 - 28} + 5\sqrt{9,754}}$$

$$f(t) = 0,335$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,335 - 0,253 = 0,082$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,082$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}) \times n \cdot A_p$$

$$P = (1560,85 - (227,484 + 40,47)) \times 32 \times 1,39 = 575,08 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I} - \frac{M_{cp} \cdot e_0}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{575,08}{5831,6928} \cdot 100 + \frac{575,08 \times 62,24^2}{24929027,84} \cdot 100 - \frac{401,494 \times 62,24}{24929027,84} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 8,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = 8,77 \text{ MPA} < 0,5f_{c28} = 22,5 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{8,77}{39125,826} = 2,24 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 2,24 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl} \cdot f(t - t_1)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 190000 \times 2,24 \times 10^{-4} \times 0,082 \times 2,36 = 8,23 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{8,23 \text{MPa}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 0,49\%$$

b.2.3 Etude de réalisation et service

Le moment agissant $M_M = 727,214 \text{ t.m}$

Le temps varie entre 90 j à ∞ .

$$f(t) = 1$$

$$\Delta f(t - t_1) = 1 - 0,335 = 0,665$$

$$\Delta f(t - t_1) = 0,665$$

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M_M \cdot e}{I}$$

$$P = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i) \times n A_p$$

$$\Delta\sigma_i = \mathbf{(8,23 + 227,484 + 40,47) = 276,184 \text{MPa}}$$

$$\mathbf{P = 571,41 \text{ t}}$$

$$\mathbf{B \text{ homogène} = 9351,69 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{I \text{ homogène} = 52852188,14 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma_i = \frac{571,41}{9351,69} \cdot 100 + \frac{571,41 \times 79,84^2}{52852188,14} \cdot 100 - \frac{727,214 \times 79,84}{52852188,14} \cdot 10^4$$

$$\sigma_i = 2,020 \text{MPa}$$

$$\sigma_i = 2,020 \text{MPa} < 0,5f_{c28} = 22,5 \text{MPa}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} = \frac{2,020}{39125,826} = 5,16 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{ic1} = 5,16 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{ic1} \cdot k_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$= 190000 \times 5,16 \cdot 10^{-4} \times 2,36 \times 0,082 = 18,97$$

$$\Delta\sigma_{fl} = \mathbf{18,97 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,20 \%$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = 40,47 + 8,23 + 18,97 = \mathbf{67,67 \text{ MPA}}$$

$$\Delta\sigma_{fl \text{ TOT}} = \mathbf{4,32\%}$$

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.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 204,91 = 1355,94$$

$$\sigma_{pi} = \mathbf{1355,94 \text{ MPA}}$$

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

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - u_0 \right) \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1355,94}{1860} - 0,43 \right) \times 1355,94 \times 2,5 = 60,81 \text{ MPA}$$

➤ **Pertes différées totales**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = \mathbf{50,67 \text{ MPA}} \quad \left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = 3,14 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_{\xi}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	22,574	67,67	50,67	140,914

%	1,44	4,32	3,14	8,9
---	------	------	------	-----

Table VIII 10 : 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	204,91	140,914	345,824
%	13,112	8,9	22,012

Table VIII 11: Les pertes totales à X=0,5L.

VIII .4.1.2-Calcul des pertes à l'about (0,00 L)

a. Les pertes instantanées :

Ce 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

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

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

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

$M_g = 0$ (Sur appuis).

σ_{pi} : Contrainte de 20 câbles.

M_g	I	e_p	σ_{p0}	$\Delta\sigma_{pi}$	B	i^2	A_p	σ_{bj}
0	24929027,84	62,21	1560,85	0,084	5831,6928	4274,749	27,80	14,174

Table VIII 12: la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte

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

$$\sigma_{bj} = 14,174 \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPA}$$

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

$\Delta\sigma_f$	f_{c14}	E_{i14}	E_p	σ_{bj}	$\Delta\sigma_{rac}$	%
15,6085	38,462	37130,999	190000	14,174	72,52	4,64

Table VIII 13: perte par raccourcissement élastique du béton lors de la détention

$$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} \right) = 190000 \times \left(\frac{14,174}{37130,999} \right) = 72,52 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = \mathbf{72,52 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_{rac} = 4,64 \text{ \%}.$$

Totale des pertes instantanées

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{\theta_{max}} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{rac}.$$

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	15,608	108,756	1,9	72,52	198,78
%	1	6,967	0.12	4,64	12,605

Table VIII 14: Les pertes instantanées à X=0,00L.

b. les pertes différées

b .1. Pertes dues au retrait du béton

$$\Delta\sigma_{ret} = \epsilon_r \cdot [1 - r(t)] \cdot E_p$$

$$t = 1000h = 42 \text{ jours}$$

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

B (cm ²)	P (cm)	t	r _m (cm)	A _s (cm ²)	S _s	K _s	ϵ_0	ϵ_r	r(t)	$\Delta\sigma_r$
5660	580,22	42	9,754	27,8	4,911. 10 ⁻³	0,86 5	2,029.10 ⁻⁴	1,755.10 ⁻⁴	0,323	22,57

Table VIII 15: Les Pertes dues aux retrais du béton à X=0,00L.

$$\varepsilon_0 = (100 - 70) \times \left(6 + \frac{30}{10 + (3 \cdot r_m)}\right) \cdot 10^{-6}.$$

$$\varepsilon_r = k_s \cdot \varepsilon_0 = 0,865 \times 2,029 \cdot 10^{-4} = 1,755 \cdot 10^{-4}.$$

$$\varepsilon_r = 1,755 \cdot 10^{-4}.$$

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,755 \cdot 10^{-4} \times (1 - 0,323) = 22,57 \text{ MPA}.$$

$$\Delta\sigma_r = 22,57 \text{ MPA}.$$

$$\Delta\sigma_r = 1,44 \text{ \%}.$$

b.2. Pertes par fluage

$$\Delta\sigma_{fli} = E_p \cdot \Delta\varepsilon_{fli}$$

$$\Delta\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) \cdot f(t - t_1)$$

$$\varepsilon_{ic1} = \frac{\sigma_i}{E_{i28}} \quad \text{si } \sigma_i < 0,5 f_{c28}$$

$$\varepsilon_{ic1} = \left(\frac{\sigma_i}{E_{i28}}\right) \times (1 + k_i) \quad \text{si } 0,5 f_{c28} < \sigma_i < 0,66 f_{c28}.$$

$$k_i = 4 \times \left[\left(\frac{\sigma_i}{f_{c28}}\right) - 0,5\right]^2$$

Étape de préfabrication et stockage Le temps varie de 0 j à 28 j.		Étape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires Le temps varie de 28 j à 90 j.		Étude de réalisation et service Le temps varie entre 90 j à ∞.	
f(t)	0,253	f(t)	0,335	f(t)	1
K _s	0,865	Δf(t-t ₁)	0,082	Δf(t-t ₁)	0,664
K _e	0,4	E _{i28}	39125,826	E _{i28}	39125,826
P	70	B	5831,6928	p	349,25
K _c	2,338	M _g	0	B	9351,69
K(t)	1	I	24929027,84	M _g	0
K _{fli}	2,493	e ₀	62,24	I	52852188,14

E_{i28}	39125,826	P	362,60	e_0	79,84
P	372,38	σ_i	11,84	σ_i	7,94
B	5831,6928	ϵ_{ic1}	0,0003026	ϵ_{ic1}	0,000202
M_g	0	$\Delta\sigma_{fl}$	15,79	$\Delta\sigma_{fl}$	25,60
I	24929027,84	%	1,01	%	1,64
e_0	62,24	<div style="background-color: #ffff00; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">$\Delta\sigma_{fttotal} = 35,16 + 15,79 + 25,60 = 76,55 \text{ MPA}$</div> <div style="background-color: #add8e6; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">$\Delta\sigma_{fttotal} = 4,9 \%$</div>			
σ_i	11,48				
ϵ_{ic1}	0,0002934				
ϵ_{fi}	0,0001850				
$\Delta\sigma_{fl}$	35,16				
%	2,25				

Table VIII 16: Pertes par fluage à X=0,00L.

$$\sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0^2}{I}$$

$$\sigma_i < 0,5 \cdot f_{c28} = 22,5 \text{ MPa.}$$

. 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.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 198,78 = \mathbf{1362,07MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \text{ pour les aciers TBR}$$

σ_0 (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	σ_{pi} (MPa)	F_{prg} (MPa)	u_0	ρ_{1000}	$\Delta\sigma_\xi$	(5/6) $\Delta\sigma_\xi$ (MPa)	%
1560,85	198,78	1362,07	1860	0,43	2,5	61,76	51,46	3,28

Table VIII 17 : Pertes par relaxation des aciers à X=0,00L.

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 51,46 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right)\Delta\sigma_\xi = 3,28 \%$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	22,57	76,55	51,46	150,58
%	1,44	4,9	3,28	9,62

Table VIII 18: des pertes différées 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	198,78	150,58	349,36
%	12,60	9,62	22,22

Table VIII 19: Les pertes totales à X=0,00L.

VIII.4.1.3.-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 raccourcissement élastique du béton lors de la détention

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

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

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

M_g (t.m)	I (cm ⁴)	e_p (cm)	σ_{p0} (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	B (cm ²)	i^2	A_p (cm ²)	σ_{bj} (MPa)
301,12	24929027,84	62,24	1560,85	0,08407	5831,6928	4274,74	44,48	20,653

$\sigma_{bj} = 20,653 \text{ MPA.}$

$\sigma_{bj} = 20,653 \leq 0,5f_{c14} = 19,23 \text{ MPA}$

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

$\Delta\sigma_{rac} = E_p \times \left(\frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}}\right)$

$\Delta\sigma_f$	f_{c14}	E_{i14}	E_p	σ_{bj}	$\Delta\sigma_{rac}$	%
15,6085	38,462	37130,999	190000	20,653	105,68	6,75

Totale des pertes instantanées :

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

	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	15,608	108,756	1,9	105,68	231,944
%	1	6,967	0,12	6,75	14,83

Table VIII 20: Les pertes instantanées à X=0,25L.

b. Les pertes différées

b.1. pertes dues aux retrais du béton

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

$t = 1000h = 42 \text{ jours}$

B (cm ²)	P (cm)	r _m (cm)	A _s (cm ²)	S _s	K _s	ε ₀	ε _r	r(t)	Δσ _r
5660	580,22	9,754	44,48	7,858. 10 ⁻³	0,865	2,01.10 ⁻⁴	1,747.10 ⁻⁴	0,32	22,57

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 1,747.10^{-4} \times (1 - 0,32) = 22,57 \text{ MPA.}$$

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{22,57 \text{ MPA.}}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,44 \text{ \%}.$$

. Pertes par fluage

Etape de préfabrication et stockage Le temps varie de 0 j à 28 j.		Etape de mise en place des poutres et réalisation des éléments secondaires Le temps varie de 28 j à 90 j.		Etude de réalisation et service Le temps varie entre 90 j à ∞.	
f(t)	0,243	f(t)	0,323	f(t)	1
K _s	0,856	Δf(t-t ₁)	0,0802	Δf(t-t ₁)	0,665
K _e	0,4	E _{i28}	39125,82635	E _{i28}	39125,82635
P	70	B	5831,6928	p	559,838
K _c	2,338	M _g	301,12	B	9351,69
K(t)	1	I	24929027,84	M _g	727,214
K _{fl}	2,336	e ₀	62,24	I	52852188,14
E _{i28}	39125,82635	P	564,41	e ₀	79,84
P	581,058	σ _i	10,93	σ _i	1,85
B	5831,6928	ε _{ic1}	0,00027935	ε _{ic1}	0,0004728
M _g	216,67	Δσ _{fl}	10,29	Δσ _{fl}	13,93
I	24929027,84	%	0,66	%	0,89
e ₀	62,24				
σ _i	13,58				

ε_{icl}	0,000347	$\Delta\sigma_{fttotal} = 37,42 + 10,29 + 13,93 = 61,64 \text{ MPA}$
ε_{fli}	0,0001969	
$\Delta\sigma_{fl}$	37,42	$\Delta\sigma_{fttotal} = 3,95 \%$
%	2,40	

Table VIII 21 : Pertes par fluage à X=0,25L.

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.

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{pi} = 1560,85 - 231,944 = \mathbf{1328,91MPA}$$

$$u_0 = 0,43 \quad \text{pour les aciers TBR}$$

$\sigma_0(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{pi}(\text{MPa})$	$\sigma_{pi}(\text{MPa})$	$F_{prg}(\text{MPa})$	u_0	ρ_{1000}	$\Delta\sigma_{\xi}$	$(5/6)\Delta\sigma_{\xi}(\text{MPa})$	%
1560,85	231,944	1328,91	1860	0,43	2,5	56,704	47,25	3,01

$$\Delta\sigma_{\xi} = \frac{6}{100} \left(\frac{1328,91}{1860} - 0,43 \right) \times 1328,91 \times 2,5 = 56,704 \text{ MPA}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = \mathbf{47,25 \text{ MPA}}$$

$$\left(\frac{5}{6}\right) \Delta\sigma_{\xi} = \mathbf{3,01 \%}$$

	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPA	22,57	61,64	47,25	131,46
%	1,44	3,95	3,01	8,40

Table VIII 22: des 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	105,68	131,46	237,14
%	6,75	8,40	15,15

Table VIII 23: Les pertes totales à X=0,25L.

✚ **Pourcentage des pertes totales**

$$\% \text{des pertes} = \frac{\Delta\sigma_{piTOTAL}}{\sigma_{P_0}} \times 10$$

σ_{P_0} : Tension à l'origine. $\sigma_{P_0}=1560,85$ MPA

Abscisse(m)	Section	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_{\theta_{max}}$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_{rac}$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\xi$	$\Delta\sigma_{total}$
0	0L	15,608	108,756	1,9	72,52	22,57	76,55	51,46	349,364
	%	1	6,96	0,12	4,64	1,44	4,9	3,28	22,34
9	0,25L	15,608	108,756	1,9	105,68	22,57	61,64	47,25	363,404
	%	1	6,96	0,12	6,75	1,44	3,95	3,01	23,23
18	0,5L	15,608	108,756	1,9	78,64	22,574	68,59	50,67	345,824
	%	1	6,96	0,12	5,022	1,44	4,38	3,14	22,012

Table VIII 24: Les pertes totales dans les différentes sections.

Conclusion

Nous remarquons que le pourcentage des pertes à $x=0,25L$ (23,23% 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.

VIII .5. Vérification des contraintes :

VIII.5.1. 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 qui 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 construction** : 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 construction

✓ **Poutre isostatique soumise à son poids propre**

$$M_p = 216,67 \text{ t.m}$$

On note que durant le transport des poutres, et en cas de mouvements et balancement, les règlements du **BP**EL donnent des coefficients de majoration, dans le cas présent :

Le coefficient = 30 %

$$M(x) = 216,67 \times 0,3 + 216,67 = 281,67 \text{ t.m}$$

A mi travée : sans hourdis.

$$P_0 = 694,26t$$

$$\Delta p_0 = 95,65 t$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = \mathbf{631,62 t}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = \mathbf{565,59 t}$$

$$P_{\text{moy}} = \mathbf{598,60 t}$$

Caractéristique de la section homogène de la section intermédiaire :

$$B = 5831,6928 \text{ cm}^2,$$

$$V = 104,13 \text{ cm}.$$

$$V' = 85,87 \text{ cm}.$$

$$I = 24929027,84 \text{ cm}^4 \quad 10,69+13,37-9,70$$

$$e_0 = 62,24 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 10,83 - 16,42 + 11,76 = \mathbf{6,17 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 10,83 + 13,54 - 9,70 = \mathbf{14,67 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 9,69 - 14,70 + 11,76 = \mathbf{6,75 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 9,69 + 12,12 - 9,70 = \mathbf{12,11 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -4,365 \text{ MPA} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,91 \text{ MPA} < \sigma_i < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

b. En service

- **A mi travée :** avec hourdis, on a procédé dans ce cas avec un chargement de type D_{240} .

$$p_0 = 694,26 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 154,22$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = \mathbf{584,76 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta p_0$$

$$p_2 = \mathbf{495,31 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 540,035 \text{ t}$$

Caractéristiques de la section :

$$B = 9351,69 \text{ cm}^2$$

$$V = 86,53 \text{ cm}$$

$$V' = 125,47 \text{ cm}$$

$$I = 52852188,14 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 79,84 \text{ cm}$$

$$M_{\text{Max}} = 727,214 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,25 - 7,64 + 11,90 = \mathbf{10,51 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,25 + 11,08 - 17,26 = \mathbf{0,07 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 5,29 - 6,47 + 11,90 = \mathbf{10,72 \text{ MPA}}$$

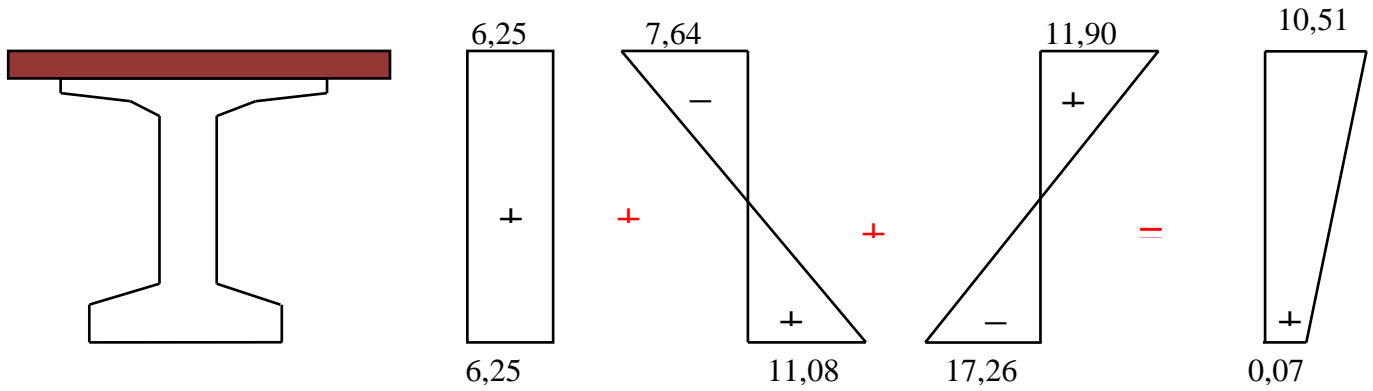
$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 5,29 + 9,83 - 17,26 = \mathbf{-2,14 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

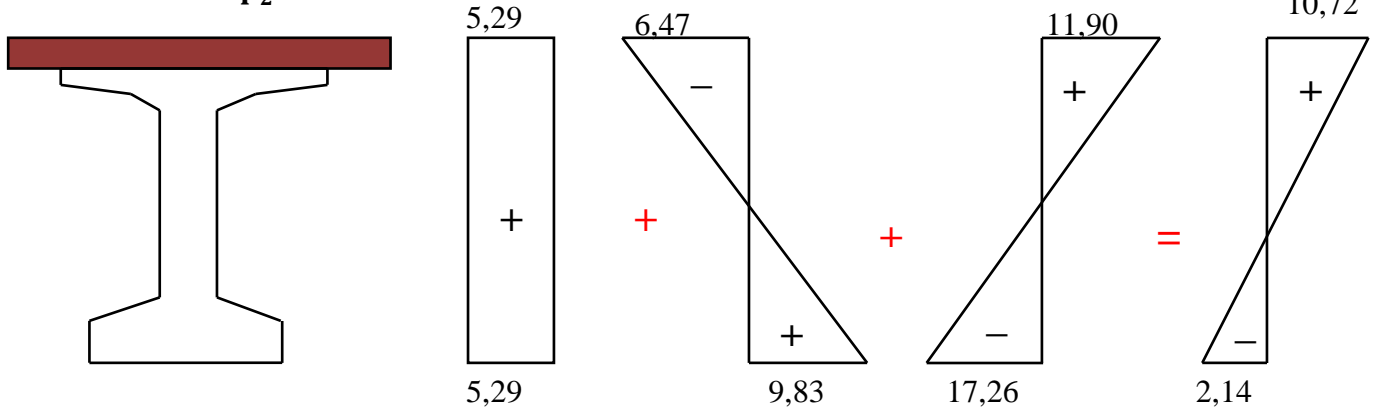
$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_i < 23,076 \text{ MPA} \dots C V$$

✓ **Diagramme des contraintes pour les différents cas**

- **Pour p_1**



▪ Pour p_2 :



VIII.5.2. Pour ($X=0,25 L$) :

Sans hourdis ($p_0 = 694,26 t$, $\Delta p_0 = 47,006 t$)			Avec hourdis ($p_0 = 694,26 t$, $\Delta p_0 = 161,64t$)		
σ_{sup}		σ_{inf}	σ_{sup}		σ_{inf}
$P_1=670,54 t$	5,82	16,16	$P_1=703,8 t$	10,23	3,59
$P_2=623,96 t$	6,23	14,36	$P_2=551,06 t$	10,59	-0,93

D'après le tableau au-dessus les contraintes sont vérifiées

Pour La Section D'about ($X=0,00L$)

a. En construction

- En about : sans hourdis.

$$M = 0 t.m$$

$$p_0 = 433,916 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 55,26 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = \mathbf{398,38 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = \mathbf{358,92 \text{ t}}$$

$$p_{\text{moy}} = 378,65 \text{ t}$$

Caractéristique de la section :

$$B = 5831,6928 \text{ cm}^2,$$

$$V = 104,13 \text{ cm}.$$

$$V' = 85,87 \text{ cm}.$$

$$I = 24929027,84 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 62,24 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,83 - 10,35 + 0 = \mathbf{-3,52 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,83 + 8,54 + 0 = \mathbf{15,37 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 6,15 - 9,33 + 0 = \mathbf{-3,18 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 6,15 + 7,69 + 0 = \mathbf{13,84 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots \mathbf{CNVcv}$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_i < 17,949 \text{ MPA} \dots \mathbf{CNVcv}$$

b. En service

- **En about** : avec hourdis.

$$M = 0 \text{ t.m}$$

$$p_0 = 433,916 \text{ t}$$

$$\Delta p_0 = 97,12 \text{ t}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0$$

$$p_1 = \mathbf{364,89 \text{ t}}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2\Delta \cdot p_0$$

$$p_2 = 308,69 \text{ t}$$

$$p_{\text{moy}} = 336,79 \text{ t}$$

Caractéristiques de la section :

$$B = 9351,69 \text{ cm}^2$$

$$V = 86,53 \text{ cm}$$

$$V' = 125,47 \text{ cm}$$

$$I = 52852188,14 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = 79,84 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_1}{B} - \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,90 - 4,76 + 0 = -0,86 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_1}{B} + \frac{p_1 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,90 + 6,91 + 0 = 10,81 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{p_2}{B} - \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M \cdot V}{I} = 3,30 - 4,03 + 0 = -0,73 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{p_2}{B} + \frac{p_2 \cdot e_0 \cdot V'}{I} - \frac{M \cdot V'}{I} = 3,30 + 5,85 + 0 = 12,15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{ts}} < \sigma_s < \sigma_{\text{cs}} \Rightarrow -3,593 \text{ MPA} < \sigma_s < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

$$\sigma_{\text{ti}} < \sigma_i < \sigma_{\text{ci}} \Rightarrow -2,395 \text{ MPA} < \sigma_i < 17,949 \text{ MPA} \dots C V$$

VIII .6.Calcul Ferrailage Passif Longitudinal :

On à deux types des armatures :

- ✓ Armatures de peau.
- ✓ Armatures dans les zones tendues.

VIII.6.1. Armatures Longitudinales De Peau :

Leurs fonctions sont de repartir les efforts de retrait différentiel et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte.

$$3 \cdot P \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\left. \begin{array}{l} 3 \cdot P \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ \\ 0.1\%B \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_s = \max$$

P : périmètre de section de la poutre.

B : section de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \times 580,22 \times 10^{-2} = 17,406 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times 5660 = 5,66 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad A_S = \max$$

$$A_S = 17,406 \text{ cm}^2$$

On adopt *des barres HA10* avec $e = 20\text{cm}$.

VIII.6.2. 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.

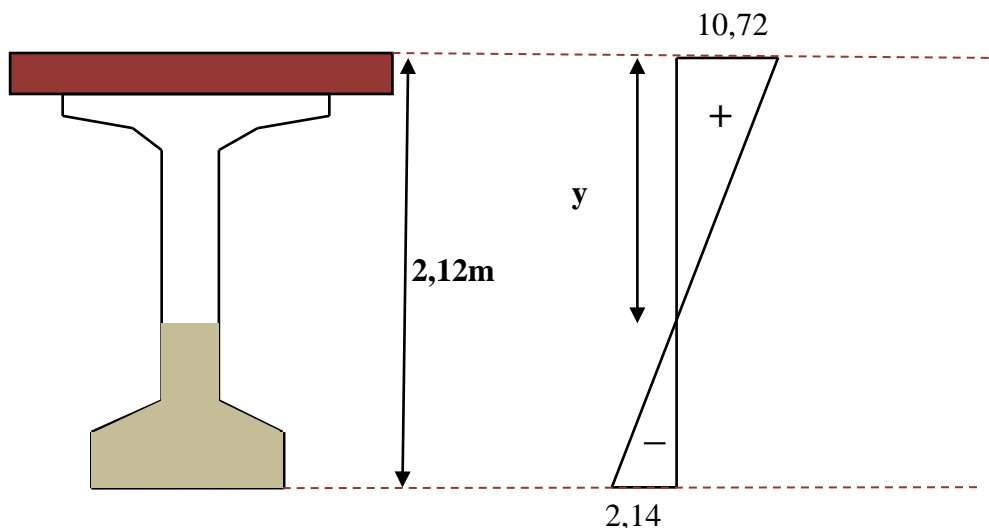
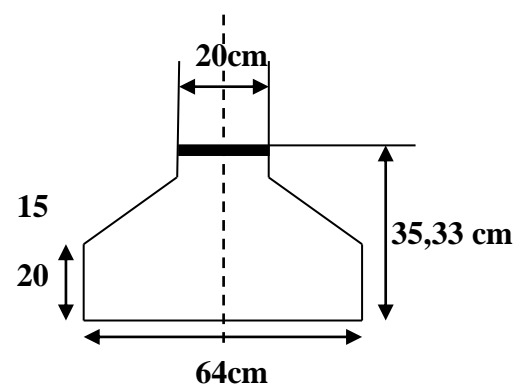


Figure VIII 4: Diagramme des contraintes normales.

$$\frac{y}{10,72} = \frac{2,12-y}{2,14} \Rightarrow y = 176,67\text{cm}$$



$$X = 212 - 176,67 = 35,33$$

$$X = 35,33 \text{ cm } 0,128+0,126$$

La zone tendue se trouve a une distance de 15,02 cm de l'axe neutre

$$B_t = (0,64 \times 0,20) + (0,64 + 0,20) \times 0,15 + 0,176 \times 0,2 = 0,289 \text{ m}^2$$

$$N_{Bt} = \frac{B_t \cdot \sigma_t}{2} = 0,289 \cdot \frac{2,14}{2} \cdot 10^2 = 30,92t$$

$$N_{Bt} = 30,92 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} \cdot f_{tj}}{f_e \cdot \sigma_{bt}} = \frac{2890}{1000} + \frac{0,3092 \cdot 10^4 \cdot 3,3}{500 \cdot 2,14}$$

$$A_s = 12,426$$

Pour les raisons constructives, nous adoptons comme section : **8HA16= 16,08 cm²**.

VIII .7. Justification aux E.L.U :

VIII.7.1. 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.

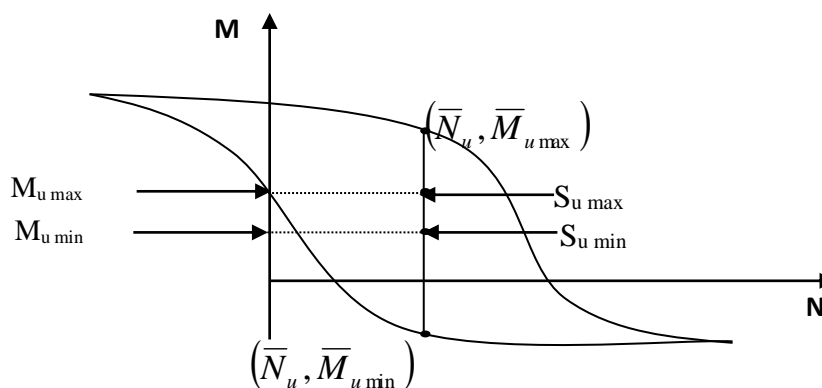


Figure VIII 5: Courbe d'interaction effort normale- moment fléchissant.

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.

VIII.7.2. Démarche à suivre :

- a. On fixe \bar{N}_U
- b. On détermine les deux moments résistant ultimes ($M_{U_{min}}, M_{U_{max}}$) correspondants à nN_U
- c. On procède à la justification sur le moment nN_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 $M_{U_{min}} \leq \bar{M}_{U_{max}}$

VIII.7.3. Les sollicitations à L'E.L.U

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

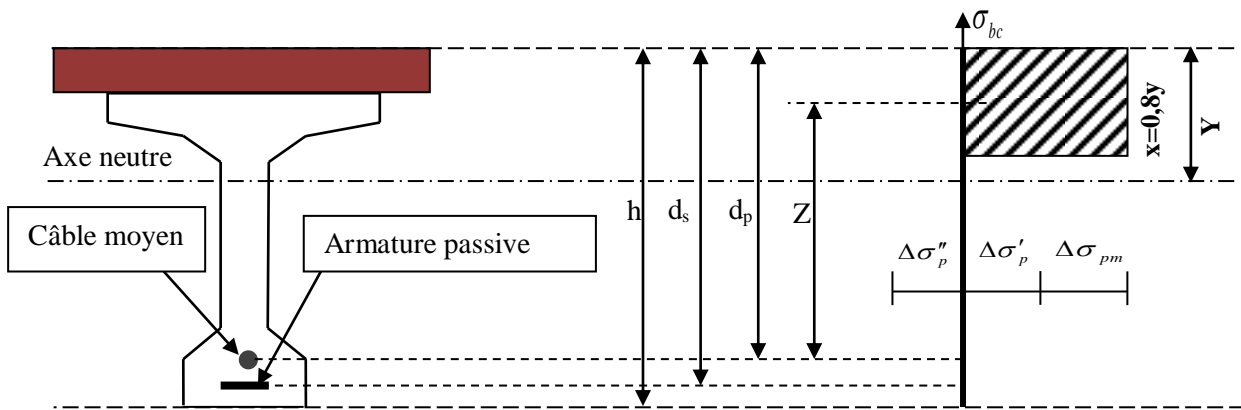


Figure 6: Diagramme de la contrainte à L'ELU

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.

VIII.7.4. 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 :

$$\frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_p} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \dots \dots \dots (4)$$

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).

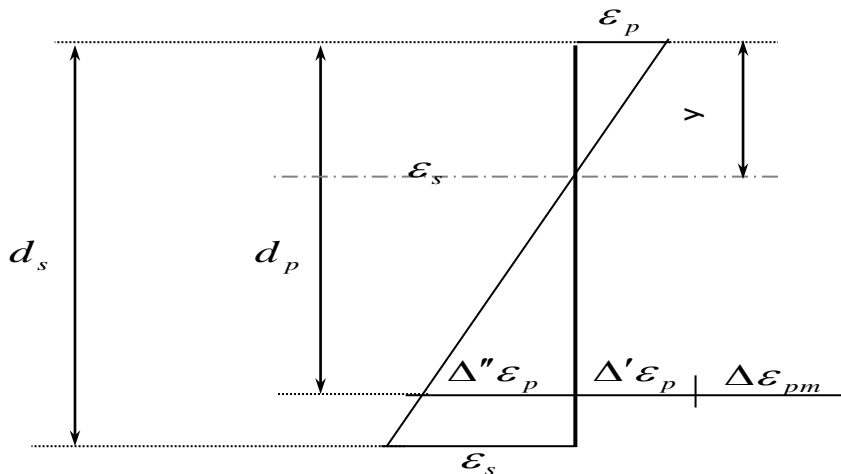


Figure 7: Diagramme des déformations et des contraintes à L'E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

VIII.7.5. Equations traduisant le comportement de l'acier :

- pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g \cdot \epsilon_s \dots \dots \dots (5)$$

- pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta\sigma_p = f \cdot \epsilon_{mp} + \Delta'\epsilon_p + \Delta''\epsilon_p - f(\epsilon_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

(g et f sont des fonctions du type de l'acier utilisé).

Nous constatons la présence de 7 inconnues :

$$\Delta\sigma_p, \sigma_s, y, \Delta''\varepsilon_p, \varepsilon_p, \varepsilon_s, \bar{M}_U.$$

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).

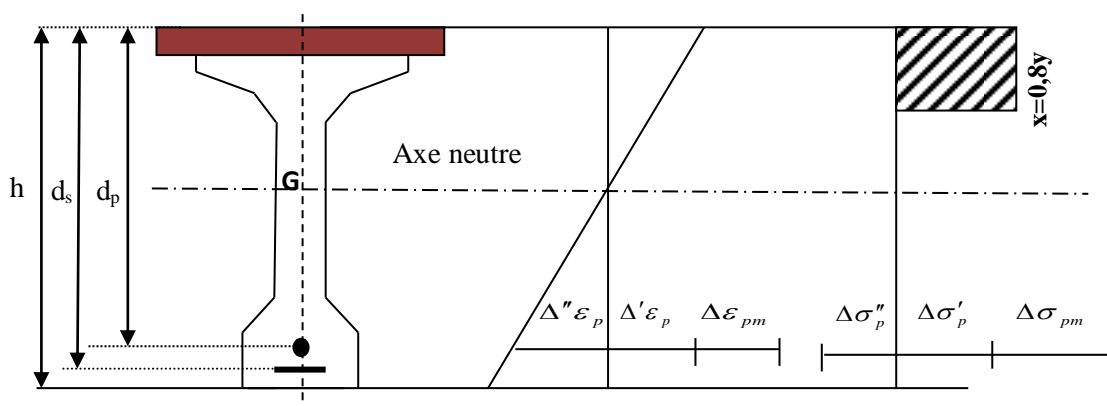
Nous avons dans (1) :
$$N_{Ul} = \mathbf{B}(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_P \Delta\sigma_P - A_S \Delta\sigma_S = \bar{N}_U$$

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 (mm ²)	A_s (cm ²)	M_{\min} (t. m)	M_{\max} (t. m)
212	-79,84	208,5	205	139	12,42	542,01	981,731

Donc : $N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \cdot n \cdot A_p$

$$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 363,404) \cdot n \cdot A_p$$

$$\Rightarrow N_U = (1560,85 - 363,404) \cdot 32 \times 1,39 \cdot 10^2 = 532,62 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \text{Dans (1) : } N_U = B(x) \times \frac{0,85 \times 45}{1,5 \times 1} \cdot 10^3 - 139 \cdot \Delta\sigma_p - 339 \cdot \sigma_s$$

$$532,62 = B(x) \times 25,3 \cdot 10^3 - 139 \times \Delta\sigma_p - 339 \times \sigma_s$$

$$\text{Dans (2) : } \bar{M}_{U_{\max}} = B(x) \times 25,3 \times Z + 339 \times (35) \times \sigma_s$$

✓ **Équations liées le l'hypothèse des sections planes**

$$\text{De (3) : } \frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_p} = \frac{205 - y}{y} = \frac{164}{x} - 1$$

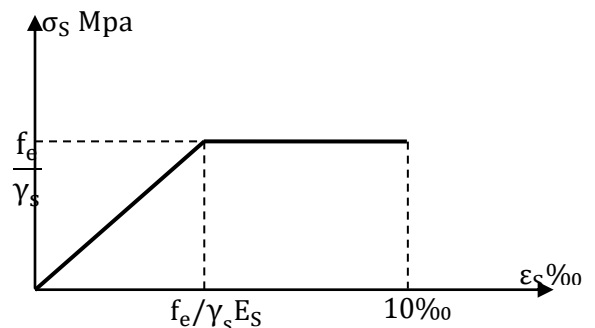
$$\text{De (4) : } \frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \times d_s}{x} = \frac{0,8 \times 208,5}{x} - 1 = \frac{166,8}{x} - 1$$

✓ **Équation traduisant le comportement des aciers**

▪ **Armatures passives (F_eE500)**

$$\epsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

$$\epsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



▪ **Armature actives (torons)**

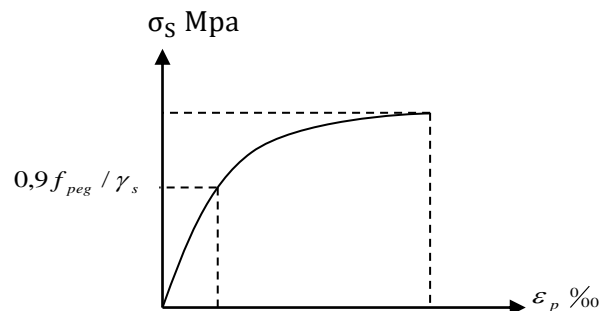
$$\sigma_p > \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$

$$0 \leq \sigma_p \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} \Rightarrow \epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s} = 1285,826 \text{ MPA}$$

$$\text{donc : } \Delta\sigma_p = \sigma_p (\epsilon_{pm} + \Delta\epsilon'_p + \Delta''\epsilon_p) - \sigma_p (\epsilon_{pm})$$

$$\text{Avec : } \sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) = 1197,446 \text{ MPA}$$



La contrainte probable dans les armatures actives (torons), à ouvrage en service vide :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1197,446}{190000} = 6,30 \cdot 10^{-3}$$

Les contraintes du béton en service à vide au niveau des armatures actives, (En prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (p_m \cdot e_p + M_{umin}) \frac{e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{532,62 \cdot 10^2}{9351,69} + (532,62 \times 10^{-2} \cdot (-79,84) + 542,01) \cdot \frac{-79,84}{52852188,14}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bpm} = 5,69 \text{ MPA}$$

La déformation dans le béton sous l'effet de $\sigma_{pm} \text{ ‰}$

$$\sigma_{bpm} = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} = \frac{E_p \cdot \sigma_{bpm}}{E_b \cdot E_p} \quad \text{avec : } \frac{E_p}{E_b} = 5$$

$$\text{Donc : } \varepsilon_{pm} = \frac{5 \times \sigma_{bpm}}{E_p} = 14,97 \cdot 10^{-5}$$

Lorsque L'ELU est atteinte :

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$$

Donc :

$$\text{De(04) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_{s-y}}{y} = \frac{10}{3,5} = \frac{208,5 - y}{y} \Rightarrow y = 54,15 \text{ cm}$$

$$\text{De(04) : } \sigma_s = 435 \text{ MPA}$$

$$\begin{aligned} \text{De(03) : } \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_p} &= \frac{208,5 - y}{y} \Rightarrow \Delta'' \varepsilon_p = \frac{5,69 \times 10^{-3} (208,5 - 54,15)}{54,15} \\ &= 16,21 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 16,21 \cdot 10^{-3}$$

De(06):

$$\Delta \sigma_p = \sigma_p \text{ pour } (16,21 \cdot 10^{-3} + 1,497 \cdot 10^{-4} + 5,69 \cdot 10^{-3}) - \sigma_p \text{ Pour } (5,69 \cdot 10^{-3})$$

$$\Delta \sigma_p = 23,397 \cdot 10^{-3} - \sigma_p \text{ Pour } (5,69 \cdot 10^{-3}).$$

Déterminations de σ_p

$$5,69.10^{-3} \leq \frac{0,9 \cdot f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_p} = 6,77.10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p$$

$$\Rightarrow \sigma_p(5,69.10^{-3}) = 1,9.10^5 \times 5,69.10^{-3}$$

$$\sigma_{p \text{ pour } (5,69.10^{-3})} = 1081,1 \text{MPA.}$$

$$16,21.10^{-3} > 6,77.10^{-3} \Rightarrow \sigma_{p \text{ pour } (16,21.10^{-3})} = \varepsilon_p \cdot E_p - 100 \left(\frac{\sigma_p \cdot \gamma_s}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \cdot E_p$$

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b_{moy} \text{ avec } y = 0,5415 \text{ m}$$

b_{moy} : Est la largeur moyenne (hourdis + table de la poutre) calculée comme suit :

$$b_{moy} = \frac{1,6 + 0,76}{2} = 1,18 \text{m}$$

$$B(x) = 0,8 \times 0,5415 \times 1,18 = 0,51117 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

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 B.

Il faudra calculer N_{ul} de manière à avoisiner le plus possible la valeur N_u en diminuant ε_p

ε_b	ε_s	Y (cm)	$\Delta \varepsilon''$	B(x)	N_{ul}
1,9	10	33,21	0,0098	0,3135	4,625
2	10	34,66	0,0098	0,3271	4,922
2,14	10	36,66	0,0098	0,345976	5,330

D'après le tableau au-dessus, pour $\varepsilon_b = 2,39 \%$, $N_{ul} = 5,327 \text{ MN} \approx N_u$

Donc le diagramme d'équilibre est atteint quand le diagramme de déformation ultime à pour valeur :

$$\varepsilon_s = 10\%$$

$$\varepsilon_p = 2,39 \%$$

$$\bar{M}_{umax} = B(x) \times 25,5 \times Z + 1256 \times (45) \times \sigma_s$$

$$Z = dp - 0,8 \times y = 205 - 0,8 \times 36,65 = 175,68 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_{u\max} = 3459,76 \times 25,5 \times 175,68 + 12,56 \times (0,45) \times 435 = 1550,16 \text{ t.m}$$

$$M_{u\text{MAX}} = 1424,95 \text{ t.m} < \bar{M}_{u\max} = 1550,16 \text{ t.m}$$

Donc la résistance à L'ELU est **assurée**.

VIII.8 Vérification des contraintes tangentielles :

✓ 1^{ère} phase: en cnstruction

L'effort tranchant du au poids propre :

$$V(x) = \frac{g \cdot l}{2} - g \cdot x$$

$$V_{\max}(x) = 24,76 \text{ t}$$

▪ La contrainte de cisaillement τ

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \mu}{I \cdot b_{\tau}}$$

$$\tau(x) = \frac{V \cdot \left(\frac{h}{2}\right)}{b_n \cdot z}$$

$$Z: \text{ le bras de levier: } Z = \frac{h \cdot (1 + \rho)}{2}$$

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 :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_0 = 670,54 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{x1} = \frac{670,54}{5660} = 11,84 \text{ MPA}$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_0 = 623,96 \text{ t} \Rightarrow \sigma_{x2} = \mathbf{11,02 \text{ MPA}}$$

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

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

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_2} = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2_1} = 0,4 \times 3,3 \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 11,84 \right) = 14,775 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_1} = \mathbf{14,775 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = 0,4 \times 3,3 \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 11,02 \right) = 14,05 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{12}} = \mathbf{14,05 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = 2 \times \frac{3,3}{38,46} \times (0,6 \times 38,46 - 11,84) \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 11,84 \right) = 20,52 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{21}} = \mathbf{20,52 \text{ MPA}}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = 2 \times \frac{3,3}{38,46} \times (0,6 \times 38,46 - 11,02) \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 11,02 \right) = 22,02 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2_{22}} = \mathbf{22,02 \text{ MPA}}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{22})$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(14,775; 20,52) = 14,775 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(14,05; 22,02) = 14,05 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < 14,775 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < 14,05 \text{ MPA}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 190 \times \frac{(1 + 0,4773)}{2} = 140,344 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{24,76 \cdot 10^4}{64 \cdot 10 \cdot 140,344 \cdot 10} = 0,276 \text{ MPA.}$$

$$\tau = 0,276 \text{ MPA} < \tau_1 = 14,775 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau = 0,276 \text{ MPA} < \tau_1 = 14,05 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **2^{ème} phase: en service**

Les efforts tranchants préviennent des résultats de calcul :

- **à ELS**

$$V_s = 64,007t$$

La contrainte normale de compression au CDG du béton :

$$\sigma = \frac{p}{B}$$

$$p_1 = 1,02 \cdot p_0 - 0,8 \cdot \Delta p_t = 703,8 t$$

$$p_2 = 0,98 \cdot p_0 - 1,2 \cdot \Delta p_t = 551,06 t$$

$$\sigma_{x1} = \frac{703,8 \cdot 10^4}{9180 \cdot 10^2} = 7,66 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{x2} = \frac{551,06 \cdot 10^4}{9180 \cdot 10^2} = 6,002 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_1 = 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2}_2 = 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \cdot \sigma_x \right)$$

$$\overline{\tau^2}_1 = 0,4 \times 3,3 \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 7,66 \right) = 11,09 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_1 = 11,09 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_{12} = 0,4 \times 3,3 \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 6,002 \right) = 9,63 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_{12} = 9,63 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_{21} = 2 \times \frac{3,3}{45} \times (0,6 \times 45 - 7,66) \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 7,66 \right) = 23,84 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_{21} = 23,84 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_{22} = 2 \times \frac{3,3}{45} \times (0,6 \times 45 - 6,002) \times \left(3,3 + \frac{2}{3} \times 6,002 \right) = 22,48 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau^2}_{22} = 22,48 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < \min(\tau_{11}, \tau_{21})$$

$$|\tau_1| < \min(11,09 ; 23,84) = 11,09 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < \min(\tau_{12}, \tau_{22})$$

$$|\tau_2| < \min(9,63 , 22,48) = 9,63 \text{ MPA}$$

$$|\tau_1| < 11,09 \text{ MPA}$$

$$|\tau_2| < 9,63 \text{ MPA}$$

$$\tau_1 = \frac{V_{t1}}{b \cdot Z}$$

$$Z = h \cdot \frac{(1 + \rho)}{2}$$

$$Z = 212 \times \frac{(1 + 0,5362)}{2} = 162,83 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{v}{b \cdot z}$$

$$\tau = \frac{64,007 \cdot 10^4}{64 \times 10 \times 162,83 \times 10} = 0,62 \text{ MPA.}$$

$$\tau = 0,62 \text{ MPA} < \tau_1 = 11,09 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\tau = 0,62 \text{ MPA} < \tau_2 = 9,63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

▪ **ELU :**

$$V_U = 99,534 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot Z} = \frac{99,534 \cdot 10^4}{(64 \times 10) \times (162,39 \times 10)} = 0,96 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 0,96 \text{ MPA} < f_{cj} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VIII.8.1 Minimum d'armatures transversales :

Elles sont caractérisées par leur section (**A_G**) et leur espacement (**S_t**)

$$S_t \leq \min(1\text{m}, 0,8h, 3b_0) = \min(1\text{m}, 0,8 \times 1,90; 3 \times 0,64) \Rightarrow S_t \leq 1\text{m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e}$$

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.

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0,6 \times 64 \times 1,15}{500 \cdot 10^{-2}} = 8,832 \text{ cm}$$

✓ **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 **2 cadres HA12** soit ; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,08832 \Rightarrow s_t \leq \frac{A_t}{0,08832} = \frac{2,26}{0,08832} = 25,59 \text{ cm}$$

On adopte $s_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Dans la zone d'appuis**

L'effort tranchant est le plus grand que celui dans la zone médiane on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Justification des armatures transversales

VIII.8.2 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.

$$\tau_{red}^u \leq \tau_u = \left(\frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \cotg\beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

Par le BPEL91: $\tg 2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\tau_x^u - \tau_t^u}$

Avec :

$$\tau_{red}^u = \frac{V_{red}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{red}^U = V_u - \frac{p_u}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \sin \alpha_i$$

$$V_{umax} = 99,534 \text{ tet } V_{red}^U = 99,534 \text{ t}$$

$$\tau_{\text{red}}^u = \frac{V_{\text{red}}^U}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{99,534 \cdot 10^{-2}}{0,8 \times 2,12 \times 0,64} = 0,92 \text{ MPA}$$

❖ **Angle d'inclinaison β_U**

$$P_U = (\sigma_p - \Delta\sigma_p) \cdot A_p = (1560,85 - 349,364) \times 1,39 \times 10 \times 10^{-4} = 1,683 \text{ MN}$$

$$\sigma_x = \frac{1,683 \times 10^4}{9351,69} = 1,799 \text{ MPA}$$

$$\text{tg}2\beta = \frac{2 \times 0,92}{1,799} = 1,022$$

$$\beta_u = 22,81^\circ$$

❖ **Armatures transversales supérieures**

Elles doivent être au moins à $2\text{cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre HA10 tous les 15 cm.

VIII.8.3 Justification des bielles de compression du béton :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{\text{red}}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \Rightarrow (1,18)^2 \leq \left(\frac{45}{4 \times 1,5} \right)^2 \Rightarrow 1,3924 < 56,25$$

⇒ **Condition vérifié**

VIII.9-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.

VIII.9.1- Zone d'appuis :

On effectuera deux vérification qui portent sur

- L'équilibre de la bielle d'about.
- L'équilibre du coin inférieur du béton.

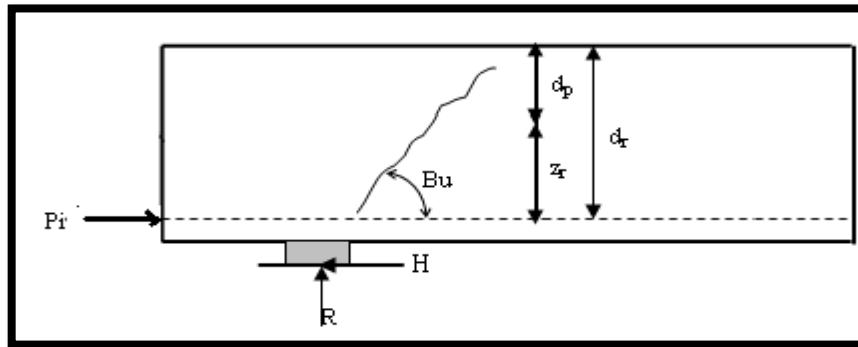
✓ **L'équilibre de la bielle d'about**

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 de compose en :

- Un effort horizontal $H+R \cotg \beta_u$
- Un effort incliné $R/\sin \beta_u$

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 à 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

$$B_U \leq 30^\circ$$

$$R_U = 99,534 \text{ t}$$

▪ **Calcul de \$P_i\$**

\$\sigma_{pi}\$: Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$\sigma_{pi} = \min \left(1,2 \sigma_{pm} ; \frac{f_{prj}}{\gamma_p} \right) = \min \left(1,2 \times 1197,446 ; \frac{1860}{1,15} \right) = 1436,93 \text{ MPA}$$

$$p_i = 20 \times 1,39 \times 10^{-2} \times 1436,93 = \mathbf{399,46 \text{ t}}$$

▪ **Calcul de \$H_u\$**

Effort horizontal ultime :

Conformément au CPC (cahier de prescriptions communs), l'accélération sismique horizontal a est prise, égale à 10%G (G : poids du tablier).

$$H_u = 0,1 \times 716,63 = \mathbf{71,66 \text{ t}}$$

▪ **Recherche du niveau R**

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_U - \sum P_i \sin \alpha_i) \cotg \beta_u \Rightarrow 399,46 - 71,66 > 299,91$$

$$327,8 > 299,91 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

Le niveau r est le niveau à partir duquel les armatures passives sont nécessaires ou le niveau à 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**

$$d_r = 1,90 - 0,2406 = 1,6594 \text{ m}$$

$$Z_r = 1,6594 - \frac{1,9}{10} = 1,4694 \text{ m}$$

$$Z = 1,9 \cdot \left(\frac{2}{3}\right) = 1,27 \text{ m} \Rightarrow Z_r > Z$$

Les câbles de précontrainte sont suffisants sur une longueur :

$$Z \cotg \beta_U = 1,27 \times \cotg 30^\circ = 2,199 \text{ m}$$

Nous prendrons la même section d'armature transversale de peau :

3HA8($A_t=1,51 \text{ cm}^2$).

✓ **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 :

$$H > \frac{R(1 - \text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \theta)}{\text{tg} \varphi \cdot \text{tg} \theta} \quad \text{tg} \varphi = \frac{2}{3} \Rightarrow H \geq \frac{R(1,5 - 1,5\theta)}{1 + 1,5 \text{tg} \theta} \dots \dots (1)$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, il faut ajouter une quantité d'acier horizontaux A_l tel que :

$$H = Al \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta}$$

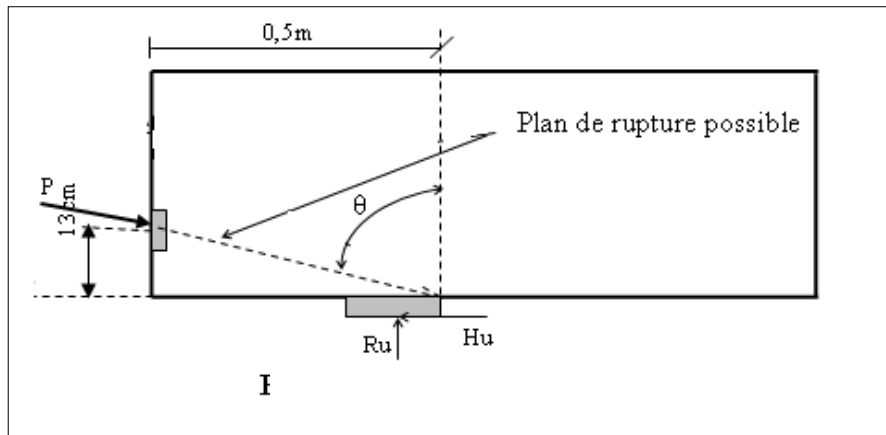


Figure VIII 8: Rupture de coin inférieur.

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 vérifié.

$$A_{tmin} = \frac{0,04 \cdot R_U \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot (5 - 4k)$$

Avec : $0 < K < 1$.

➤ **Application**

$\theta = 0$ (car les câbles est rectiligne)

$R = 99,534 \text{ t}$ et $H = 327,80 \text{ t}$

$$327,80 > \frac{R(1,5 - \text{tg}\theta)}{1 + 1,5\text{tg}\theta} = 1,5 \times 99,534 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{Smin} = \frac{0,04 \times 99,534 \times 10^2 \times 1,15}{500} (5 - 4k) = 0,915 \text{ cm}^2$$

En prend : $K = 1$

soit de cadre de **2HA8(1,01cm²)** .

Cette section est à cumulée avec celle de la zone d'about.

VIII.9.2 Justification relative à 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.

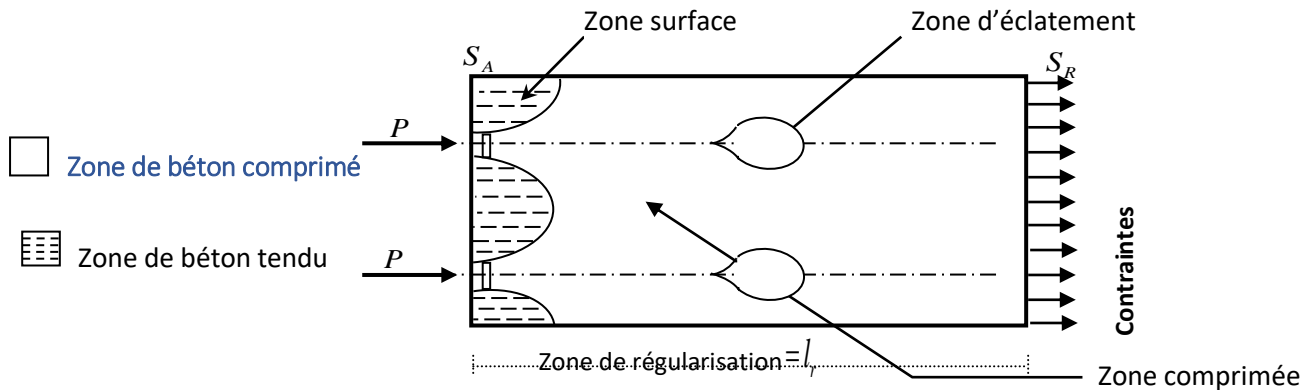


Figure VIII 9: Les trois zones à l'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation.

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où 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

$$F_{j0} = n \times \sigma_{p0} \times A_p = 20 \times 1560,85 \times 139 = 433,916t$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{433,916 \times 10^4}{\frac{2}{3} \times 500} = 5,21cm^2$$

On adopte : **5HA12** Soit $5,65 cm^2$.

VIII.10- Ferrailage de la poutre :

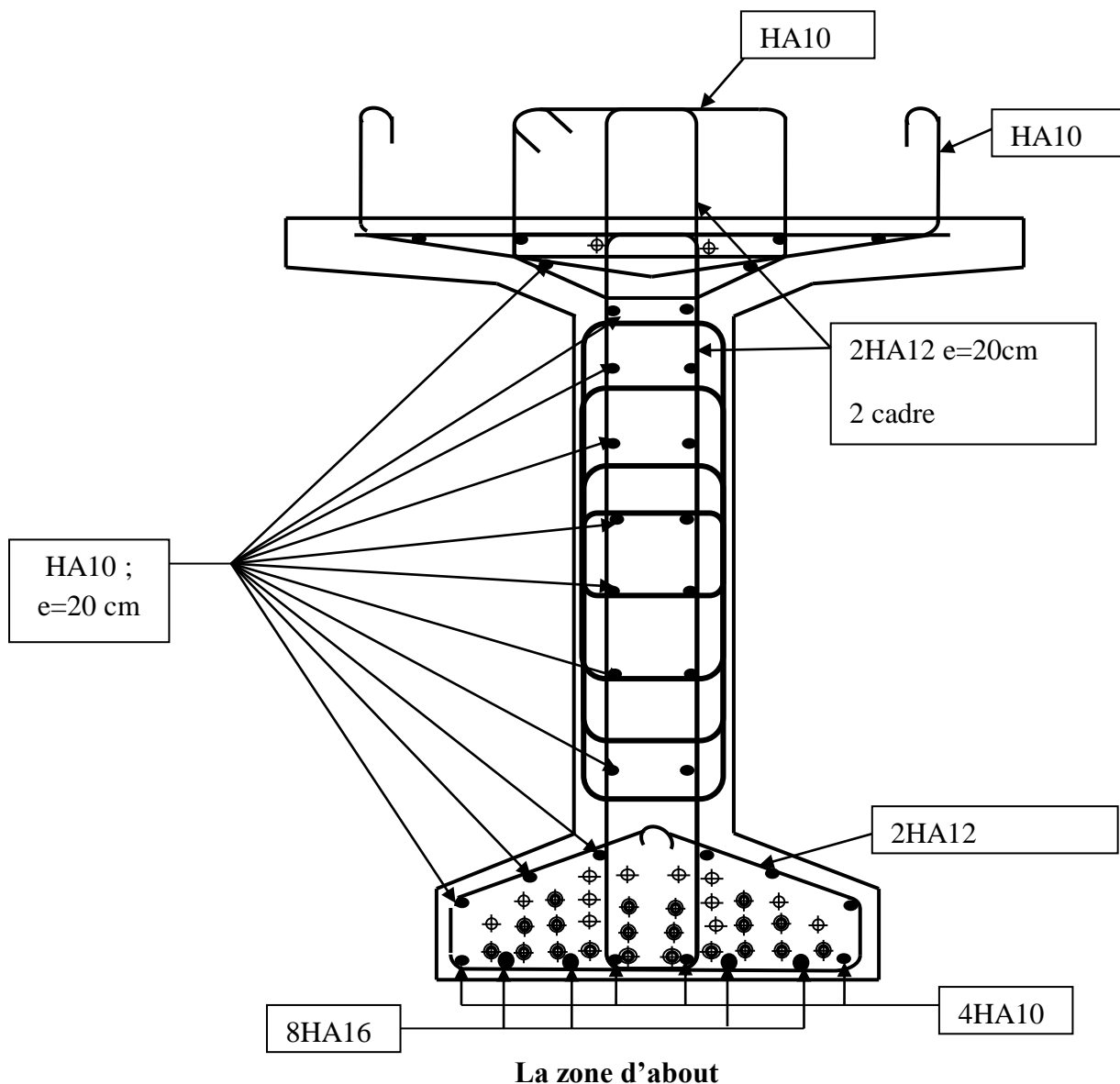


Figure VIII 10: Ferrailage de la poutre zone d'about.

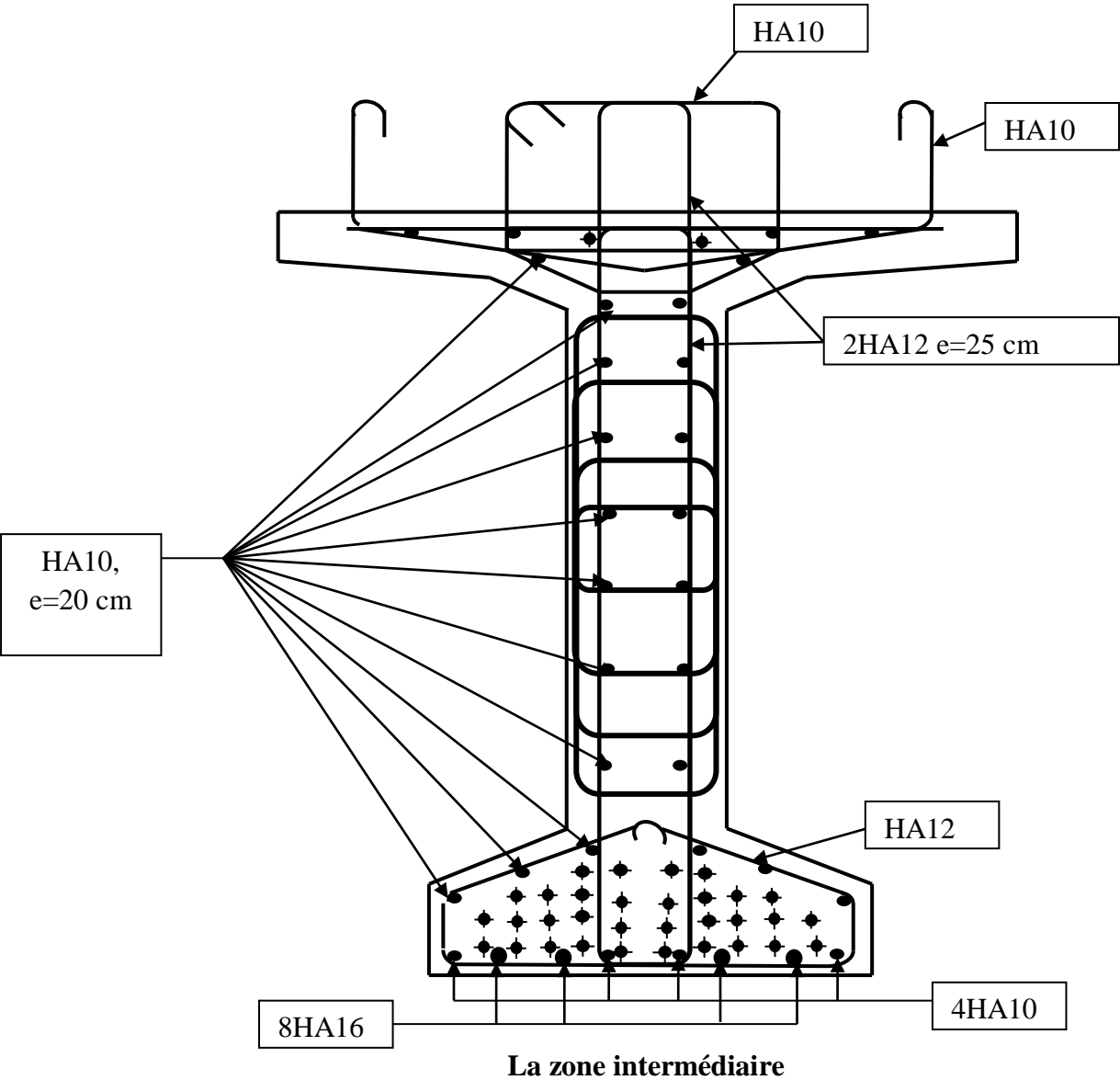


Figure VIII 11: Ferrailage de la poutre zone intermédiaire

Chapitre IX

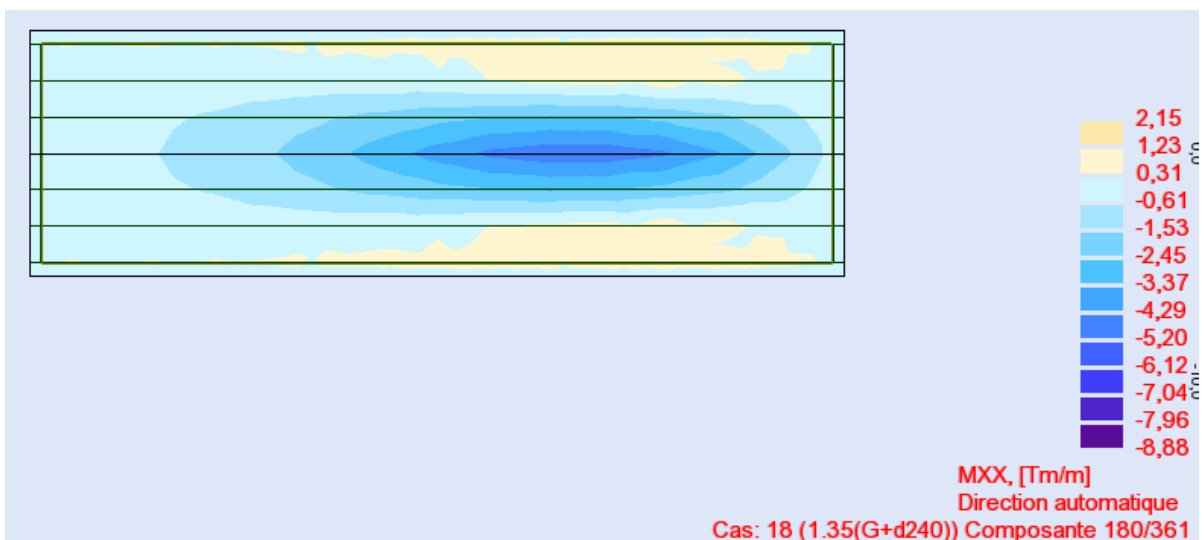
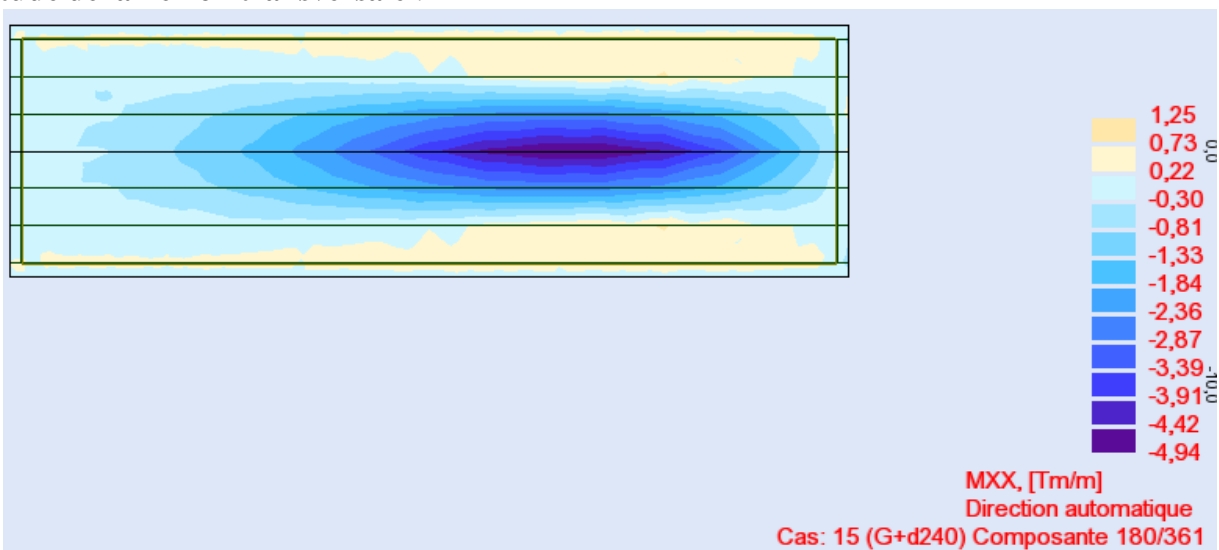
Étude de la dalle et de l'entretoise d'about

IX.1- Introduction :

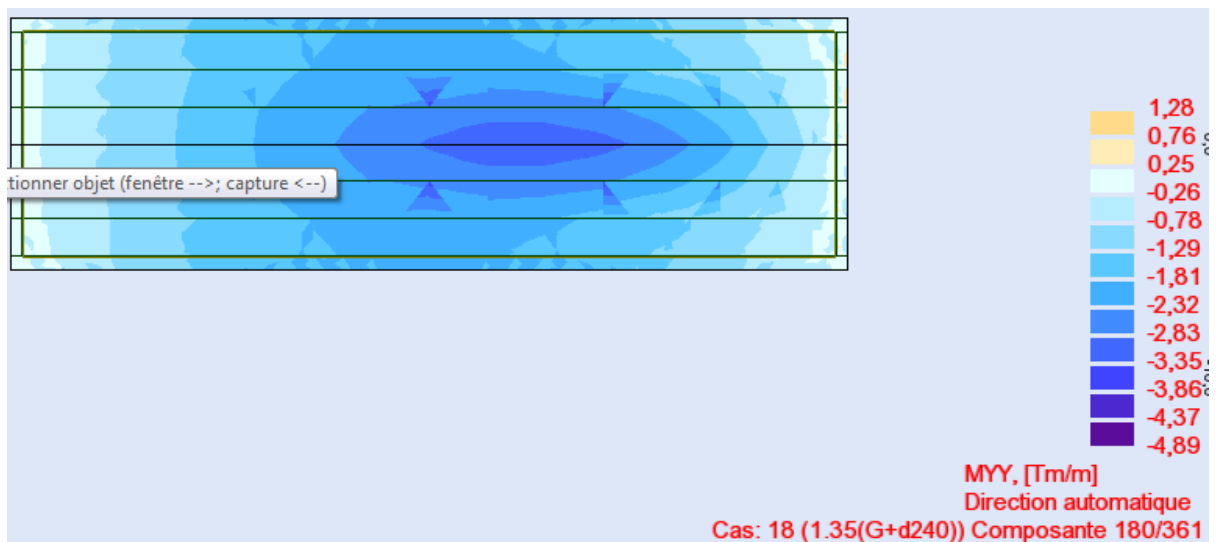
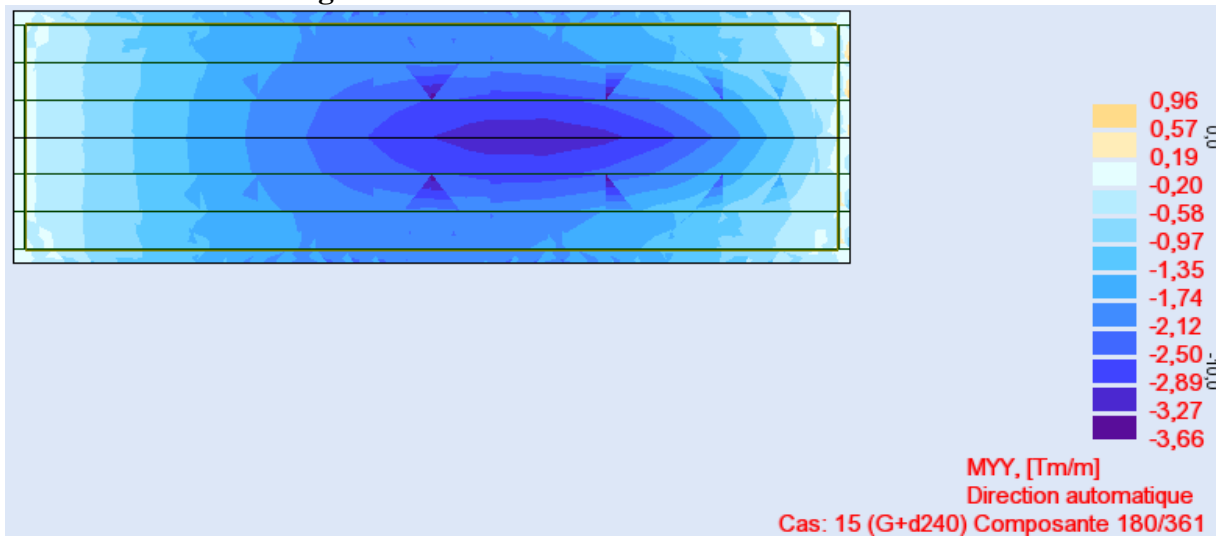
L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront donnés par l'effort local (**flexion locale**).

IX.2- Ferrailage de l'hourdis :

-Étude de la flexion transversale :



-Étude de la flexion longitudinale :



Les moments Max sont obtenus par les combinaisons suivantes :

- ELU : (1.35G+1.35D240).... ROBOT

ELS : (G+D240).....ROBOT

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

ELU :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MYX [Tm/m]
MAX	1,52	0,44	1,09
Panneau	10	10	10
Noeud	68	17	43
Cas	5(G+d240)/361	35(G+d240)/22	35(G+d240)/20
MIN	-8,88	-5,15	-1,12
Panneau	10	10	10
Noeud	68	68	190
Cas	35(G+d240)/88	35(G+d240)/88	35(G+d240)/19

ELS :

	MXX [Tm/m]	MYY [Tm/m]	MYX [Tm/m]
MAX	1,13	0,33	0,81
Panneau	10	10	10
Noeud	68	17	43
Cas	G+d240/361	G+d240/22	G+d240/20
MIN	-6,58	-3,82	-0,83
Panneau	10	10	10
Noeud	68	68	190
Cas	G+d240/88	G+d240/88	G+d240/19

Moment transversal :

➤ Sur appui (Mxx)

Mu=1,52 tm/m

Mser=1,13 tm/m

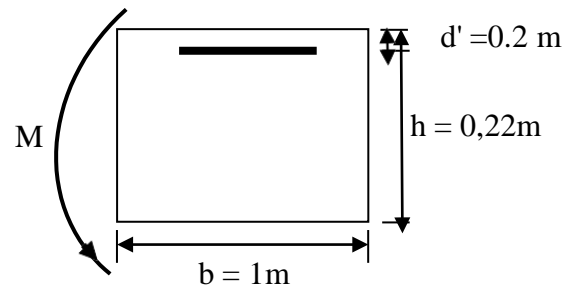
• ELU

Le ferrailage à l'ELU se fait par logiciel **SOCOTEC** avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton $f_{c28} = 30$ MPA
- ✓ Acier FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$\left. \begin{aligned} b &= 100\text{cm} \\ h &= 22\text{ cm} \\ d' &= 2\text{ cm} \end{aligned} \right\}$$



Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

- ✓ Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0\text{cm}^2$.
- ✓ Section d'armature tendue : $A_{st} = 1,79\text{ cm}^2$

• **ELS :**

$$\bar{\sigma}_s = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f; 150 \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}500; 150 \times 1,6 \right\} = 240\text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times b \times c}{n \times b \times c + g} = 0,568$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 16,21\text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s = 16,58\text{t.m} \geq M_s = 1,13.\text{me}A_{sc} = 0$$

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 2,90\text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$M_u = -8,88\text{ tm /m}$$

$$M_{ser} = -6,58\text{ tm/m}$$

• **ELU**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

- ✓ Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0\text{ cm}^2$
- ✓ Section d'armature tendue : $A_{st} = 9,87\text{ cm}^2$

• **ELS**

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = 17,63\text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité.**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 20 = 2,30 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{sser}, A_{smin})$$

- **Sur appui**

$$A_s = \max (1,79 ; 2,90 ; 2,30) = 2,9 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{5HA12} (5,65 \text{ cm}^2)$$

- **En travée**

$$A_s = \max (9,87 ; 17,63 ; 2,30) = 17,63 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{6HA20} (18,85 \text{ cm}^2)$$

IX.2.1-Ferraillage sous flexion longitudinale :

- **Sur appui**

$$M_u = 0,44 \text{ tm/m,}$$

$$M_{ser} = 0,33 \text{ tm/m}$$

- **ELU**

Le ferraillage à l'ELU se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Calcul de ferraillage en flexion simple
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$
- ✓ Acier : FeE 500 MPA

Section rectangulaire :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 22 \text{ cm}$$

$$d' = 2 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus par SOCOTEC sont :

- ✓ Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$
- ✓ Section d'armature tendue : $A_{st} = 0,46 \text{ cm}^2$

- **ELS :**

$$\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_t ; 150 \right\} \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \times b c}{n \times b c + g} = 0,568$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 16,21 \text{ cm}$$

$$M_{Rb} = \frac{\bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) \times b \times d^2 \times \sigma_{bc}}{2} = 19,43 \text{ t.m} \geq M_s = 0,33 \text{ t.m} \quad eA_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \sigma} = 0,84 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_u = 5,15 \text{ tm/m} ;$$

$$M_{ser} = 3,82 \text{ tm/m}$$

• **ELU :**

Les résultats obtenus par **SOCOTEC** sont :

- ✓ Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$
- ✓ Section d'armature tendue : $A_{st} = 5,75 \text{ cm}^2$

• **ELS :**

$$A_{St} = \frac{M_{sev}}{Z_b \times \sigma} = 9,81 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 20 = 2,30 \text{ cm}^2$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \max (A_{sult}, A_{sser}, A_{smin})$$

- **Sur appui :**

$$A_s = \max (0,46 ; 0,84 ; 2,30) = 2,30 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{5HA12} (5,65 \text{ cm}^2)$$

- **En travée :**

$$A_s = \max (5,75 ; 9,81 ; 2,30) = 9,81 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{5HA16} (10,05 \text{ cm}^2)$$

Plan de ferrailage

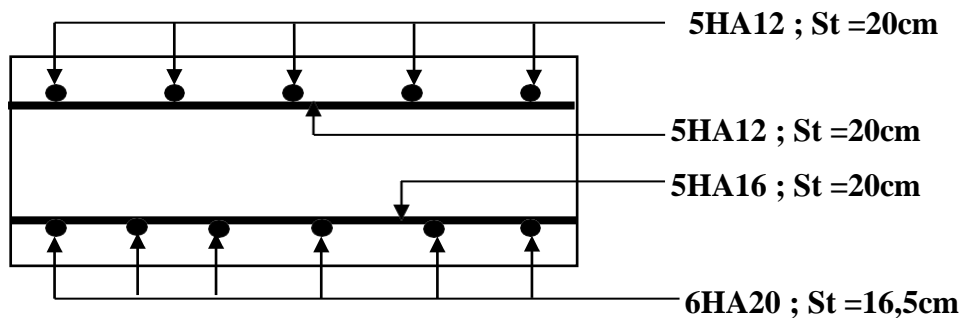
• **Flexion transversale :**

- **Sur appui : 5HA12** (5,65 cm²)
- **En travée : 6HA20** (18,85 cm²)

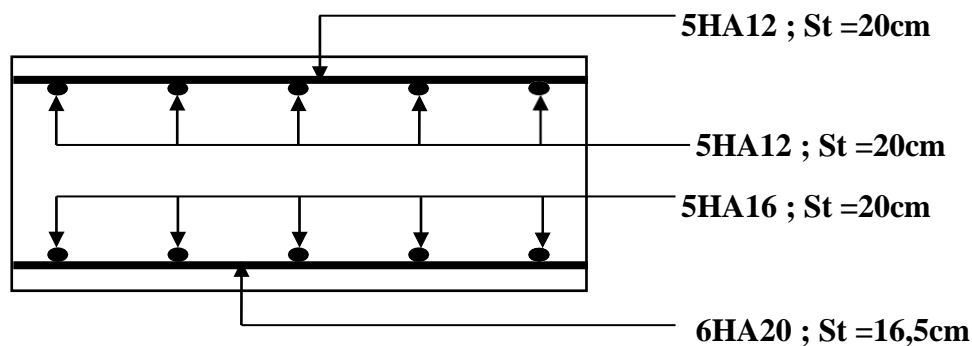
• **Flexion longitudinale :**

- **Sur appui : Soit : 5HA12** (5,65 cm²)

- En travée : 5HA16 (10.05 cm²)



Coupe longitudinale



Coupe transversale

IX.3 - Étude de l'entretoise d'about :

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres ont assemblées sur les poutres principales.

L'entretoise d'about se pose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres.

Les entretoises d'about sont obligatoires pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

IX.3.1-Dimensionnement de entretoise :

➤ Calcul de l'entretoise

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres, lors de levage, les surcharges retirées sont inexistantes. L'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

➤ Calcul des efforts

-Le poids propre :

$$S_{ent} = 1,4 \times 1,35 + 0,84 \times (0,07 + 0,05 + 0,08) + 0,0458 = 2123,8 \text{ cm}^2 = 2,104 \text{ m}^2$$

$$S_{entr} = 2,1238 \text{ m}^2$$

$$P_{entr} = S_{ent} \times 0,4 \times 2,5 = 2,1238 \text{ t}$$

$$P_{tot} = P_{ent} \times 6 \times 2 = 25,2456 \text{ t}$$

$$P_{ent} = \frac{P_{tot}}{9,6} = 0,773 \text{ t/ml}$$

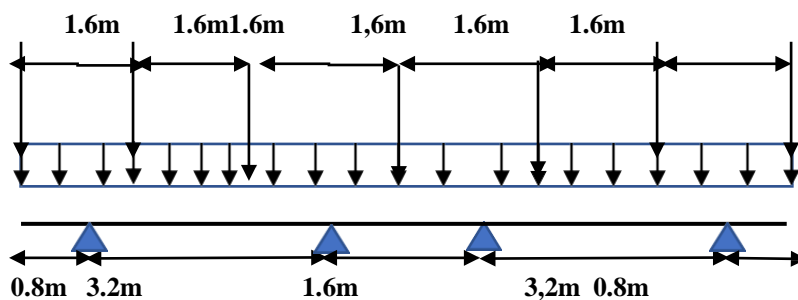
-L'effort du au tablier

$$G_{tab} = G_{tot \text{ tab}} - G_{ent} = 716,63 - 25,2456 \text{ t} = 691,3844$$

$$P_{tab} = \frac{691,3844}{2} = 345,6922 \text{ t/entretoise.}$$

$$P_{tab/p} = \frac{P_{tab}}{7} = 49,384 \text{ t/poutre}$$

➤ Emplacement des vérins :



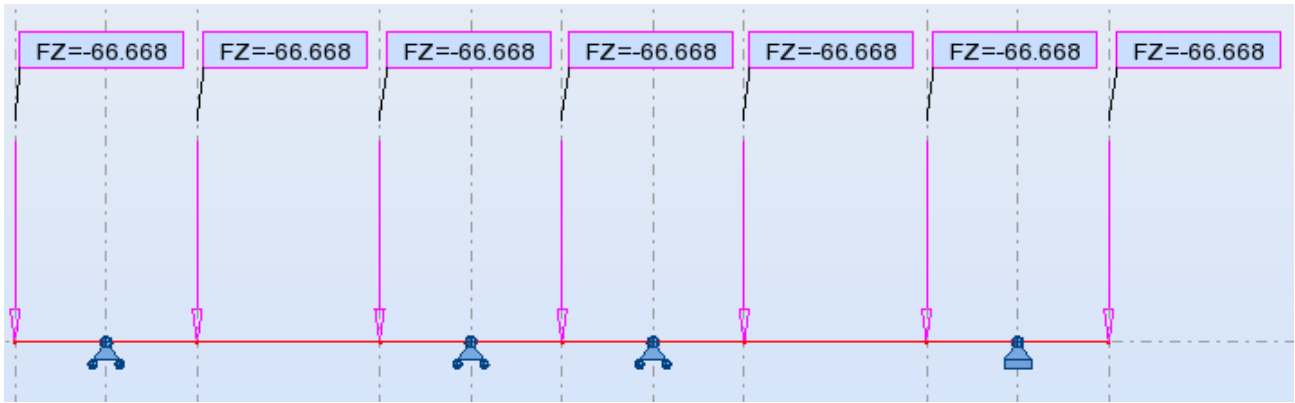
➤ Calcul des sollicitations

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel **ROBOT** en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

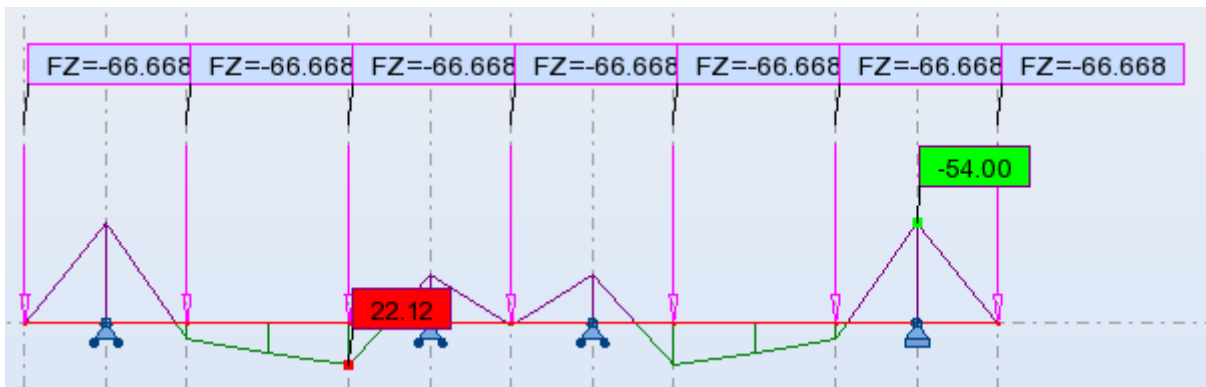
- Son poids propre g_{ent}
- Les charges appliquées par les poutres $P_t = 49,384 \text{ t}$

ELU :

La combinaison à l'ELU ($1,35G_{ent} + 1,35P_{tab}$)



A- Diagramme des moments :

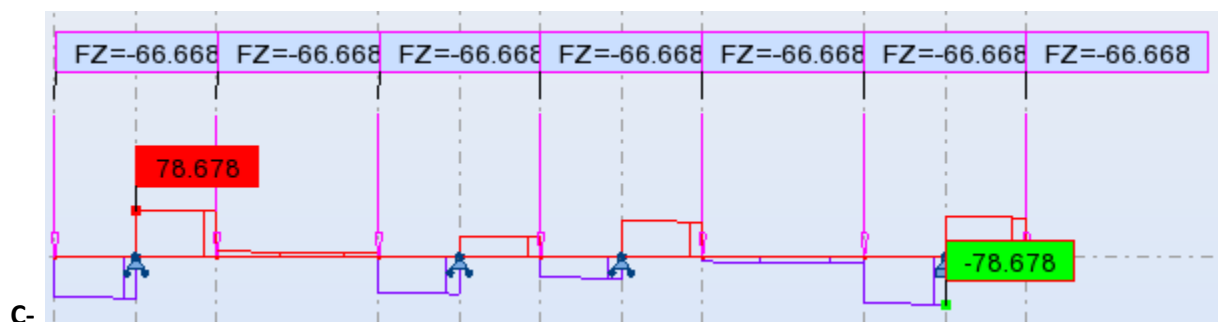


FigureIX 1:diagramme de moment fléchissant

$M_{uapp} = 54 \text{ tm}$

$M_{utrav} = 22,12 \text{ tm.}$

B- Diagramme des efforts tranchants :

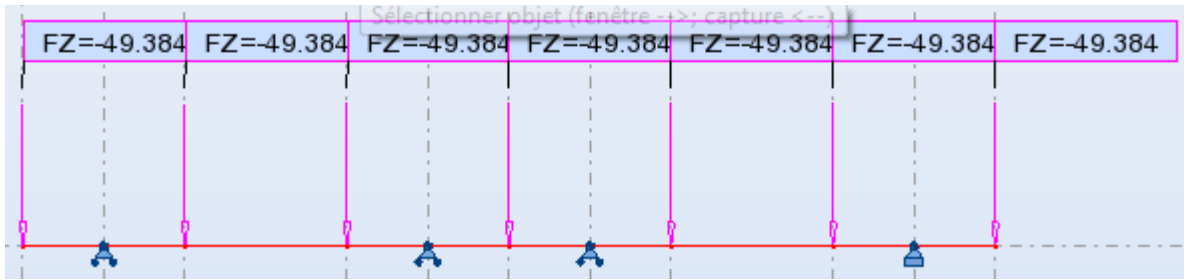


FigureIX 2:Diagramme de l'effort tranchant

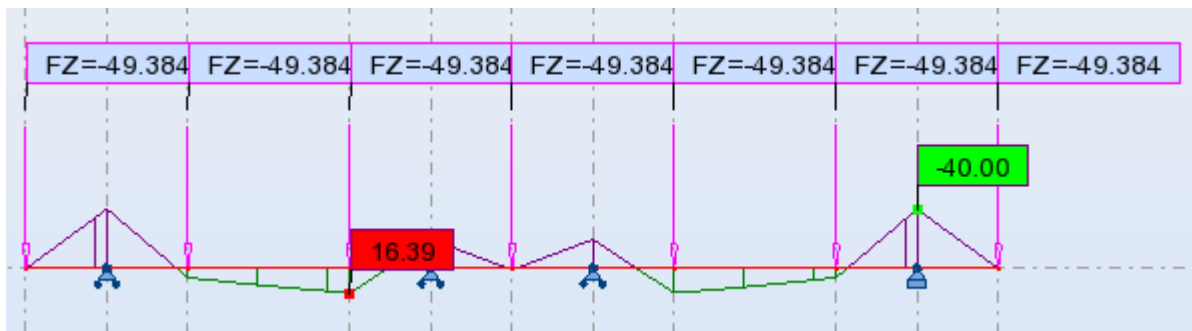
$T_{u \text{ max}} = 78,678 \text{ t.}$

ELS :

La combinaison à l ELS (Gent +Ptab)



A- Diagramme des moments :

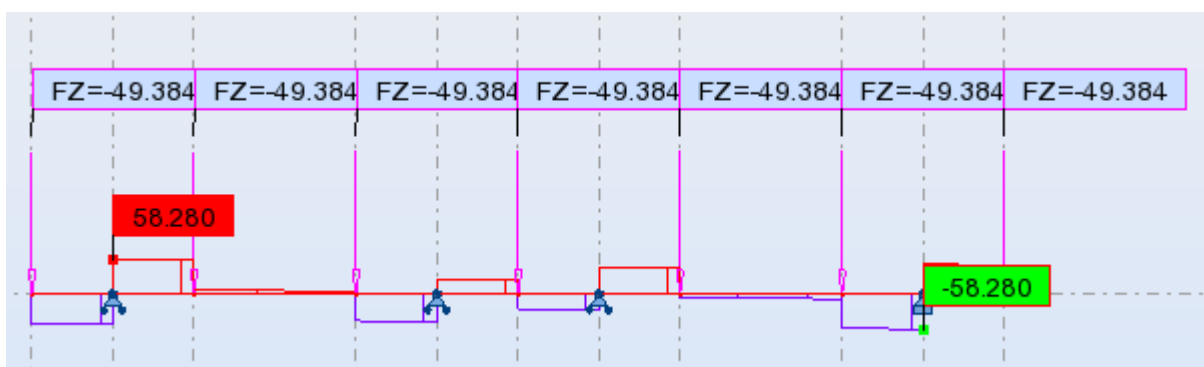


FigureIX 3: diagramme de moment fléchissant

$$M_{s \text{ app}} = 40 \text{ t.m.}$$

$$M_{s \text{ trav}} = 16,39 \text{ t.m.}$$

B- Diagramme des efforts tranchants



FigureIX 4:diagramme de l'effort tranchant

$$T_{s \text{ max}} = 58,28\text{t.}$$

IX.3.2- Ferrailage de l'entretoise :

• Hypothèses :

- Fissuration préjudiciable.
- Acier FeE 500.
- $f_{c28} = 35\text{Mpa}$.
- $y_b = 1,50$ et $y_s = 1,15$.
- $b = 0,4\text{m}$, $d = 1,5\text{ m}$; $c = 0,05\text{m}$

➤ En travée :

$$M_U = 22,12 \text{ t. m.}$$

$$M_S = 16,39 \text{ t. m.}$$

$$y = \frac{M_U}{M_S} = \frac{22,12}{16,39} = 1,35$$

• ELU:

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{y_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{y_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22,12 \times 10^{-2}}{0,3 \times 1,5^2 \times 19,83} = 0,0164$$

$$\mu_{bu} = 0,0164 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0206$$

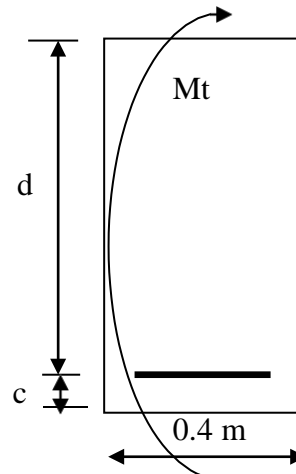
$$\beta = 1 - 0,4a = 0,991$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 3,42 \text{ cm}^2$$

C- ELS:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6(\text{fissuration préjudiciable})$$



$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,3920 \times 0,4 \times 1,5^2 \times 19,83 = 6,996 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{y} = \frac{6,996}{1,35} = 5,182 \text{ MN.m}$$

$$M_S = 0,37206 \leq M_{ls} = 5,182 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \sigma} = \frac{16,39 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 21} = 0,0086$$

$$a = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,01729$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,993$$

$$A_{ser} = \frac{a \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 4.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 4,53 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{au} = 54 \text{ t.m.}$$

$$M_{as} = 40 \text{ t.m}$$

$$y = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{54}{40} = 1,35$$

D- ELU:

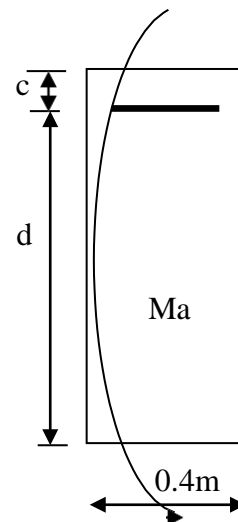
$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 19,83} = 0,0302$$

$$\mu_{bu} = 0,0302 < \mu_{lu} = 0,3920 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$a = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,0383$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,984$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 8,41 \text{ cm}^2$$



- ELS:

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{y} = \frac{6,996}{1,35} = 5,182 \text{ MN.m}$$

$$M_{as} = 0,4 \leq M_{ls} = 5,182 \text{ MN.m} \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}} = \frac{0,4 \times 10^{-2}}{0,4 \times 1,5^2 \times 21} = 0,0211$$

$$a = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{bu}}\right) = 0,0428$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,982$$

$$A_{ser} = \frac{a \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow A_{ser} = 11,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a que: } A_{ser} > A_{su} \quad \Rightarrow A_s = 11,23 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$A_{Smin} > 0,23 \times 0,4 \times 1,5 \times 10^4 \left(\frac{2,7}{500}\right)$$

$$A_{Smin} > 7,452 \text{ cm}^2$$

$$\text{Finalement :} \begin{cases} A_{Stravée} = 7,452 \text{ cm}^2 & \text{soit 05 HA 16(10,05 cm}^2) \\ A_{Sappui} = 11,23 \text{ cm}^2 & \text{soit 05 HA 20(15,71 cm}^2) \end{cases}$$

- Les armatures transversales :

$$T = T_{Umax} = 78,678 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{y_b} f_{c28}; 3 \right\} \text{ Mpa} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \left(\frac{78,678}{0,40 \times 1,5}\right) 10^{-2} = 1,311 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ $\Rightarrow a = 90^\circ$ (Les armatures droites sont suffisantes).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28}}{0,90f_e(\cos a + \sin a)} \quad K = 1(\text{flexion simple})$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{40 \cdot (1,311 - 0,3 \times 1 \times 2,7)}{0,90 \times 500(0 + 1)} = 0,0445 \text{ cm}$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} f_e > \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \right\} = 0,655 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,0524 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0,0524 * 20 = 1,048 \text{ cm}^2$

Soit 2HA10 (1,57 cm²), donc on prend **un cadre HA10** chaque 20 cm.

Les armatures de peau :

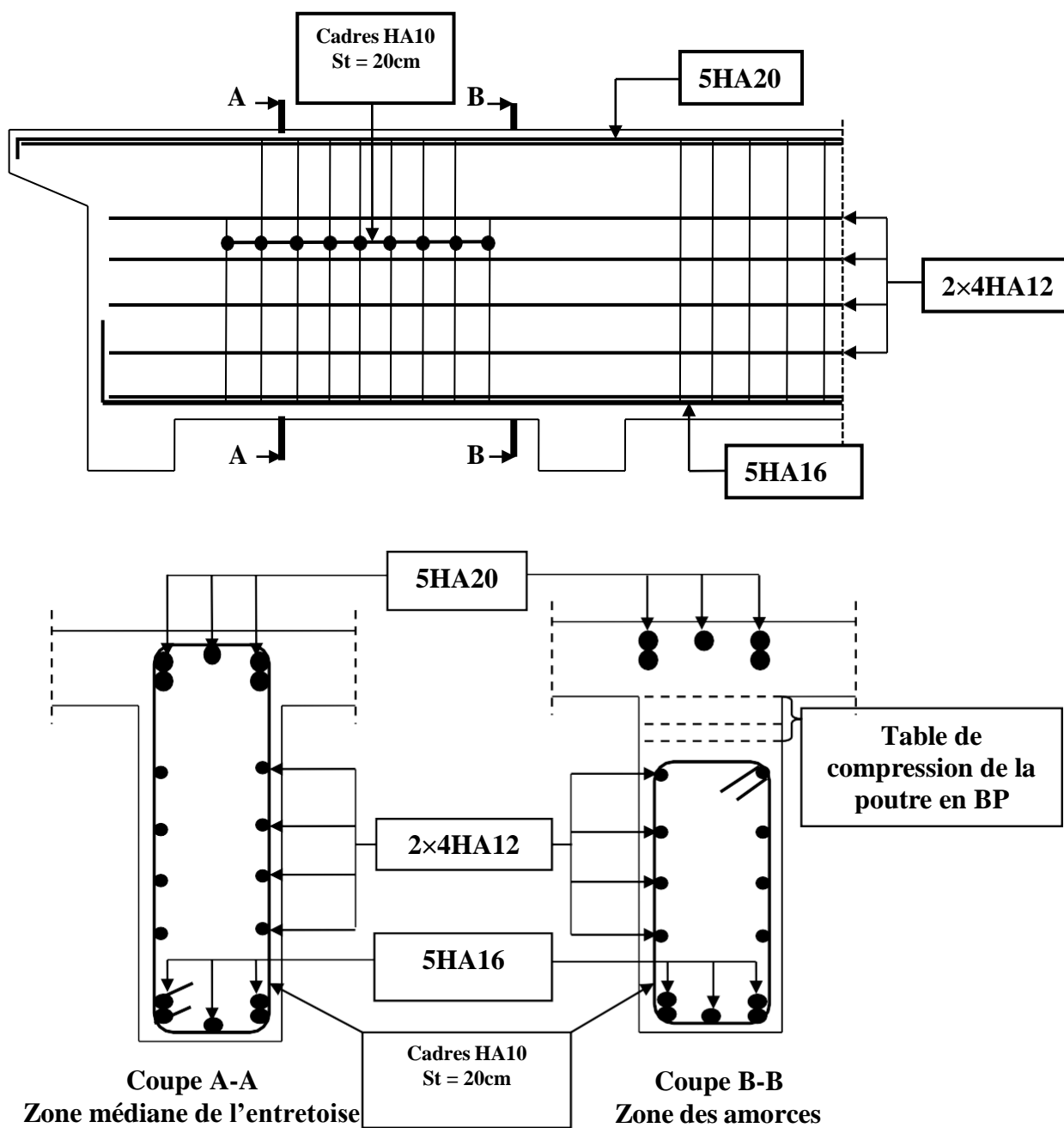
Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande.

Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles B.A.E.L, ces armatures ont une section d'au moins **3cm²**, par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et **5cm²** si la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

Dans notre cas, la fissuration est préjudiciable, donc :

$$A_{s,\text{peau}} = 3 \times (1,5 + 1,5) = 9 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,\text{peau}} = 9 \text{ cm}^2, \text{ soit } 08 \text{ HA } 12 (9,05) \text{ cm}^2).$$



FigureIX 5: Schéma de ferrailage de l'entretoise

Chapitre X

Calcul des déformations

X.1 - Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en précontrainte l'une telle pièce engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement.....etc.). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte et par conséquent l'état de précontraint résultant dans les diverses sections des appuis, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent la liberté des rotations et les déplacements d'appui.

X.2 - Déformation de la poutre :**X.2.1 : Flèche due au poids propre :**

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

$$F_G = \frac{5 \cdot q_G \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = \mathbf{13160,5 MPa}$$

I_G : Moment d'inertie (poutre +hourdis).

M_G : Moment fléchissant due au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$\mathbf{M_G = 401,494 t.m}$$

$$\mathbf{I_G = 52170839.7 cm^4}$$

$$F_G = \frac{5 \times 401,494 \times (35)^2}{48 \times \mathbf{13160,5} \times 52170839.7 \times 10^{-8}} = 7,46 \text{ cm}$$

$$\mathbf{F_G = 7,46 cm = 0,0746 m}$$

X.2.2- Flèche due à la surcharge :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{sur} = M_T - M_G$$

M_T : Moment maximum à E. L. S.

$$M_{sur} = 727,214 - 401,494 = \mathbf{325,72 t.m.}$$

$$F_{sur} = \frac{5 \times 325,72 \times (36,32)^2}{48 \times 13160,5 \times 52170839,7 \times 10^{-8}} = 6,51$$

X.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. 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 :

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

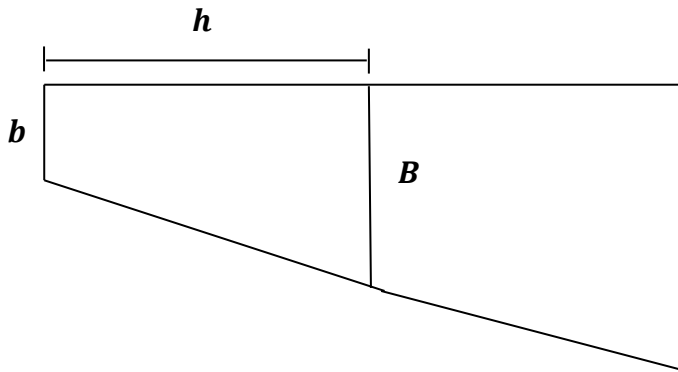


Figure 1: Diagramme des moments dans une poutre.

Dans la section considérée on a :

$$M_p = N_p \times e = (\sigma_{p0} \times (1 - \text{perte}\%) \times A_p \times n) \times e$$

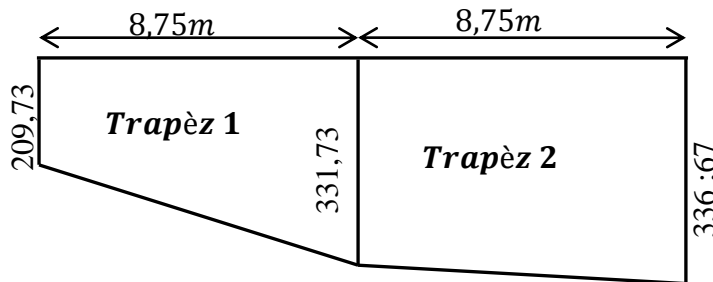
N_p= effort de précontrainte

e = excentricité.

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)} \quad \text{et on a: } f_i = \frac{X_i \cdot A_i}{EI}$$

	N(t)	e(m)	M(t.m)
0	336,96	0,6224	209,73
L/4=9m	532,98	0,6224	331,73
L/2=18m	540,92	0,6224	336 ;67



✓ **Trapèze 1 :**

$$A_1 = \frac{(209,73 + 331,73) \times 8,75}{2} = 2368,88$$

$$X_1 = \frac{8,75}{3} \left(\frac{2 \times 331,73 + 209,73}{209,73 + 331,73} \right) = 4,703\text{m.}$$

$$X_1 \cdot A_1 = 4,703 \times 2368,88 = 11142,2$$

✓ **Trapèze 2 :**

$$A_2 = \frac{(331,73 + 336 ;67) \times 8,75}{2} = 2924,25 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 8,75 + \frac{8,75}{3} \left(\frac{2 \times 331,73 + 336 ;67}{331,73 + 336 ;67} \right) = 13,114 \text{ m.}$$

$$X_2 \cdot A_2 = 13,114 \times 2924,25 = 38349,26$$

Ainsi le moment statique de cette aire par rapport à l'appui de gauche.

$$X_1 \cdot A_1 + X_2 \cdot A_2 = 49491,4\text{m}^3$$

$$f_p = \frac{-49491,4}{13160,5 \times 10^2 \times 52170839,7 \times 10^{-8}} = -0,0720 \text{ m}$$

$$f_p = -7,20 \text{ cm}$$

X.2.4- Flèche de construction :

C'est la flèche à adopter sur fond coffrage pour limiter la contre flèche due à la précontrainte.

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p + f_g) = \frac{3}{4}(-7,20 + 7,46) = -0,26 \text{ cm}$$

X.2.5- Flèche total :

X.2.5.1- En service à vide :

$$f = f_c + f_G + f_p = -7,20 + 7,46 - 0,26 = 0.0 \text{ cm}$$

$$f = 0\text{cm} < \frac{L}{300} = \frac{3500}{300} = 11.66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

X.2.5.2- En service en charge :

$$f = f_c + f_G + f_p + f_s = -7,20 + 7,46 - 0,26 + 6,38 = 2,61 \text{ cm}$$

$$f = 6,38\text{cm} < \frac{L}{300} = \frac{3500}{300} = 11,66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

X.3- Calcul des rotations :

X.3.1- Sous le poids propre :

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{45} = 13160,5 \text{ MPa}$$

$$I_G = 52170839.7 \text{ cm}^4$$

$$\beta_G = \frac{q_G \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_G = \frac{401,494 \times 35}{3 \times 13160,5 \times 10^2 \times 52170839.7 \times 10^{-8}} = 0,00682 \text{ rad}$$

$$\beta_G = 6,82 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

X.3.2- Sous les surcharges :

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{q_s \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$\beta_{\text{sur}} = \frac{325,72 \times 35}{3 \times 13160,5 \times 10^2 \times 52170839.7 \times 10^{-8}} = 0,00553 \text{ rad}$$

$$\beta_{\text{sur}} = 5,53 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

X.3.3- Sous la précontrainte :

$$\beta_p = -\frac{1}{EI} \int Mx dx$$

La surcharge de diagramme des moments sur tout le long de la poutre est :

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{EI} = -\frac{\left(\frac{(209,73+331,73) \times 8,75}{2} + \frac{(331,73+336,6) \times 8,75}{2}\right)}{13160,50 \cdot 10^2 \times 52170839,7 \cdot 10^{-8}} = -0,00770 \text{ rad}$$

X.4- Rotation résultante :**X.4.1- En service à vide :**

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,00682 - 0,00770 = -0,00088 \text{ rad}$$

X.4.2- En service en charge :

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_{sur} = 0,00682 - 0,00770 + 0,00553 = 4,65 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

X.5- Calcul des déplacements d'appuis :**X.5.1- Déplacements due à la rotation :**

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \cdot h}{2} = \frac{4,65 \times 10^{-3} \times 212}{2} = 0,492 \text{ cm}$$

X.5.2- Déplacements due au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 1,755 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{1,755 \cdot 10^{-4} \times 35}{2} = 0,307 \text{ cm}$$

X.5.3- Déplacements due au fluage :

$$\Delta_{flu} = \frac{\varepsilon_{flu} \cdot L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_p}{E_i}$$

σ_p : Contraint finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{45} = 39125,826 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 6,30 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2 \times 6,30}{39125,826} = 3,22 \times 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{3,22 \times 10^{-4} \times 35}{2} = 0,563 \text{ cm}$$

X.5.4- Déplacement du a la variation de la température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3500}{10000} = 0,35 \text{ cm}$$

X.5.5- Déplacement total :

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_t = 0,492 + 0,307 + 0,563 + 0,35$$

$$\Delta_{\text{max}}^+ = 1.712 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_{\beta} + \Delta_r + \Delta_{\text{flu}} - \Delta_t = 0,492 + 0,307 + 0,563 - 0,35$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = 1.012 \text{ cm}$$

X.6- Conclusion :

Ce chapitre est réservé au calcul des déformations de la poutre (calcul des flèches), des rotation et déplacements au niveau d'appuis.

Chapitre XI

Equipement du tablier

XI.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.

XI.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 feuillets 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.

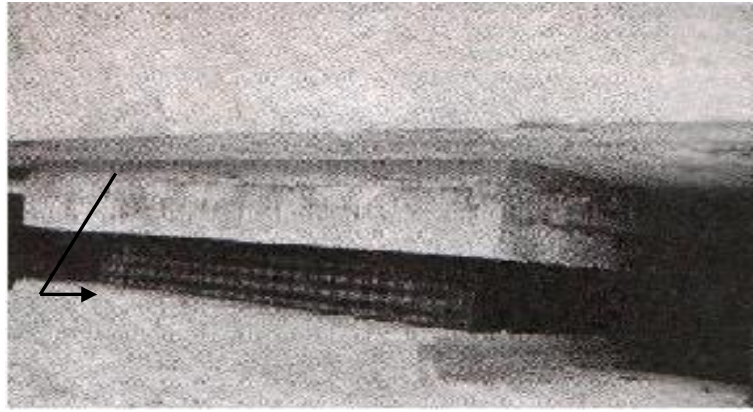
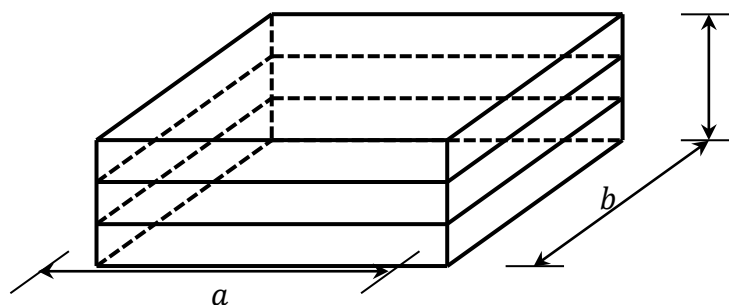


Figure XI 1: Appareil d'appui en élastomère fretté.

-Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils 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 .

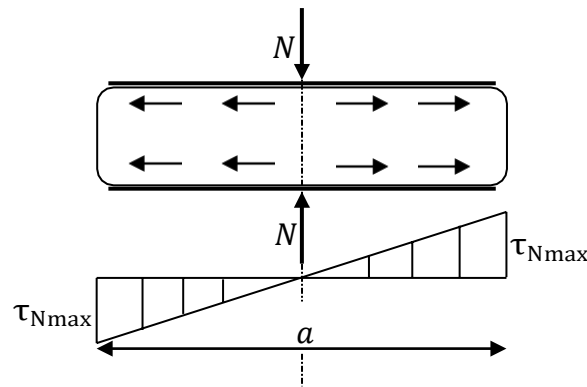


Appareil d'appuis

- 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).

$$a \cdot b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_m}$$

$$N_{max} = 92,11 \text{ t} \Rightarrow a \cdot b \geq 0,0614 \text{ m}^2$$

XI.3.2- Hauteur nette de l'élastomère :

La contrainte de cisaillement (τ_H) du l'effort horizontal doit vérifier la condition suivant :

$$\tau_H \leq 0,5 G$$

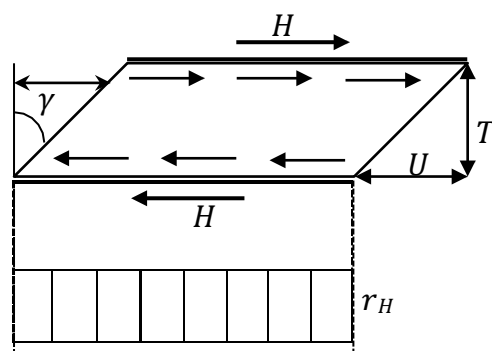
$$\tau_H = G \cdot \text{tg} \gamma = G \cdot \left(\frac{U}{T} \right)$$

Avec :

G : Module d'élasticité transversale.

Pour les ponts routiers : G = 80 t/m².

U: Déformation lente dû au retrait, fluage et température.



$$U = 0,307 + 0,563 + 0,35 = 1,22$$

$$\Rightarrow G \cdot \left(\frac{U}{T} \right) \leq 0,5 G \Rightarrow T \geq \frac{U}{0,5} \Rightarrow T \geq 2,44 \text{ cm}$$

On prend : T = 5 cm

Soit quatre feuilles d'élastomère d'épaisseur $t = 1\text{cm}$.

XI.3.3 - Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Il faut que la condition de non flambement soit vérifiée.

On a : $a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m}$

N_{\max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis (effort tranchant dans la poutre).

σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui , $\sigma_m = 150 \text{ Kg/cm}^2$

a.b : Longueur et largeur de l'appareil d'appui

$$\begin{matrix} a \\ \leq T \leq \\ \frac{10}{a \leq b} \end{matrix} \begin{matrix} b \\ \\ \frac{5}{5} \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} 5T \leq a \leq 10T \\ a \leq b \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} 25 \leq a \leq 50\text{cm} \\ a \leq b \end{matrix}$$

On prend : $a = 35 \text{ cm}$

Sachant que:

$$a \cdot b \geq 614 \text{ cm}^2 \Rightarrow b \geq \frac{614}{35} = 17,54 \text{ m}$$

$$\text{Et : } b \geq a \Rightarrow b = 40\text{cm}$$

On prend : $b = 40\text{cm}$

- Répartition des efforts sur les appuis

Action dynamique (efforts du au freinage) :

❖ **Système B_C :**

Un seul camion est supposé freiné avec : $H_{Bc} = 30 \text{ t}$.

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{30}{2 \times 7} = 2,14 \text{ t}$$

❖ **Système A(l) :**

La force de freinage maximale est donnée par le cas de deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{A}{20 + 0,0035 \cdot S}$$

$$H_{A(l)} = F_A = 6,935\text{t} \quad (\text{Calculé dans le chapitre 4})$$

Chaque appareil d'appui support une force de freinage :

$$H_{fr} = \frac{6,935}{2 \times 7} = 0,495 \text{ t}$$

- 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.

$$S = 36 \times (1,9 + 0,22 + 0,085) = 79,38 \text{ m}^2$$

$$H_{ve} = 200 \times 10^{-3} \left(\frac{79,38}{2 \times 7} \right) = 1,134 \text{ t}$$

- Effort due au séisme :

Horizontalement : $F_{ah} = 0,2G$

Verticalement : $F_{av} = \pm 0,06G$

Avec le poids propre du tablier : $G = 716,63 \text{ t}$

$$F_{ah} = 0,20 \times 716,63 = 143,32 \text{ t}$$

$$F_{av} = 0,06 \times 716,63 = 42,99 \text{ t}$$

Chaque appareil d'appui support un effort de séisme:

$$F_{ah} = \frac{143,32}{2 \times 7} = 10,23 \text{ t}$$

$$F_{av} = \frac{42,99}{2 \times 7} = 3,07 \text{ t}$$

- Effort due à la déformation (déplacements) :

$$\Delta_{max} = 1,697 \text{ cm} \quad \text{avec: } \varepsilon = \Delta_{max}$$

On a le module d'élasticité transversale : $G = 80 \text{ t/m}^2$

Et la hauteur nette de l'élastomère $e : T = 5 \text{ cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = \frac{H \cdot T}{G \cdot a \cdot b} \Rightarrow H = \frac{G \cdot a \cdot b \cdot \varepsilon}{T}$$

$$H = \frac{80 \times 0,35 \times 0,40 \times 1,697 \times 10^{-6}}{0,05} = 3,803 \text{ t}$$

- Vérification des appareils d'appui : XI.5.1-

Calcul des contraintes de cisaillement: XI.5.1.1-

Contrainte due à l'effort normal (N):

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_N = 1,5 \left(\frac{\tau_m}{\beta} \right) \\ \tau_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_N = 1,5 \left(\frac{N_{\max}}{\beta \cdot a \cdot b} \right)$$

β : Coefficient de forme.

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a + b)} = \frac{35 \times 40}{2 \times 1(35 + 40)} = 9,33 \text{ t}$$

$$\tau_N = 1,5 \left(\frac{92,11 \times 10^{-2}}{9,33 \times 0,35 \times 0,40} \right) = 1,057 \text{ Mpa}$$

$$\tau_N = 1,057 < 3G = 1,3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

XI.5.1.2- Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal:

$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 0,7G \Rightarrow$ Sil'action H due au freinage.

$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5\tau_{H2} < 1,3G \Rightarrow$ Sil'action H due au séisme.

τ_{H1} : Contrainte de cisaillement due à l'effort statique.

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U}{T} = \frac{0,8 \times 1,22 \times 10^{-2}}{0,05} = 0,1952 \text{ Mpa}$$

τ_{H2} : Contrainte de cisaillement due à l'effort dynamique.

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{12,79 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = 0,913 \text{ MPA}$$

$$0,1952 + 0,5 \times 0,913 = 0,651 \text{ Mpa} < 0,7 \times 0,8 = 0,560 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

$$\tau_{H2} = \left(\frac{H}{a \cdot b} \right) = \left(\frac{3,839 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} \right) = 0,2742 \text{ Mpa}$$

$$0,1952 + 0,5 \times 0,2742 = 0,332 \text{ Mpa} < 1,3 \times 0,80 = 1,040 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

XI.5.1.3- Contrainte de cisaillement due à la rotation:

$$\tau_a = \frac{G \cdot a^2(a_T + a_0)}{2 \cdot t^2 \cdot n}$$

$a_0 = 1\%$ rad : Rotation due aux défauts de pose des poutres préfabriquées.

$a_T = -0,00088$ rad: Rotation en service à vide.

$$\tau_a = \frac{0,8 \times 0,30(-0,00088 + 0,01) \times 10^2}{2 \times 0,01 \times 4} = 3,264 \text{Mpa}$$

On doit vérifier :

$$\tau_N + \tau_H + * \tau_a < 5G$$

$$1,172 + 0,333 + 1,172 = 2,22 \text{Mpa} < 5 \times 0,80 = 4 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

XI.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.

$$a \leq \frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \quad \text{avec: } N_{\min}: \text{l'effort due au poids propre de la poutre intermédiaire}$$

$$\sigma_{c \min} = \frac{45,88 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,4} = 3,27$$

$$a = \frac{a_T + a_0}{n} = \frac{-0,00088 + 0,01}{4} = 0,00228 \text{rad}$$

$$\frac{3 t^2 \sigma_{c \min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 10^2 \times 3,311}{6,818 \times 350^2 \times 0,8} = 0,002408 \text{rad}$$

$$a = 0,0011742 \leq 0,002408 \text{ rad} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

XI.5.1.5-Condition de non glissement :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{c \min} &= \frac{N_{\min}}{a \cdot b} \geq 2 \text{Mpa} \end{aligned} \right.$$

$$H \leq f \cdot N_{\min} \quad \text{avec: } f \text{ coefficient de frottement.}$$

Pour les appareils bon, la face au contact avec la structure est une feuille d’élastomère alors dans ce cas on prend :

$$\sigma_{c \min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{45,88 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 3,27 \text{MPa}$$

$$f = 0,12 + \frac{0,60}{\sigma_{c \min}} = 0,12 + \frac{0,60}{3,27} = 0,301$$

Pour les efforts minimaux (N_{\min}) on à comme force horizontale :

- **Force de la déformation limites (Retrait, Fluage, Température) :**

$$H_{(R,F,T)} = \frac{G \cdot U}{T} (a \cdot b) = \frac{0,8 \times 1,22 \times 10^{-2}}{4 \times 10^{-2}} (0,35 \times 0,40) = 0,0341 \text{ MN}$$

- $\begin{cases} \sigma_{c \min} = 3,41 \text{Mpa} \geq 2 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ H_{(R,F,T)} = 0,024 \text{ MN} \leq f \cdot N_{\min} = 0,301 \times 45,88 \times 10^{-2} = 0,139 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$

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 :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad \text{avec: } t_s \geq 2 \text{mm.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{92,11 \times 10^{-2}}{0,35 \times 0,40} = 6,579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 220 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq \frac{350 \times 6,579}{9,33 \times 220} = 1,121 \text{mm} \Rightarrow t_s \geq 2 \text{mm}$$

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

L'épaisseur de l'appareil d'appuis sera : $T_a = 10 \times 5 + 3 \times 5 = 65 \text{ mm}$

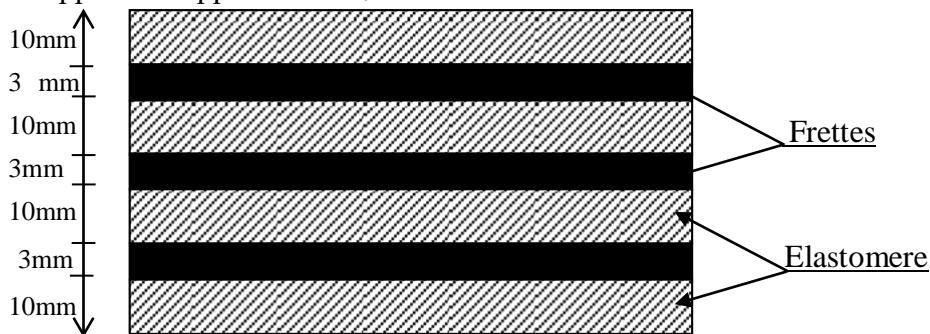


Figure XI 2: Dimension de l'appareil d'appui

XI.6- Les dés d'appui :**XI.6.1- Fonction des dés d'appuis :**

- ❖ Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- ❖ Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- ❖ Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui ; principalement.
- ❖ Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

XI.6.2- Dimensionnement des dés d'appui :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement d'au moins 5cm.

Dimensionnement des dés d'appuis :

$$A = a + 20 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$B = b + 20 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$B_0 = a \times b = 1400 \text{ cm}^2$$

$$p_0 = 2(a+b) = 150 \text{ cm}$$

B_0 : Surface de néoprène.

p_0 : Le périmètre de néoprène.

$$H > \frac{2B_0}{P_0} = \frac{2 \times 1400}{150} = 18,666 \text{ m}$$

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

XI.6.3- Ferrailage de dés d'appui :

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 donner la forme transversale inclinée de 2,5% pour les évacuations des eaux.

XI.6.4 - Armature de chainages :

Elle doit reprendre l'effort N_{\max} , donnée par les deux combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : N_{\max} = 124,35 \text{ t} = 1,2435 \text{ MN}$$

$$\text{ELS} : N_{\max} = 92,11 \text{ t} = 0,9211 \text{ MN}$$

Dou:

$$A_s = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 1,2435}{435} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,9211}{240} \right) \right\}$$

$$A_s = \text{Max} * 7,14 \text{ cm}^2 ; 9.59 \text{ cm}^2 +$$

$$A_s = 9,59 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7\text{HA}14\mathbf{10,8}$$

Dans les deux sens pour limiter la propagation des fissures.

XI.6.5- Armature de profondeurs :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,25 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,25 \times 1,2435}{435} \right); \left(\frac{0,25 \times 0,9211}{240} \right) \right\}$$

$$A_s = \text{Max} * 3,57 \text{ cm}^2 ; 4,79 \text{ cm}^2 +$$

$$A_s = 4,79 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4\text{HA}14\text{A}_c = \mathbf{6,16}$$

XI.6.6- Armature de diffusion :

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

- Frettes supérieurs (ferraillage de surface).
- Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement).

❖ **Frettes supérieures :**

$$A_s = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,04 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,04 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} * 1,143 \text{ cm}^2 ; 1,53 \text{ cm}^2 +$$

$$A_{Ssup} = 1,53 \text{ cm}^2 2\text{HA}10$$

❖ **Frettes inférieures :**

$$A_s = \text{Max} \left\{ \left(\frac{0,10 N_U}{f_{su}} \right); \left(\frac{0,10 N_S}{\bar{\sigma}_S} \right) \right\} = \text{Max} * 2,85 \text{ cm}^2 ; 3,84 \text{ cm}^2 +$$

$$A_{Sinf} = 3,84 \text{ cm}^2 4\text{HA}12$$

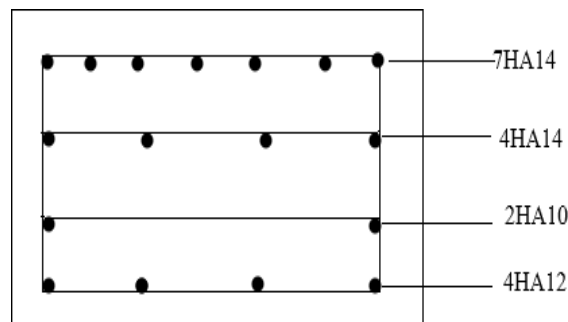


Figure XI 3: Dimension de l'appareil d'appui

- 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.

- 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 lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Nota : Vue que notre pont se situ sur une route de trafic important, on opte pour un joint lourd ou semi-lourd dont l'ouverture (souffle) est ≥ 50 mm.

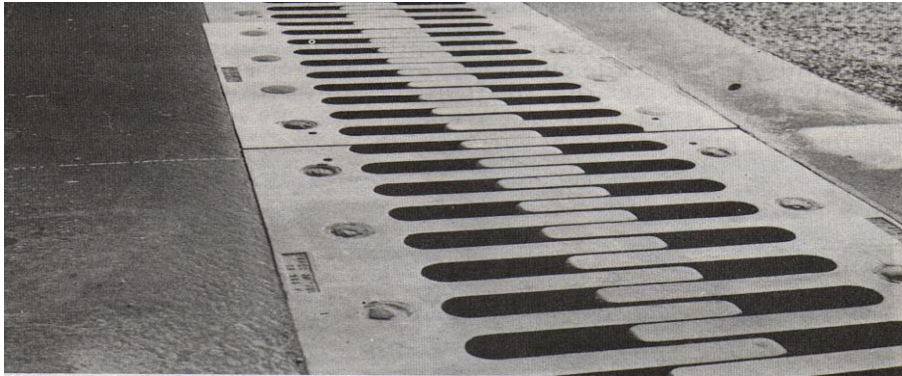


Figure XI 4: joint de chaussée(type WP alu.300)

XI.6.8 - 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 XI 5: joint de chaussée(type WP alu.300)

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

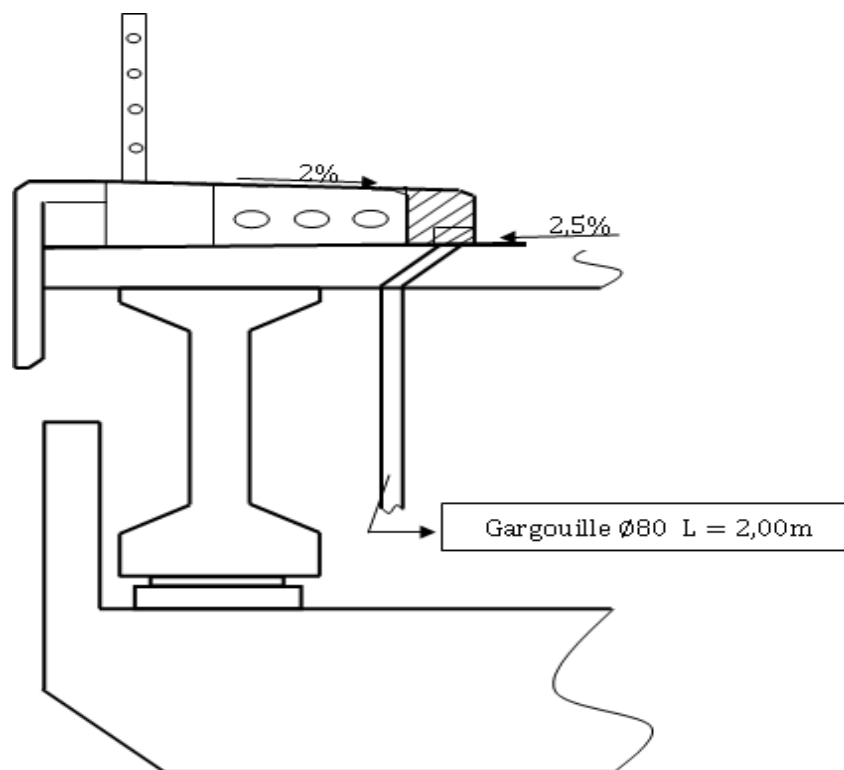


Figure XI XI 6: Disposition des gargouilles

Chapitre XII

La PILE

XII.1- Introduction :

Dans tout projet de construction, on considère la partie de l'ouvrage qui est en interaction avec la couche de sol d'assise qu'on appelle fondation.

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. La conception des piles est tributaire de type et de mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations, et des certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

La conception de la pile dépend de plusieurs paramètres, tels que, la résistance du sol, hydrogéologie du site (agressivité des eaux) et l'obstacle (oued, autoroute), leur Dimensionnement dépend de :

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

XII.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.

Il y a trois types des fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation semi-profonde.

XII.3- Pré dimensionnement de la pile :

XII.3.1- Le chevêtre :

C'est l'élément sur lequel reposent les poutres, il a les dimensions suivantes :

- Longueur : $L = 1,6 \times 6 + 0,58 \times 2 = 10,76\text{m}$.
- Largeur : $b = 2,8 \text{ m}$
- Hauteur : $h = 2$

XII.3.2- Le fut :

Son rôle est de transmettre les efforts à la semelle. Il est un élément rectangulaire solide (type mur) de section $1,8 \times 6 \text{ m}$ et de hauteur de 8 m

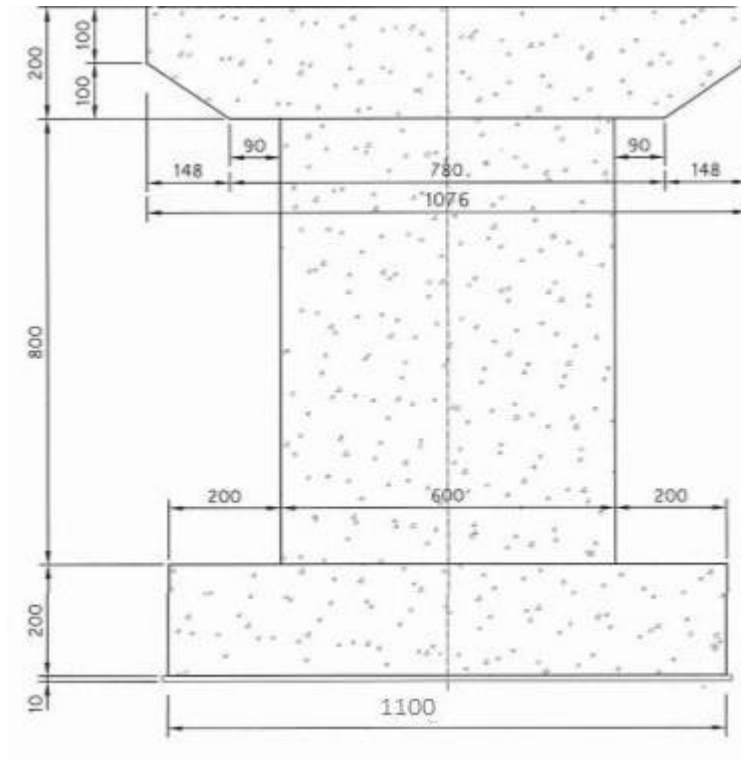


Figure XII 1: Coupe transversale B-B

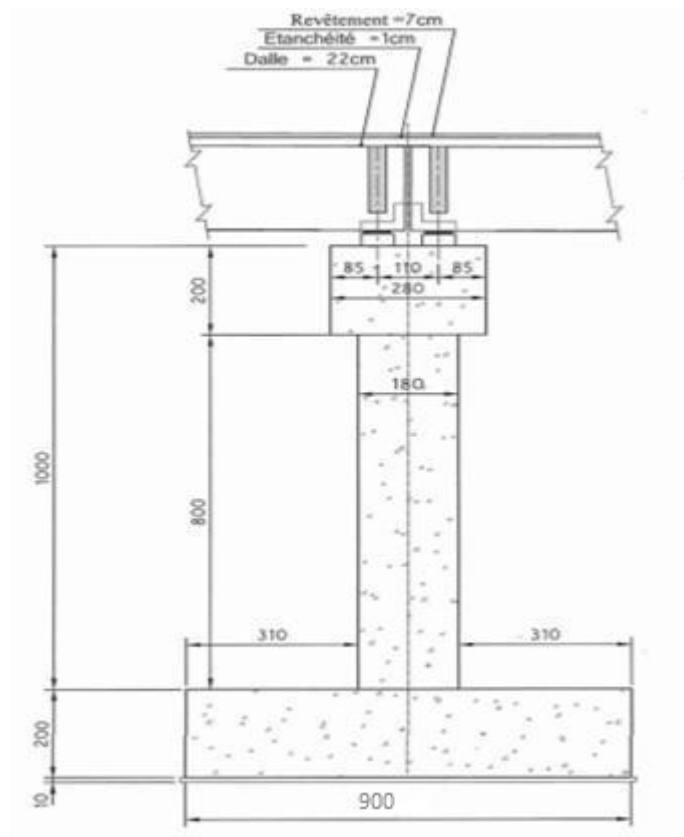


Figure XII 2: Coupe longitudinale A-A.

XII.4-Répartition des charges et surcharges :

XII.4.1- Charges permanente :

Le poids propre du tablier $G_T = 716,63t$

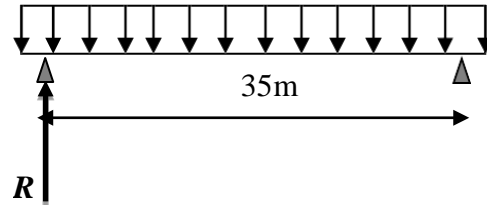
➤ **La réaction due la charge permanente :**

- Pour une seule travée chargée :

$$R = G_T/2 = 358.315 t.$$

- Pour deux travées chargées :

$$R_T = 2 \times R = 716,63 t.$$



XII.4.2- Surcharges :

a)Système A(L) :

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + L} \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$$

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = 0,82$$

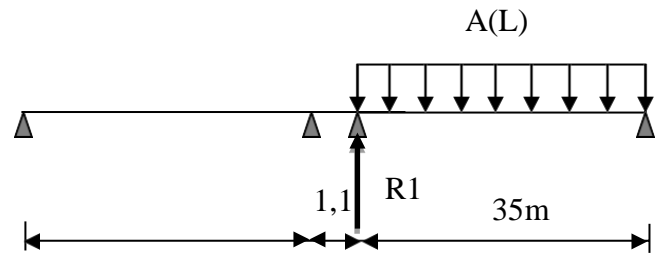
Il existe 4 cas de chargements :

- **Une seule travée chargée :**

➤ **Une seule voie chargée :**

$$L = 35m.$$

$$A(l) = 0,23 + \frac{36}{12 + 35} = 0,995 t/m^2$$



Nbr de voies	La portée	a1	a2	A(l) × a1 × a2	Largeur de voie	A(L) en (t/ml)
1	35	1	0,82	0,815	4.25	3.467
2	35	1	0,82	0,815	8.5	6.935

$$R_1 = A(l) \times 4,25 \times 35/2 = 60,61 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times \frac{1,1}{2} = 33,33 \text{ t.m}$$

➤ Deux voies chargées :

$$R_1 = A(l) \times 8,5 \times 35/2 = 121,22 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2 = 66,61 \text{ t.m}$$

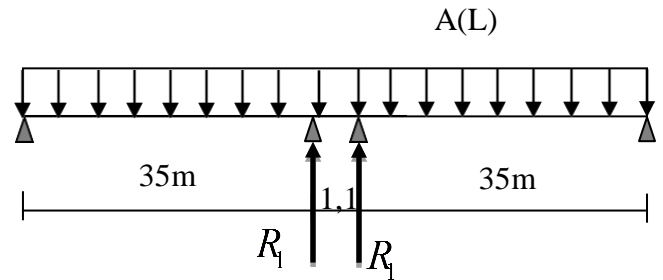
▪ Deux travées chargées :

➤ Une seule voie chargée :

$$L' = (35 \times 2) + 1,1 = 71,1 \text{ m}$$

$$A(l') = 0,663 \text{ t/m}^2$$

Nbr de voies	La portée	a1	a2	A(l) × a1 × a2	Largeur de voie	A(L) en (t/ml)
1	35	1	0,82	0.543	4.25	2.30
2	35	1	0,82	0.543	8.5	4.60



$$R_1 = (A(l') \times 4,25 \times 35)/2 = 40,44 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 80,88 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

➤ Deux voies chargées :

$$R_T = 2 \times R_1 = (A(l') \times 8,5 \times 35) = 161,71 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0 \text{ (symétrie)}$$

a. Système Bc :

-Une seule travée chargée

$$\delta_{BC} = 1,07$$

Il existe 4 cas de chargements :

▪ Une seule travée chargée :

Une seule voie chargée : $b_c = 1.2$

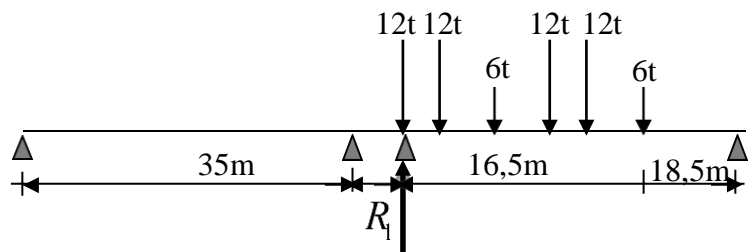
$$35 \times R_1 = 6(15,5 + 29) + 12(23 + 24,5 + 33,5 + 35)$$

$$R_1 = 47,91 \times 1,2 \times 1,07$$

$$R_1 = 61,51 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 33,83 \text{ t.m}$$



➤ **Deux voies chargées : bc = 1, 1**

$$R_1 = 47,91 \times 2 \times 1,1 \times 1,07$$

$$R_{T1} = 112,78 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 62,02 \text{ t.m}$$

▪ **Deux travées chargées :**

➤ **Une seule voie chargée : bc = 1, 2**

$$R_1 \times 35 = 6(29) + 12(33,5 + 35)$$

$$R_1 = 28,45 \times 1,2 \times 1,07$$

$$R_1 = 36,35 \text{ t}$$

$$R_2 \times 35 = 6(31,7) + 12(25,7 + 27,2)$$

$$R_2 = 23,57 \times 1,2 \times 1,07$$

$$R_2 = 30,26 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 66,78 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 3,44 \text{ t.m}$$

➤ **Deux voies chargées : bc = 1, 1**

$$R_1 = 2 \times 28,45 \times 1,1 \times 1,07$$

$$R_1 = 66,97 \text{ t}$$

$$R_2 = 2 \times 23,55 \times 1,1 \times 1,07$$

$$R_2 = 55,48 \text{ t}$$

$$R_T = R_1 + R_2 = 122,45 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = (R_1 - R_2) \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 0,319 \text{ t.m}$$

b. Système Mc120 :

$$\delta_{MC} = 1,07$$

Il y a deux cas :

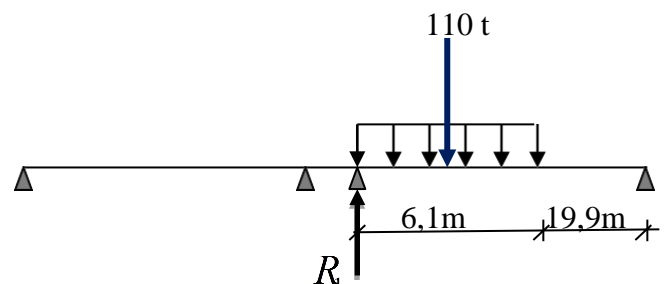
▪ **Une seule travée chargée :**

$$35 \times R_1 = 110 \times (28,9 + 6,1/2) \times 1,07$$

$$R_1 = 107,44 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1/2$$

$$M_{LONG} = 59,52 \text{ t.m}$$



▪ Deux travées chargées :

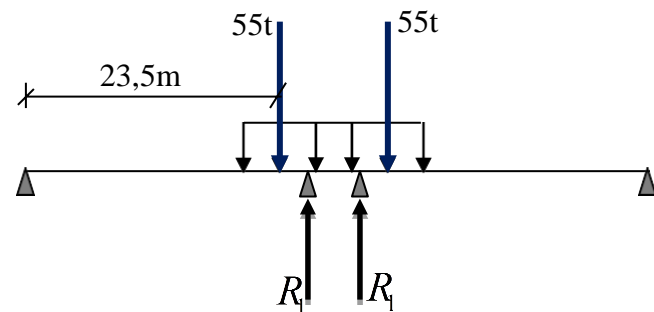
$$35 \times R_1 = 55 \times (26 - (34,075) \times 1,07$$

$$R_1 = 57,29 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 114,29 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

Système D240



1. Une travée chargée

$$35 \times R_1 = 240 \times (16,4 + 18,6/2) R_1 = 176,22 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = R_1 \times 1,1 / 2 M_{LONG} = 96,921 \text{ t.m}$$

2. Deux travées chargées

$$35 \times R_1 = 120 \times (30,95)$$

$$R_1 = 106,11 \text{ t}$$

$$R_T = 2 \times R_1 = 212,22 \text{ t}$$

$$M_{LONG} = 0(\text{symétrie})$$

Tableaux récapitulatifs

1. Une seule travée chargée

		R(t)	M(t.m)
A(l)	1VC	60,61	33,33
	2VC	121,23	73,08
Bc	1VC	61,51	33,83
	2VC	112,78	62,02
Mc120		107,44	59,092
D240		176,22	96,921

Table XII 1: La réaction et le moment longitudinal (cas d'une seule travée chargée)

2. Deux travées chargées :

		R(t)	M(t.m)
A(l)	1VC	80,88	0
	2VC	161,76	0
Bc	1VC	67,42	3,804
	2VC	123,59	6,954
Mc120		114,58	0
D240		212,22	0

Table XII 2:moment longitudinal pour une deux travée chargée

XII.4.3- Les efforts horizontaux :

a. Freinage :

▪ Système A(L) :

Le cas le plus défavorable est donné par deux travées chargées et deux voies chargées.

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A$$

$$A = A(L) \times a1 \times a2 \times S$$

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{71,2 + 12} = 0,663 \text{ t/m}^2$$

S : Surface chargée, soit : $S = (35 \times 2 + 1,1) \times 8,5 = 604,35 \text{ m}^2$

$$A = 0,663 \times 1 \times 0,82 \times 604,35 = 328,56 \text{ t}$$

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 604,35} \times 328,56$$

$$H_{A(l)} = 14,86 \text{ t}$$

Soit : 7,43 t (pour la pile)

Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l)

$$M_{A(l)} = 7,43 \times (2 + 8 + 2 + 0,2) = 90,94 \text{ t.m}$$

▪ Système Bc :

Un seul camion est supposé freiné avec $H_b = 30 \text{ t}$, la pile supporte une force de freinage égal à $30/2 = 15 \text{ t}$

Le moment crée par l'effort de freinage :

$$M_{BC} = 15 \times (2 + 8 + 2 + 0,2) = 183 \text{ t.m}$$

b. Séisme :

- Le poids total de la superstructure :

$$G_{SUP} = 716,63 \text{ t.}$$

- Le poids du chevêtre :

$$\text{Surface} = (7,8 \times 2) + 2 \times [(2,00 + 1,00) \times 1,48 / 2] = 20,04 \text{ m}^2$$

$$\text{Largeur} = 2,80 \text{ m}$$

$$P_{ch} = 2,5 \times 20,04 \times 2,80 = 140,28 \text{ t}$$

- Le poids des 02 murettes

$$S = (0,20 \times 1,50) \times 2 = 0,6 \text{ m}^2$$

$$\text{Largeur} = 2,8 \text{ m}$$

$$P_M = 0,6 \times 2,8 \times 2,5 = 4,2 \text{ t}$$

- Le poids des dés d'appuis :

$$P_d = 0,6 \times 0,55 \times 0,2 \times 2,5 \times 14 = 2,31 \text{ t}$$

- Le poids du fut :

$$P_{fu} = 6 \times 1,8 \times 8 \times 2,5 = 216 \text{ t}$$

- Le poids de la semelle :

$$P_s = 9 \times 2 \times 11 \times 2,5 = 495 \text{ t}$$

- Le poids de la terre sur la semelle :

$$P_t = 2,64 \times 9 \times 11 - 6 \times 1,8 \times 2 = 465,69 \text{ t}$$

- Le poids total de la pile :

$$P_T = (P_{CH} + P_d + P_M) + P_{fu} + P_s + P_t$$

$$P_T = 140,28 + 2,31 + 4,2 + 216 + 495 + 465,69 = 1323,48$$

$$\text{Le poids total} = 1323,48 + 716,63 = 2040,11 \text{ t}$$

❖ **L'effort sismique horizontal :**

$$F_{sh} = \varepsilon_h \times G_T = 0,20 \times 2040,11 = 408,022 \text{ t}$$

❖ **L'effort sismique vertical :**

$$\text{Minimal } F_{V_{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 2040,11 = 1917,70 \text{ t.}$$

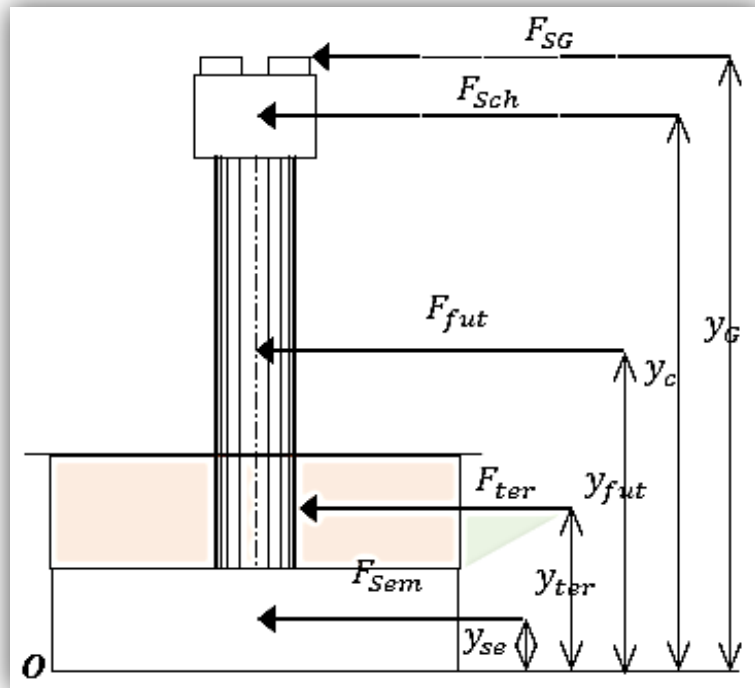
$$\text{Maximal } F_{V_{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 2040,11 = 2162,51 \text{ t.}$$

- **Le moment dû à l'effort sismique horizontal :**

$$M_{FS/0} = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_d \times Y_d + F_M \times Y_M + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{SSe} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS/0} = 0,20 \times (716,63 \times 12,2 + 2,31 \times 12,1 + 4,2 \times 12,75 + 144,28 \times 11 + 216 \times 6 + 465,69 \times 3,32 + 495 \times 1)$$

$$\frac{M_{FS}}{0} = 0,20 \times (13320,4954) = 2749,71 \text{ t.m}$$



XII.5- Étude du chevêtre :

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d'appui. Pour le calcul, on assimile le chevêtre à une poutre sur un appui continu (le fût).

XII.5.1- Calcul des sollicitations :

a. Charges et surcharges appliquées sur le chevêtre :

- Le poids propre du chevêtre
- Le poids du tablier : chaque poutre applique sur le dé d'appui une réaction R_{tab}

$$R_{Tab} = \frac{716,63}{2 \times 7} = 51,187t$$

- Le poids d'un dé d'appui $P_d = 0,6 \times 0,55 \times 0,2 \times 2,5 = 0,165 t$
- La réaction $R_g = (51,187 + 0,165) \times 2 = 102,704 t$
- Le poids du au système D_{240} (2travées chargées) : 212,22 t

$$R_{D240} = \frac{212,22}{7} = 30,317t$$

- Le poids d'une murette appliqué à l'extrémité du chevêtre : $R_M=0,2 \times 1,5 \times 2,8 \times 2,5=2,1 \text{ t}$.

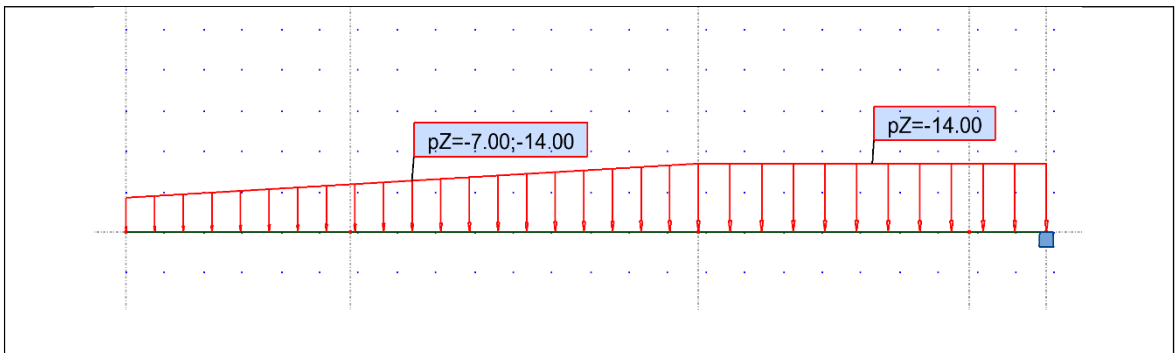
Vu que le chevêtre est encastré à sa base sur le voile, le moment fléchissant sera nul dans cette partie. Pour le calcul, on ne considère que la partie en console qui sera supposée encastrée dans le voile. Le calcul est fait par le logiciel **ROBOT**.

- Modélisation du poids propre du chevêtre (console) :**

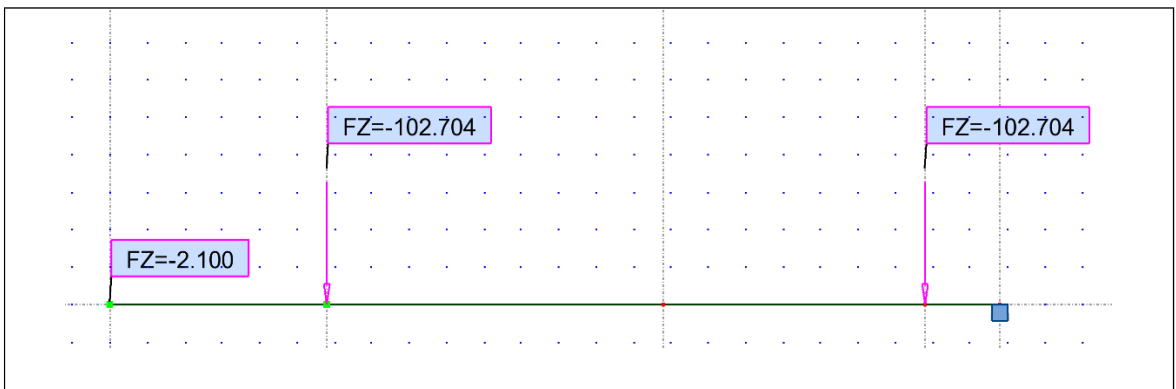
$$g_1=1 \times 2,8 \times 2,5=7 \text{ t}, g_2=2 \times 2,8 \times 2,5=14 \text{ t}$$

- $0 \leq x \leq 1,48 \text{ m}$ $g(x) = g_1 + \frac{(g_2 - g_1) \cdot x}{1,48}$

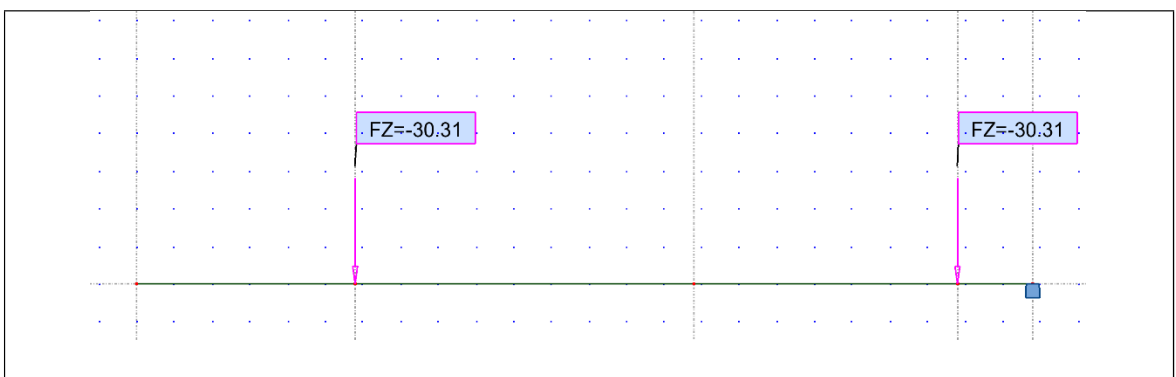
- $1,48 \text{ m} \leq x \leq 2,38 \text{ m}$ $g(x) = g_2$



- Modélisation des charges concentrées (tablier +dés d'appui + murette)**



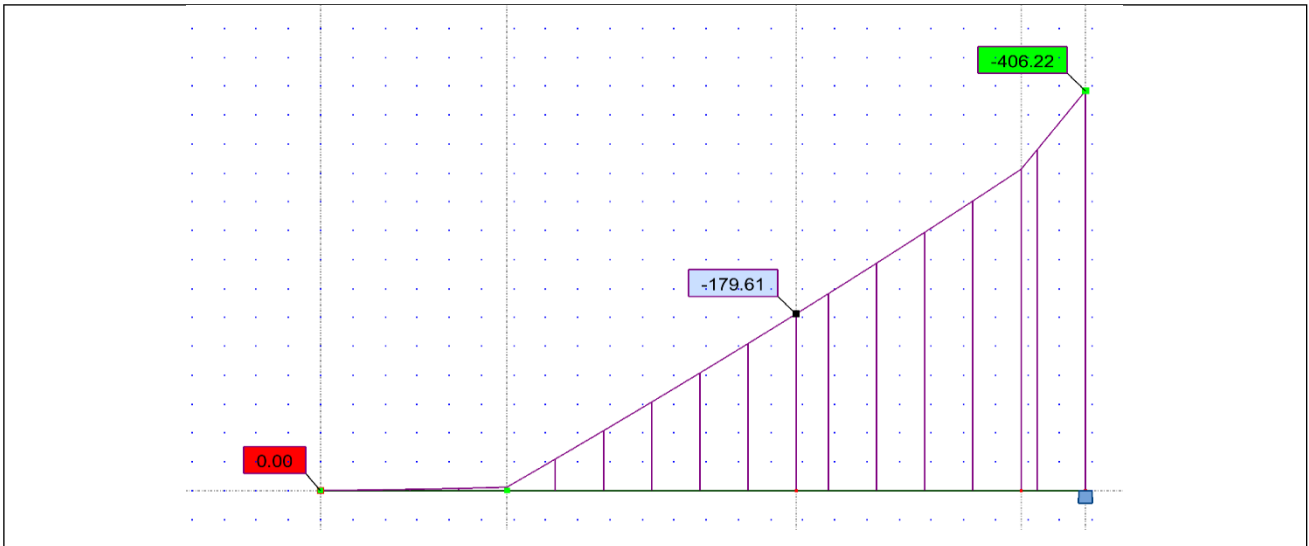
- Modélisation des réactions dues au convoi D240**



Résultats

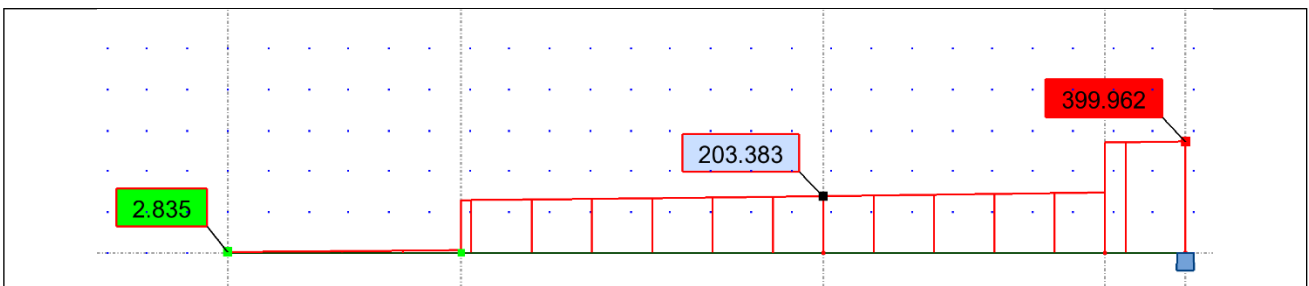
➤ E.L.U : 1,35G+1,35D₂₄₀

•Diagramme des moments fléchissant



Le moment sur appui : $M_a = -406,22t.m$

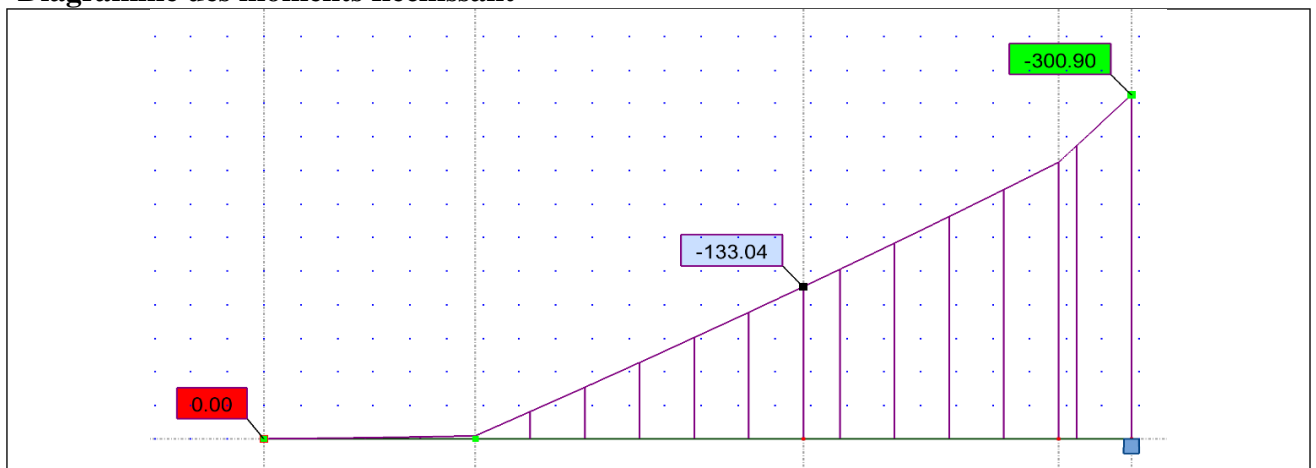
•Diagramme des efforts tranchants :



$T_0 = 399,962t$

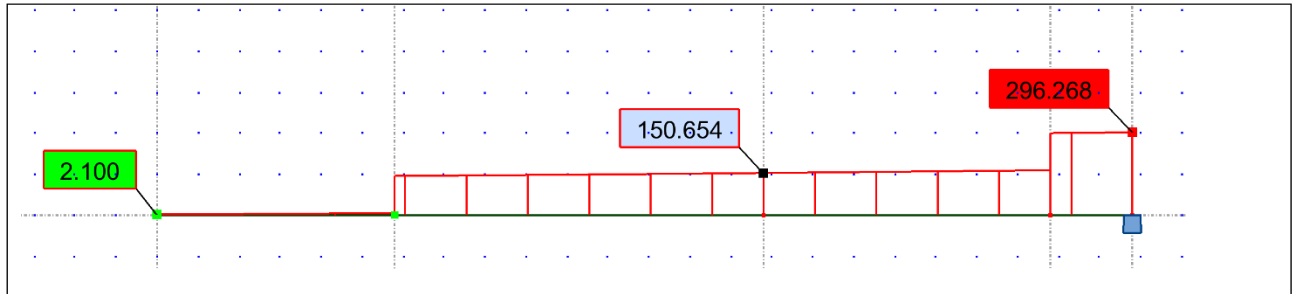
➤ E.L.S : G+D₂₄₀

•Diagramme des moments fléchissant



Le moment sur appui : $M_a = -300,9 \text{ t.m}$

• **Diagramme des efforts tranchants :**



$T_0 = 296,268 \text{ t}$

a. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage du chevêtre se fait par logiciel SOCOTEC avec les hypothèses suivantes :

- Calcul de ferrailage en flexion simple
- Fissuration préjudiciable
- Béton $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$.
- Acier $f_e = 500 \text{ Mpa}$.

$$h = 2 \text{ m}$$

$$b = 2,8 \text{ m}$$

$$d = 1,95 \text{ m}$$

➤ **E.L.U :**

$$M_{au} = -406,22 \text{ t.m.}$$

Le résultat obtenu par SECOTEC est :

- Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 0$.
- Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = 48,54 \text{ cm}^2$.

➤ **E.L.S :**

$$M_{as} = -M_a = -300,9 \text{ t.m}$$

Le résultat obtenu par SECOTEC est :

- Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 0$.
- Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = \dots\dots 64,49 \dots \text{ cm}^2 \dots\dots$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} > 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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

$$f_{t28} = 2,22 \text{MPA}$$

$$f_e = 500 \text{ MPA} \quad A_{Smin} > \frac{0,23 \times 2,8 \times 1,95 \times 2,22}{500} = 55,75 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = \text{Max} (A_{su} ; A_{ser}, A_{smin}) = \dots 64,49 \text{ on adopte } 14\text{HA}25$$

Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{avec } T = 399,962 \text{t}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{MIN}(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA}) = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{399,962 \times 10^{-2}}{2,8 \times 1,95} = 0,732 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad a = 90^\circ$$

(Les armatures droites sont suffisantes).

On peut disposer les armatures transversales à 90°

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{t28}}{0,8 f_e (\cos a + \sin a)} \quad k = 1 \text{ flexion simple, } f_{t28} = 2,22 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{0,732 - 0,3 \cdot 2,22}{0,8 \cdot 500}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0462$$

▪ **Le pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_e > \text{MAX} \left(2 \frac{\tau_u}{f_e}, 0,4 \text{ MPA} \right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \times 280}{500} = 0,224$$

On prend un espacement de 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,224 \quad \text{donc } A_t = 0,224 \times 15 = 3,36 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage du chevêtre à la torsion :**

La torsion du chevêtre est due à la l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie.

Pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de paroi est égal au 1/6 du diamètre du cercle qui peut être inscrit dans le contour extérieur.

Le moment de torsion M_t est donné par la relation suivante :

$$M_t = R \cdot e$$

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.

$$R_{max} = R(d240) = 176,22t \text{ (une travée chargée).}$$

$$M = 2M_t = 2 \times 176,22/7 \times 0,55 = 27,69 \text{ t.m}$$

On considère le chevêtre comme une console encastrée sur le voile :

$$M_u = 1,35 \cdot M_t$$

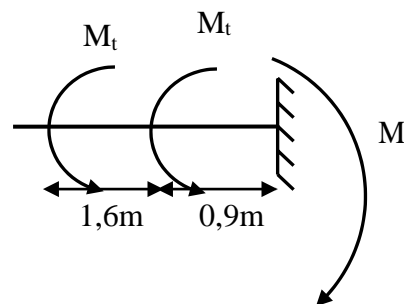


Fig.12.4 : Moment de torsion.

a. Les armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{v \cdot M_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi

v : Périmètre du contour

$$\frac{h}{6} = \frac{2}{6} = 0,333m \text{ et } \frac{b}{6} = \frac{2,8}{6} = 0,466m$$

$$v = 2 \times (2 - 0,333) + (2,8 - 0,333) \cdot 2$$

$$v = 8,268 \text{ m}$$

$$\Omega = \left(2 - \frac{h}{6}\right) \left(2,8 - \frac{h}{6}\right) = 4,112\text{m}^2$$

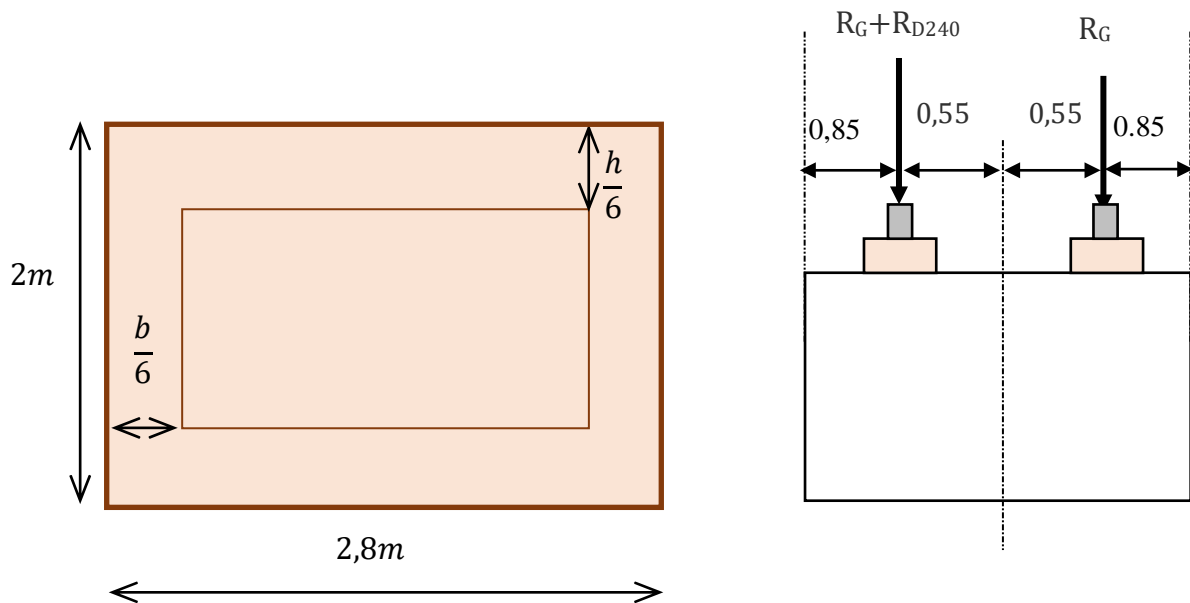


Figure XII 3: Coupe transversale du chevêtre

$$M_u = 1,35 \cdot M_t = 1,35 \times 27,69 = 37,38 \text{ t.m}$$

$$A_L = \frac{8,268 \times 37,38 \times 10^2}{2 \times 4,112 \times \frac{500}{1,15}} = 8,643\text{cm}^2$$

$$A_L = 8,643\text{cm}^2$$

b. Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_{te}}{y_s}} = \frac{37,38 \times 10}{2 \cdot 4,112 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,104 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq 15 \times 0,104 = 1,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures du chevêtre :**

- $A_{ssu} = 64.49 \text{ cm}^2$ soit : 14HA25 (68,72 cm^2)
- $A_{sinf} = 55,75 \text{ cm}^2$ soit : 12HA25 (58,91 cm^2)
- $A_{tran} = 3.36 + 1,56 = 4,92 \text{ cm}^2$ soit : 6HA12(6,79 cm^2), $st=15 \text{ cm}$
- $A_{storion} = 8,643 \text{ cm}^2$ soit : 10HA12(11,31 cm^2)

XII.5.2- Schéma de ferrailage :

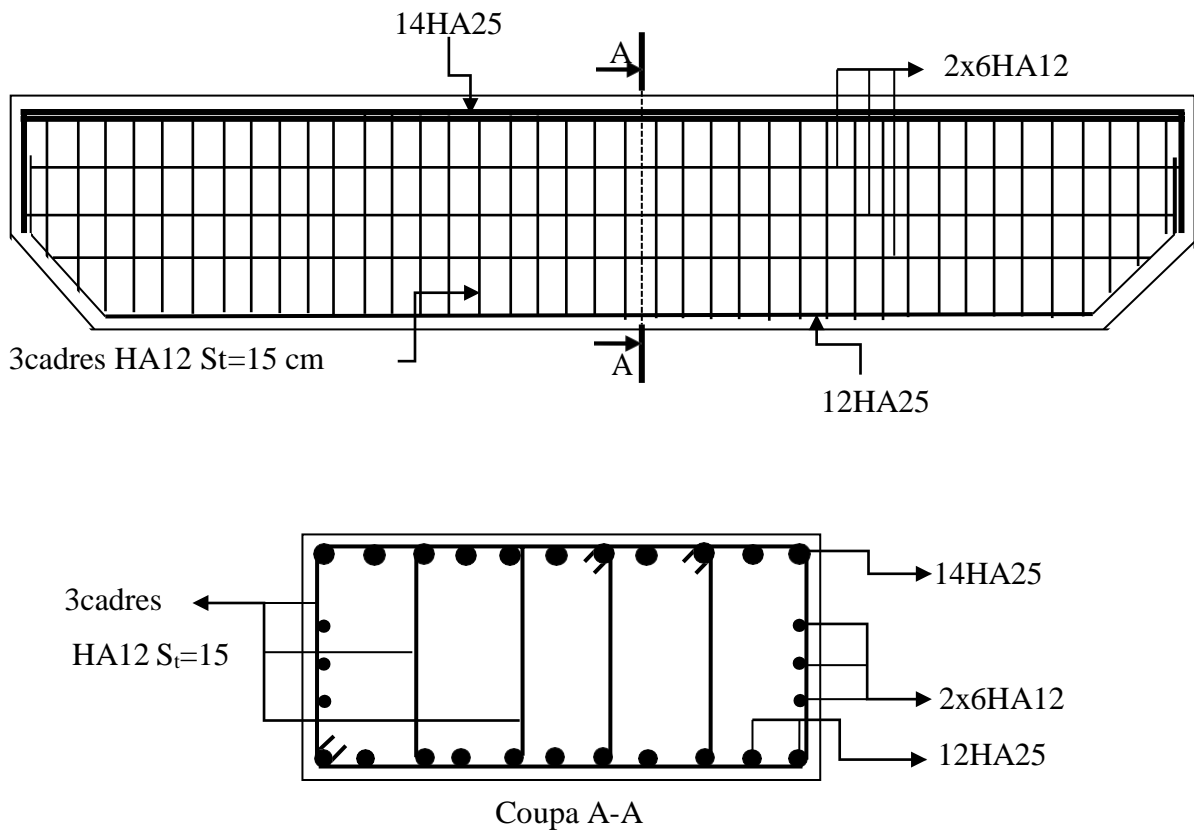


Figure XII 4: Schéma de ferrailage de chevêtre.

XII.6- Etude du fut :

Le fût est considéré comme encasté dans la semelle, les sollicitations agissant au fût sont les efforts horizontaux (Séisme, et force de freinage) et efforts verticaux (Poids propre, Surcharges).

XII.6.1- Calcul des sollicitations :

Le fut est soumis aux efforts suivants :

- Son poids propre.
- La réaction due au poids du tablier.

- La réaction due aux surcharges.
- Freinage des surcharges.
- L'effort du au séisme.

a. Le poids du fut :

$$G_f = 6 \times 8 \times 1,8 \times 2,5 = 216 \text{ t}$$

Poids total

$$G = G_f + G_{\text{tab}} + P_{\text{che}} + P_d = 216 + 716,63 + 144,48 + 2,31 = 1079,42 \text{ t.}$$

$$G = 1079,42 \text{ t.}$$

b. Le freinage :

➤ **Système A(L) :**

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20+0,0035S} \times A/2$$

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times S$$

Exemple de calcul pour 02 travée chargée, 02voies chargée(le cas le plus défavorable) :

$$A(L) = 0,230 + \frac{36}{71,1 + 12} = 0,663 \text{ t/m}^2$$

$$S : \text{Surface chargée, soit : } S = (35 \times 2 + 1,1) \times 8,5 = 604,35 \text{ m}^2$$

$$A = 0,663 \times 1 \times 0,82 \times 604,35 = 328,56 \text{ t}$$

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20 + 0,0035 \times 604,35} \times 164,28$$

$$H_{A(L)} = 7,43 \text{ t}$$

Soit : 3,715 t par appuis

- **Le moment dû a l'effort de freinage de système A(l) :**

$$M_{A(L)} = H_{A(L)} \times (0,2 + 2 + 8) = H_{A(L)} \times 10,2 \text{ t.}$$

$$M_{A(L)}(02 \text{ trvée, } 02vc) = 7,43 \times (0,2 + 1,2 + 1,5 + 5,8) = 75,78 \text{ t. m}$$

➤ Pour une travée chargée : la longueur chargée est de 35 m.

	Largeur	S	a ₁ × a ₂ × A(L)	H _{A(L)}
1vc	4,25	148,75	0,995	2,92
2vc	8,2	297,5	0,995	5,75

➤ Pour deux travées chargées : la longueur chargée est de 71,2 m.

	Largeur	S	$a_1 \times a_2 \times A(L)$	$H_{A(L)}$
1vc	4,25	148,75	0,663	3,90
2vc	8,5	297,5	0,663	7,43

➤ **Système Bc :**

Un seul camion est supposé freiné avec $H_B = 30 \text{ t}$, chaque appui supporte une force de freinage égal $30/2 = 15\text{t}$.

Le moment crée par l'effort de freinage :

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2 + 8) = 153\text{t} \cdot \text{m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	2,92	29,78
		2vc	5,75	58,65
	2trav	1vc	3,90	39,78
		2vc	7,43	75,78
Bc			15	153

Le séisme :

▪ **L'effort sismique horizontal pour la fut :**

Tablier : $F_{th} = \varepsilon_h \cdot R_t = 0,2 \times 716,63 = 143,32 \text{ t}$.

Chevêtre: $F_{chh} = \varepsilon_h \cdot P_{ch} = 0,2 \times 146,79 = 29,58 \text{ t}$.

Fut : $F_{fuh} = \varepsilon_h \cdot G_{fut} = 0,2 \times 216 = 43,2\text{t}$

sol sur semelle : $F_{solh} = \varepsilon_h \cdot G_{sol} = 0,2 \times 465,69 = 93,13 \text{ t}$.

$F_{htot} = 288,48\text{t}$.

▪ **L'effort sismique vertical :**

$$G_T = G_f + G_{tab} + P_{che} = 1079,42\text{t}$$

➤ **Minimal :** $F_{V\text{MIN}} = (1 - \varepsilon_v) \times G_T = (1 - 0,06) \times 1079,42 = 1014,65$

➤ **Maximal :** $F_{V\text{MAX}} = (1 + \varepsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 1079,42 = 1144,18$

▪ **Le moment dû a l'effort sismique horizontal :**

$$M_{FS/0} = (F_{th} \times Y_t + F_{chh} \times Y_{ch} + F_{fuh} \times Y_{FU} + F_{SOLh} \times Y_{SOL})$$

$$M_{FS/0} = (143,32 \times 10,2 + 29,58 \times 9 + 43,2 \times 4 + 93,13 \times 1,32)$$

$$M_{FS}/_0 = 2023,81t.m.$$

XII.6.2- Calcul des combinaisons :

Dans cette partie, on va calculer l’effort normal **N**, le moment longitudinal **M_{long}** qui se résulte 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)] (1tro chargé, 2trav).

$$N = G + R,A(L)(ou Bc)-$$

$$M_{long} = 1,60(M_{long},A(L)(ou Bc)-) + M_{frein},A(L)(ou Bc)-1$$

- **Combinaison 02 :** G+ Mc120

$$N = G + R(M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(M_{C120})$$

			N(t)	M_{long}	e (m)	As(cm²)
01trav	A(I)	1vc	1140,03	100,97	0,08	0,00
		2vc	1200,65	210,76	0,17	0,00
	Bc	1file	1140,93	308,44	0,27	0,00
		2file	1192,2	366,04	0,30	0,00
		M_{C120}	1186,86	79,77	0,067	0,0
D240			1255,64	130,84	0,104	0,00
02 tav	A(I)	1vc	1160,3	47,686	0,072	0,00
		2vc	1214,18	93,84	0,150	0,00
	Bc	1file	1146,84	69,73	0,198	0,00
		2file	1203,01	132,374	0,193	0,00
M_{C120}			1194	0,000	0,000	0,00
D240			1291,64			

Table XII 3: combinaison 01 et 02.

b. Conditions sismiques :

- **Combinaison 03 :** G+E

$$N = F_{Vmin} = 1014.65 t.$$

$$M_{long} = 2023,81. m.$$

$$A_s = 171cm^2$$

- **Combinaison 04 :G+E+A(L)** (ou Bc)

$$N = +F_{Vmin} + 0,6A(L)(ou\ Bc)-$$

$$M_{long} = M_{siesme} + 0,60(M_{long,A(L)(ou\ Bc)-}) + M_{frein,A(L)(ou\ Bc)-1}$$

			N(t)	M _{long}	e (m)	A _s (cm ²)
01trav	A(I)	1vc	1051,016	2061,676	1,9616029	165
		2vc	1087,388	2102,848	1,9338525	163
	Bc	1file	1051,556	2135,908	2,0311881	174
		2file	1082,318	2152,822	1,9890845	175
02 tav	A(I)	1vc	1063,178	2041,678	1,92035388	159
		2vc	1111,706	2059	1,85210838	156
	Bc	1file	1055,102	2117,8924	2,00728688	171
		2file	1088,804	2119,7824	1,94689072	172

Table XII 4: combinaison 03 et 04

D’après les calculs faits, la section d’armatures maximale par **SOCOTEC** est donnée par le cas de condition sismique (séisme longitudinal), Combinaison 04 (cas de Bc 2 voies chargée),

Avec{ $e = 1,989$
 $A_s = 175\text{cm}^2$

XII.6.3. Vérification vis-à-vis le flambement du fut :

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad , B = b \cdot h \Rightarrow i = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}$$

$$i = 0,519 \text{ m}$$

$$I_f = 0,7 \cdot l = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{5,6}{0,519} = 10,78$$

Pour que le fut ne flambe pas, il faut que : $\lambda < \lambda'$

$$\lambda = \text{MAX} [50, \text{MIN} (\frac{67 \times e}{1,8}, 100)]$$

$$\lambda = \text{MAX} [50, \text{MIN} (\frac{67 \times 1,989}{1,8}, 100)] = 100 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 14,05 < \lambda' = 100 \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

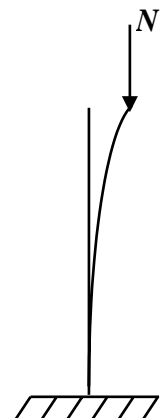


Figure XII 5: Effet de flambement

XII.6.4- Calcul de ferrailage :

a. Longitudinal :

Le résultat obtenu par SECOTEC est : $A_S = 175\text{cm}^2$.

▪ **La section d'armature minimale**

$$A_{Smin} = 0,5\%B = \frac{0,5 \times b \times h}{100} = 450 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin} = 20\text{cm}^2$$

$$A_{Smin} = 270 \text{ cm}^2 > A_S = 171 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 270 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 32\text{HA } 34$$

b. Transversal :

$$\tau_u = \frac{T_U}{d \cdot b}$$

$$T_U = F_{htot} + 0,6H_{fBc} = 288,48 + 0,6 \times 15 = 297,48 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} = \frac{297,48 \cdot 10^{-2}}{6 \times 1,75} = 0,283 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{MIN} * 0,1f_{c28}, 3 \text{ MPA} + = 2,7 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,283\text{MPA} < \bar{\tau}_u = 2,7\text{MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ **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 :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,8 \cdot f_e} \times b \times S_t \Rightarrow A_t = \frac{0,283 - 0,3 \times 2,22}{0,8 \times 500} \times 0,2 \times 6 = 0,01149 \text{ m}^2$$

▪ **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \cdot \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPA} / = 0,4 \text{ MPA}.$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPA} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 6 \times 10^2 \times \frac{0,4}{500} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

▪ **Diamètre des armatures**

$$\varnothing_t \leq \text{MIN} \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_{\text{long}}, \frac{b}{10} \right\} = \text{MIN} \left\{ \frac{1800}{35}, 25, \frac{6000}{10} \right\} = 25 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 25 \text{ mm}$$

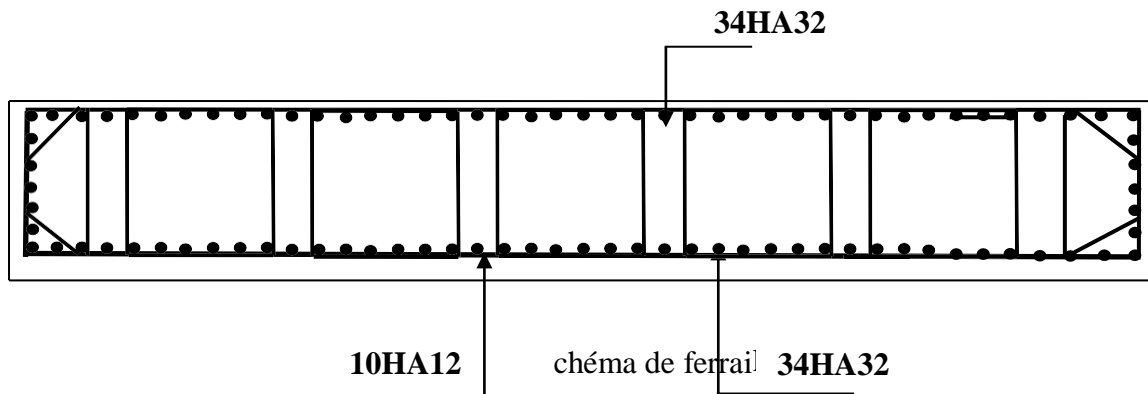
n prend : $\varnothing_t = 25 \text{ mm}$

Donc, on prend le pourcentage minimal pour le calcul.

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 20 \times 0,48 = 9,6 \text{ cm}^2$

Soit : **At=10HA 12**

: Schéma de ferrailage de fut :



XII.7- Etude de la semelle :

Dimensionnement de la semelle

- Longueur : $D = 11 \text{ m}$.
- Largeur : $B = 9 \text{ m}$.
- Épaisseur : $E = 2 \text{ m}$.

XII.7.1- Calcul des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- Superstructure : $G_{\text{sup}} = 716,63 \text{ t}$.
- Chevêtre : $G_{\text{CH}} = 146,79 \text{ t}$.
- Fût : $G_{\text{fû}} = 216 \text{ t}$.
- Poids de la semelle : $G_{\text{sem}} = 495 \text{ t}$.
- Poids des terres : $G_{\text{ter}} = 465,69 \text{ t}$.
- Le poids total de la pile : $G_{\text{pile}} = 1323,48 \text{ t}$.
- Le poids total : $G_T = 716,63 + 1323,48 = 2040,11 \text{ t}$.

b. Le freinage :

- Système A(l):

Le moment dû à l'effort de freinage de système A(l) :

$$M_{A(l)} = HA(L) \times (0,2 + 2 + 8 + 2) = HA(L) \times 12,2 \text{ t}$$

- 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

$$M_{BC} = 15 \times (0,2 + 2 + 8 + 2) = 183 \text{ t.m}$$

			H_{frein}	M_{frein}
A(L)	1trav	1vc	2.92	35.62
		2vc	5,75	70,15
	2trav	1vc	3,90	47,58
		2vc	7,43	90,64
Bc			15	183

c. Le séisme :

▪ **L'effort sismique horizontal pour la fut :**

$$F_{sh} = \epsilon_h \cdot R_t = 0,2 \times 2040.11 = 402,022 \text{ t.}$$

▪ **L'effort sismique vertical :**

➤ **Minimal :** $F_{V\text{MIN}} = (1 - \epsilon_v) \times G_T = (1 - 0.06) \times 2040.11 = 1917,70 \text{ t}$

➤ **Maximal :** $F_{V\text{MAX}} = (1 + \epsilon_v) \times G_T = (1 + 0,06) \times 2040.11 = 2162,51 \text{ t}$

▪ **Le moment dû a l'effort sismique horizontal :**

$$M_{FS}/0 = e_h \times (F_{SG} \times Y_{FG} + F_{Sch} \times Y_{ch} + F_{SFU} \times Y_{FU} + F_{SSOL} \times Y_{SOL} + F_{Sse} \times Y_{Se})$$

$$M_{FS}/0 = 0,20(716.63 \times 12.2 + 146,79 \times 11 + 216 \times 6 + 465,69 \times 2.64 + 495 \times 1)$$

$$\frac{M_{FS}}{0} = 0,20 \times (13748,55) = 2749,71 \text{ t.m}$$

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 le convoi Mc120 sera combiné avec le séisme.

➤ **Conditions normales :**

▪ **Combinaison 01 :** $G+A(L)$ (ou Bc) + H_f [A(L) (ou Bc)] .

$$N = 1,35G + 1,6R, A(L)(\text{ou Bc})-$$

$$M_{\text{long}} = 1,6[(M_{\text{long}}, A(L)(\text{ou Bc})-) + M_{\text{frein}}, A(L)(\text{ou Bc})- + M_{\text{trot}} (0)]$$

▪ **Combinaison 02 : G+ Mc120**

$$N = 1,35G + 1,35R(M_{C120})$$

$$M_{long} = 1,35 M_{long}(M_{C120})$$

			N(t)	M (t.m)	e0 (m)	σ_{max} (t/m ²)	σ_{min} (t/m ²)	σ_{rf} (t/m ²)
01trav	A(l)	1vc	2712,574	110,32	0,040	27,872	26,387	26,758
		2vc	2809,566	229,168	0,081	29,652	26,566	27,338
	Bc	1file	2714,014	346,928	0,127	29,480	24,808	25,976
		2file	2796,046	392,032	0,140	30,613	25,333	26,653
M_{C120}			2760,642	79,7742	0,040	28,152	27,078	27,346
D240			2853,495	130,843	0,081	29,434	27,675	28,112
02trav	A(l)	1vc	2745,006	56,992	0,020	27,841	33,444	33,711
		2vc	2874,414	112,24	0,039	29,520	34,544	35,070
	Bc	1file	2723,47	298,886	0,109	29,252	30,907	32,308
		2file	2813,342	303,926	0,108	30,194	31,983	33,408
M_{C120}			2770,281	0	0	27,712	34,294	34,294
D240			2902,095	0	0	29,044	35,942	35,942

Table XII 5: Combinaison 01 et 02

➤ *Séisme longitudinale*

Combinaison 03 :G+E

$$N = F_{Vmin} = 1821.23 \text{ t}$$

$$M = 2617.5\text{t}$$

Combinaison 04 :G+E+A(L) (ou Bc).

$$N = F_{Vmin} + 0,6,A(L)(\text{ou Bc})-$$

$$M = M_{siesme} + 0,6(M_{long},A(L)(\text{ou Bc})-) + M_{frein},A(L)(\text{ou Bc})-$$

$$M = 0,6(M_{long},A(L)(\text{ou Bc})-) + M_{frein},A(L)(\text{ou Bc})-$$

			N(t)	M	e0	σ_{max} (t/m ²)	σ_{min} (t/m ²)	σ_{rf} (t/m ²)
01trav	A(l)	1vc	1857,596	2658,87	1,431	36,668	0,858	9,811
		2vc	1893,968	2703,438	1,427	37,335	0,926	10,028
	Bc	1file	1858,136	2747,598	1,478	37,271	0,266	9,517
		2files	1888,898	2764,512	1,463	37,696	0,463	9,771
02 tav	A(l)	1vc	1869,758	2638,872	1,411	36,656	1,116	10,001
		2vc	1918,286	2659,59	1,386	37,286	1,466	10,421
	Bc	1file	1861,682	2729,5824	1,466	37,185	0,423	9,614
		2files	1895,384	2731,4724	1,441	37,539	0,751	9,948

Table XII 6: Combinaison 03 et 04

XII.7.2- Ferrailage de la semelle :

❖ **Conditions normale :**

Le cas le plus défavorable est donné par Bc pour une travée chargée

$\sigma_{max} = 30,613 \text{ (t/m}^2 \text{)}$
 $\sigma_{min} = 25,333 \text{ (t/m}^2 \text{)}$
 $\sigma_{rf} = 26,653 \text{ (t/m}^2 \text{)}$

Conditions sismiques

Le cas le plus défavorable est donné par Bc pour une travée chargée

$\sigma_{max} = 37,690 \text{ (t/m}^2 \text{)}$
 $\sigma_{min} = 0,463 \text{ (t/m}^2 \text{)}$
 $\sigma_{rf} = 9,771 \text{ (t/m}^2 \text{)}$
Condition normale :
 :

$e_0 = 0.146 \frac{B}{6} = 1,5 \text{ m.} \Rightarrow \text{C.A.D le diagramme des contraintes et trapézoïdal}$

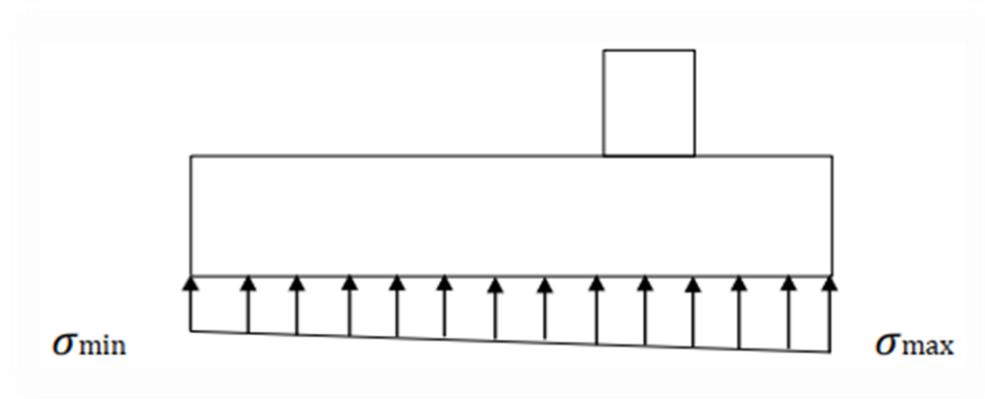


Figure XII 7:Le diagramme des contraintes trapézoïdal Conditions sismique.

❖ Conditions sismique :

$$e_0 = 1,463\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{9}{6} = 1.5 \text{ m.} \Rightarrow \text{C.A.D le diagramme des contraintes est trapézoïdal}$$

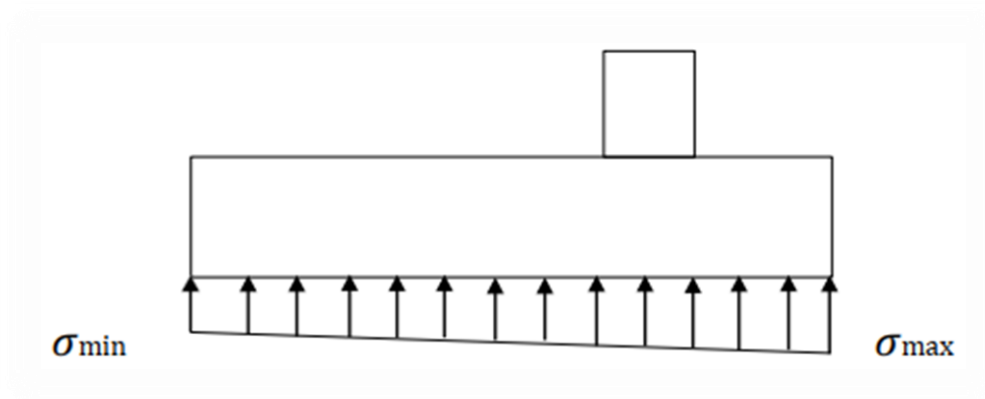


Figure XII 8:Le diagramme des contraintes est trapézoïdal Conditions sismique

$$M_{ser} = ((30,613 - 16,95) \times \frac{2,38}{2} \times \frac{22,38}{3}) + (30,613 \times 2,38 \times \frac{2,38}{3})$$

$$M_{ser} = 98,49\text{t.m}$$

❖ Condition sismique :

$$M_{ser} = ((37,69 - 16,95) \times \frac{2,38}{2} \times \frac{22,38}{3}) + (37,69 \times 2,38 \times \frac{2,38}{3})$$

$$M_{ser} = 116,7\text{t.m}$$

D'après RPOA ; Si A_s n'atteint pas la section minimale l'en prend :

$$A_s = 0,25\% \times A_b = 34,75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 18\text{HA}16 = 36,19 \text{ cm}^2$$

Nappe supérieur :

$$A_s = 0,1\% \times A_b = 13,9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}20 = 15,71 \text{ cm}^2$$

XII.7.3- Ferrailage de la semelle :

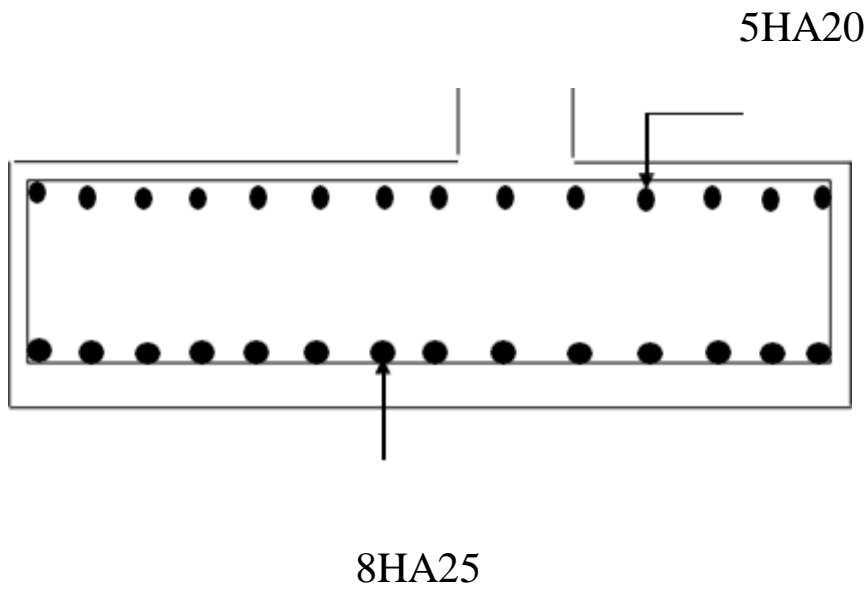


Figure XII 9 :schéma de ferrailage

Chapitre XIII

Etude de la culée

XIII.1-Introduction :

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

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayée).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

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

XIII.2-Fonctions des culées

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction de culée qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

a- Les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- ✓ Une transmission des efforts au sol de fondation.
- ✓ La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- ✓ La limitation des déplacements verticaux (tassement).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, donc une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

b- Les fonctions techniques

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- ✓ L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- ✓ L'on peut être amené lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

XIII.3-Choix de la morphologie :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée fondée sur une semelle superficielle.

La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

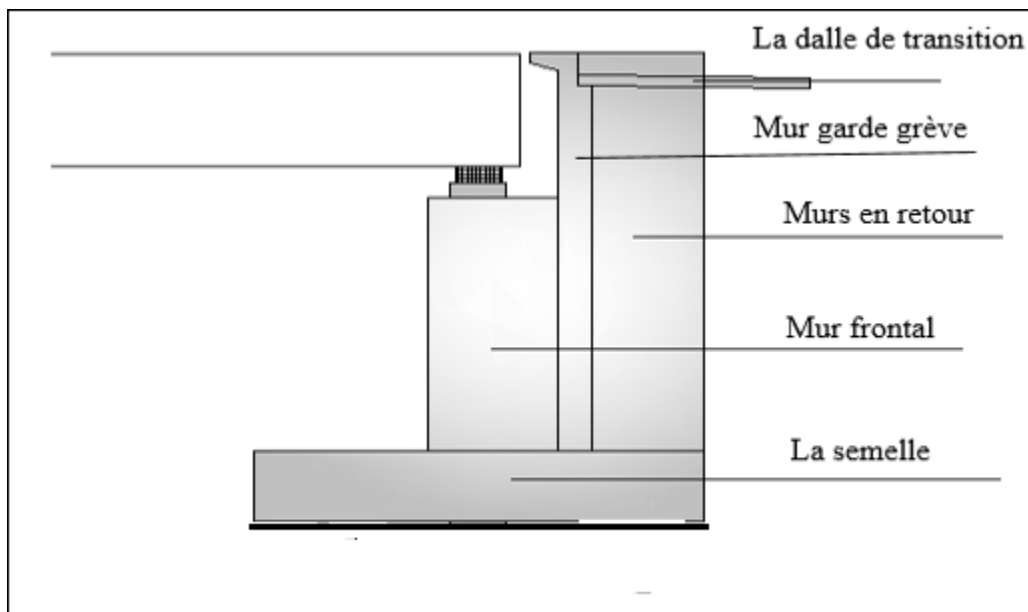


Figure XIII 1: les éléments de la culée

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement latéral des terres de remblai.
- Un mur de garde grève destinée à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition.
- Une fondation : semelle reposant sur une semelle superficielle, de 2.00m de l'épaisseur

XIII.4-Dimensionnement des éléments de la culée :

Le calcul est effectué pour la culée C1 (le plus haute)

XIII .4.1- Le sommier d'appui :

Il doit permettre :

- L'implantation des appareils d'appuis.
- La mise en place des vérins pour changer ces derniers

La largeur du sommier : elle dépend directement de la largeur du tablier.

$$L_s = 6 * 1.6 + 0.58 * 2 = 10.76m$$

Les dés d'appui ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure à 20cm.

$$\Rightarrow d' = \frac{b}{2} + 20.$$

Et $b = 60 \text{ cm}$; Dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

$$\Rightarrow d' > \frac{60}{2} + 20 = 50 \text{ cm}$$

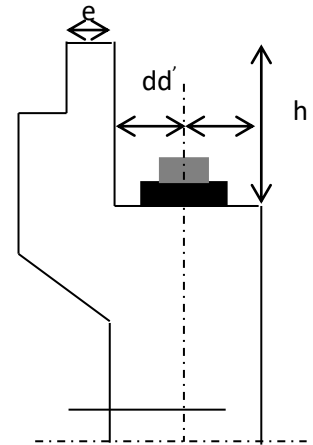
On adopte : $d' = 62\text{cm}$

d : Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève :

$d = 58\text{cm}$.

Donc, l'épaisseur du sommier :

$$e_s = d + d' = 120 \text{ cm}$$



XIII .4.2-Le mur garde grève :

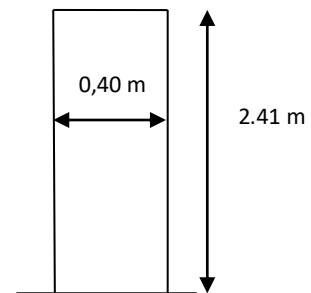
Hauteur : la hauteur du mur garde grève dépend de la hauteur du tablier et des dimensions des appareils d'appui et du bossage qui leur a été conçu.

On fixe la hauteur $h = 2,41 \text{ m}$

Longueur = 10.76 m

$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{h}{8}\right) \text{ selon setra}$$

$$e = \text{Max}\left(0,30, \frac{2.41}{8}\right) = 40\text{cm}$$



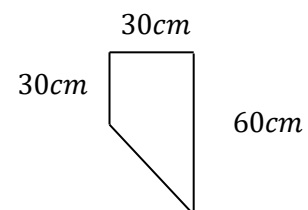
XIII.4.3-Le corbeau :

Le corbeau arrière sert d'appui de la dalle de transition.

L'épaisseur courante du corbeau est 30cm

Longueur :

$$L = 10,76 - 2 \times 0,6 = 9,56 \text{ m}$$

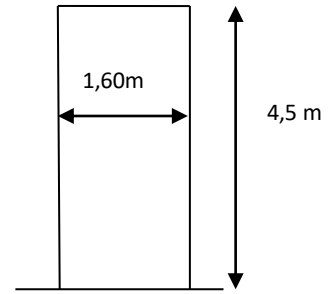


XIII.4.4-Le mur frontal :

Hauteur = 4.50 m

Épaisseur=1,60m

Longueur 10,76 m

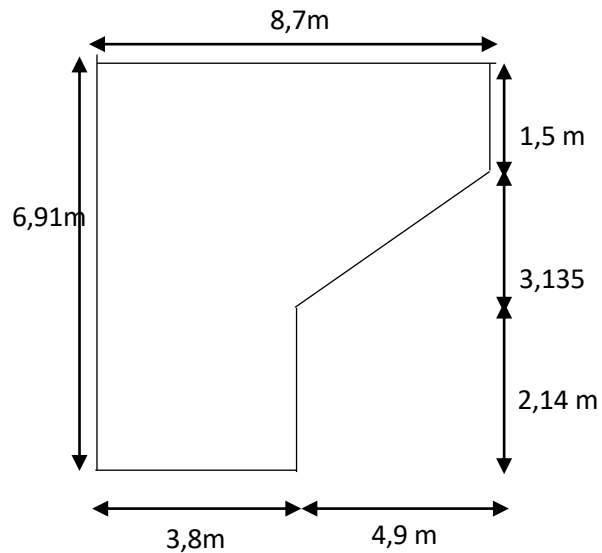


XIII.4.5-Le mur en retour :

Longueur : L = 8.7 m.

Hauteur : H= 6.91 m

Épaisseur : e = 0,60 m.



XIII .4.6-La dalle de transition :

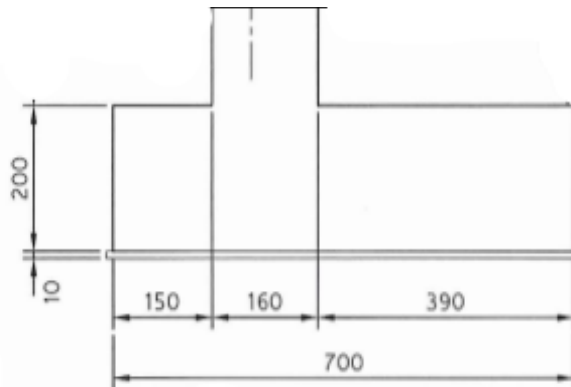
- Longueur suivant l'axe longitudinale du pont :L = 5m.

- Épaisseur : e = 0,30cm.

- Longueur suivant l'axe perpendiculaire à l'axe longitudinal L=9,46m



XIII .4.7-Fondation :



- **Longueur de la semelle** : Pour la longueur de la semelle on adopte : $L = 12 \text{ m}$
- **Largueur de la semelle** : $B_s = 7 \text{ m}$
- **Épaisseur de la semelle** : Elle est en fondation de la rigidité : $E_s = 2,00 \text{ m}$

Détail de culée :

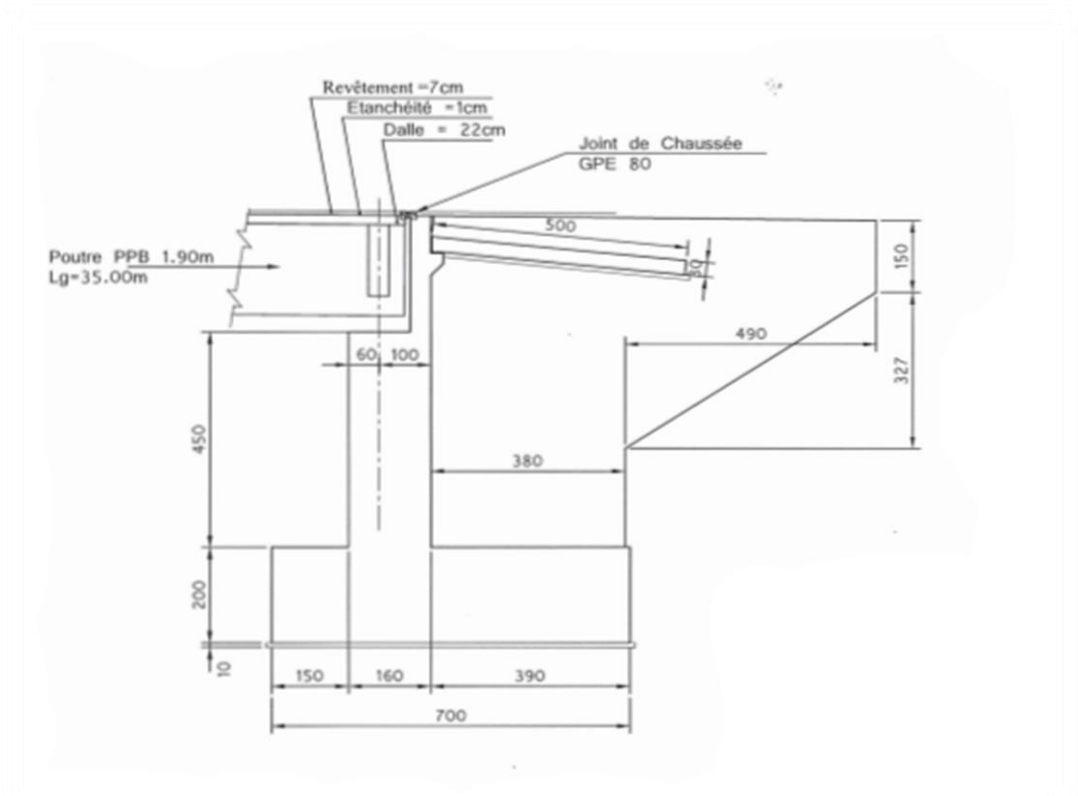


Figure XIII 2: Coupe longitudinale dans la culée

Charges appliquées sur la culée

La culée est soumise aux charges suivant les trois directions à savoir :

- La résultante de la distribution des charges horizontales ;
- Les charges verticales induites par la superstructure ;
- Les charges transversales ;
- La poussée des remblais derrière la culée ;
- L'action dynamique due aux remblais derrière la culée.

XIII.5-Vérification de la stabilité de la culée

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 $Q = 1t/m^2$ (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 :

$$K = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \mp \varepsilon_V)^2} \theta = \text{artg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \mp \varepsilon_V} \right)$$

- $\varphi = 30^\circ$, angle de frottement,
- $\alpha = 0^\circ$, angle des talus
- $\beta = 0^\circ$; inclinaison de la culée nahi di b rouge

Actions	ε_h	ε_v	K	θ	K_{ah}
CN	0	0	1,000	0	0,333
SH	0,2	0	1,020	11,315	0,480
SH + SV↑	0,2	-0,06	0,961	12,0175	0,462
SH + SV↓	0,2	0,06	1,079	10,690	0,497

Table XIII 1:Le coefficient de poussée dans les conditions accidentelles.

XIII .5.1.Détermination du centre de gravité des éléments de la culée

Pour un élément présentant différentes sections :

$$X_G = \frac{\sum(A_i \cdot X_{Gi})}{\sum A_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum(A_i \cdot Y_{Gi})}{\sum A_i}$$

A_i : Surface élémentaire.

X_{Gi} ; Y_{Gi} : Coordonnées du C.D.G de chaque section En attribuant un repère (A, X, Y) pour le calcul, avec A le point de référence à l'étude du renversement de la culée, et en utilisant les deux formules précédentes, on trouve les coordonnées des CDG des éléments de la culée. **5.3**

XIII.5.2-Calculs des sollicitations

M_s : moment stabilisant due F_v

M_r : moment de renversement due F_h

Désignation		Poids(t)	FH=εh.P	FV=(1+εv).P	H(m)	V(m)	Ms=FV.H	Mr=FH.V
Mur garde grève	CN	25,93	0,00	25,932	2,9	7,705	75,20	0,00
	SH	25,93	5,19	25,932	2,9	7,705	75,20	39,96
	SH+SV1	25,93	5,19	24,376	2,9	7,705	70,69	39,96
	SH+SV2	25,93	5,19	27,487	2,9	7,705	79,71	39,96
Mur en tete	CN	3,226	0,00	3,226	3,15	7,845	10,16	0,00
	SH	3,226	0,65	3,226	3,15	7,845	10,16	5,06
	SH+SV1	3,226	0,65	3,032	3,15	7,845	9,55	5,06
	SH+SV2	3,226	0,65	3,420	3,15	7,845	10,77	5,06
Mur en retour	CN	124,858	0,00	124,858	5,66	6,499	706,70	0,00
	SH	124,858	24,97	124,858	5,66	6,499	706,70	162,29
	SH+SV1	124,858	24,97	117,367	5,66	6,499	664,29	162,29
	SH+SV2	124,858	24,97	132,349	5,66	6,499	749,10	162,29
Mur frontal	CN	193,68	0,00	193,680	2,3	4,25	445,46	0,00
	SH	193,68	38,74	193,680	2,3	4,25	445,46	164,63
	SH+SV1	193,68	38,74	182,059	2,3	4,25	418,74	164,63
	SH+SV2	193,68	38,74	205,301	2,3	4,25	472,19	164,63
semelle	CN	420,00	0,00	420,000	3,5	1	1470,00	0,00
	SH	420,00	84,00	420,000	3,5	1	1470,00	84,00

	SH+SV1	420,00	84,00	394,800	3,5	1	1381,80	84,00
	SH+SV2	420,00	84,00	445,200	3,5	1	1558,20	84,00
Total culée à vide	CN	767,70	0,00	767,696	/	/	2707,52	0,00
	SH	767,70	153,54	767,696	/	/	2707,52	455,94
	SH+SV1	767,70	153,54	721,634	/	/	2545,07	455,94
	SH+SV2	767,70	153,54	813,757	/	/	2869,98	455,94
Dalle de transition	CN	35,475	0,00	35,475	5,6	7,96	198,66	0,00
	SH	35,475	7,10	35,475	5,6	7,96	198,66	56,48
	SH+SV1	35,475	7,10	33,347	5,6	7,96	186,74	56,48
	SH+SV2	35,475	7,10	37,604	5,6	7,96	210,58	56,48
Remblais sur la dalle de transitions	CN	37,84	0,00	37,840	5,6	8,51	211,90	0,00
	SH	37,84	7,57	37,840	5,6	8,51	211,90	64,40
	SH+SV1	37,84	7,57	35,570	5,6	8,51	199,19	64,40
	SH+SV2	37,84	7,57	40,110	5,6	8,51	224,62	64,40
Remblais sur la semelle	CN	427,27	0,00	427,270	5,05	5,455	2157,71	0,00
	SH	427,27	85,45	427,270	5,05	5,455	2157,71	466,15
	SH+SV1	427,27	85,45	401,634	5,05	5,455	2028,25	466,15
	SH+SV2	427,27	85,45	452,906	5,05	5,455	2287,18	466,15
La surcharge Q (t/m ²)	CN	23,90	0,00	23,900	5	8,51	119,50	0,00
	SH	23,90	4,78	23,900	5	8,51	119,50	40,68
	SH+SV1	23,90	4,78	22,466	5	8,51	112,33	40,68
	SH+SV2	23,90	4,78	25,334	5	8,51	126,67	40,68
total culée à vide et remblais	CN	1292,18	0,00	1292,181	/	/	2687,78	0,00
	SH	1292,18	258,44	1292,181	/	/	2687,78	627,71
	SH+SV1	1292,18	258,44	1214,650	/	/	2526,51	627,71
	SH+SV2	1292,18	258,44	1369,711	/	/	2849,04	627,71

Table XIII 2:calcul des sollicitations

XIII.5.3.Poussée dues aux terres et surcharges :

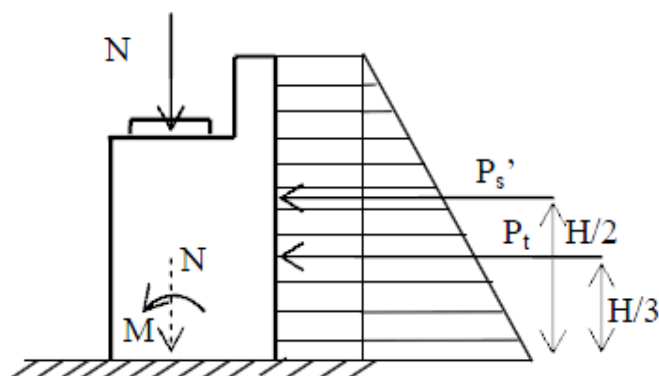


Figure 3:Efforts agissant sur le mur frontal

-

- La poussée des terres sur une masse de hauteur H et de largeur L est :

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_{ah} \cdot H^2 \cdot L \text{ (Triangulaire).}$$

- La poussée due aux surcharges $\gamma = q = 1,00 \text{ t/m}^2$.

$$F_p = \gamma \cdot k_{ah} \cdot H \cdot L \text{ (Rectangulaire).}$$

- La densité du remblai : $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

Désignation		Calcul des poids	FH	V(m)	MR=FH.V
Sur mur G. G + Mur frontal	CN	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,3335 \cdot (6,91)^2 \cdot 10,76$	171,362	4,303	737,369
	SH	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,48017 \cdot (6,91)^2 \cdot 10,76$	246,697	4,303	1061,536
	SH+SV1	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,46273 \cdot (6,91)^2 \cdot 10,76$	237,739	4,303	1022,990
	SH+SV2	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,497972 \cdot (6,91)^2 \cdot 10,76$	255,843	4,303	1100,893
Sur La semelle	CN	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,3335 \cdot (2)^2 \cdot 12$	16,008	0,66	10,565
	SH	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,48017 \cdot (2)^2 \cdot 12$	23,048	0,66	15,212
	SH+SV1	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,462734 \cdot (2)^2 \cdot 12$	22,210	0,66	14,659
	SH+SV2	$0,5 \cdot 2 \cdot 0,497972 \cdot (2)^2 \cdot 12$	23,900	0,66	15,774
Sur mur G.G + mur frontal	CN	$2 \cdot 0,3335 \cdot 6,91 \cdot 10,76$	49,598	5,455	270,558
	SH	$2 \cdot 0,48017 \cdot 6,91 \cdot 10,76$	71,403	5,455	389,502
	SH+SV1	$2 \cdot 0,462734 \cdot 6,91 \cdot 10,76$	68,810	5,455	375,359
	SH+SV2	$2 \cdot 0,497972 \cdot 6,91 \cdot 10,76$	74,050	5,455	403,943
Sur la semelle	CN	$2 \cdot 0,3335 \cdot 2 \cdot 12$	16,008	1	16,008
	SH	$2 \cdot 0,48017 \cdot 2 \cdot 12$	23,048	1	23,048
	SH+SV1	$2 \cdot 0,462734 \cdot 2 \cdot 12$	22,211	1	22,211
	SH+SV2	$2 \cdot 0,497972 \cdot 2 \cdot 12$	23,902	1	23,902
Total	CN	/	252,976	/	1034,500
	SH	/	364,196	/	1489,298
	SH+SV1	/	350,970	/	1435,219
	SH+SV2	/	377,695	/	1544,513

Table XIII 3: poussée des terres et surcharges

XIII .5.4-Calcul des efforts dus au tablier

- ✓ La réaction maximale due aux charges permanentes est : $R_{max} = 358,315 \text{ t}$
- ✓ La Réaction maximale due aux surcharges est donnée par D240 : $R_{max} = 176.228 \text{ t}$

Désignation		$F_H=e_H.P$	$F_V=(1+e_V).P$	H(m)	V(m)	$M_r=F_H.V$	$M_s=F_V.H$
tablier	CN	0	358,315	2,12	8,21	0	759,628
	SH	71,663	358,315	2,12	8,21	588,353	759,628
	SH+SV1	71,663	336,816	2,12	8,21	588,353	714,05
	SH+SV2	71,663	379,813	2,12	8,21	588,353	805,205
Surcharge	CN	0	176,228	2,12	8,21	0	373,603
Sur	SH	35,245	176,228	2,12	8,21	289,366	373,603
Tablier	SH+SV1	35,245	165,654	2,12	8,21	289,366	351,186
	SH+SV2	35,245	186,801	2,12	8,21	289,366	396,018

Table XIII 4:charges et surcharges

XIII5.5-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.

➤ **Vérification de la stabilité**

▪ **Vérification de non Renversement**

On vérifie que le rapport :

$$R = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \dots\dots\dots\text{condition normale.}$$

$$R = \frac{M_s}{M_r} \geq 1 \dots\dots\dots\text{condition sismique.}$$

▪ **Vérification de non Glissement :**

On vérifie que :

$$\delta = \frac{F_v}{F_h} \times \mu \geq 1,5 \dots\dots\text{condition normale.}$$

$$\delta = \frac{F_v}{F_h} \times \mu \geq 1 \dots\dots\dots \text{condition sismique.}$$

μ : Coefficient de frottement terres-Béton

$$\mu = \text{tg} \left(\frac{2}{3} \varphi \right)$$

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,364$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

❖ **1^{ère} étape :culée à vide**

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	0,000	767,696	0,000	2707,524	∞	∞
SH	153,539	767,696	455,941	2707,524	5,9383	1,82
SH+SV1	153,539	721,634	455,941	2545,072	5,5820	1,7108
SH+SV2	153,539	813,757	455,941	2869,975	6,2946	1,9292

Table XIII 5:culée à vide

❖ **2^{ème} étape : culée à vide + Tablier**

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	0,000	1126,011	0,000	3467,152	∞	∞
SH	225,202	1126,011	1044,294	3467,152	3,320	1,820
SH+SV1	225,202	1058,450	1044,294	3259,123	3,121	1,711
SH+SV2	225,202	1193,571	1044,294	3675,181	3,519	1,929

Table XIII 6:Culée à vide + Tablier

❖ **3^{ème} étape :culée à vide + Tablier + Remblais**

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	252,976	2418,191	1034,500	6154,929	5,950	3,479
SH	847,834	2418,191	3161,301	6154,929	1,947	1,038
SH+SV1	834,608	2273,100	3107,222	5785,633	1,862	0,991
SH+SV2	861,334	2563,283	3216,516	6524,225	2,028	1,083

Table XIII 7:culée à vide + Tablier + Remblais

❖ 4^{ème} étape :culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge

Désignation	F _H	F _V	Mr	Ms	R	d
CN	252,976	2594,419	1034,500	6528,532	6,311	3,733
SH	883,079	2594,419	3450,668	6528,532	1,892	1,069
SH+SV1	869,854	2438,754	3396,588	6136,821	1,807	1,021
SH+SV2	896,579	2750,084	3505,882	6920,244	1,974	1,117

Table XIII 8:culée à vide + Tablier + Remblais+ Surcharge

Conclusion

Vu que la culée est fondée sur une semelle reposant sur une semelle superficielle, la stabilité de la culée est assurée dans toutes les phases de réalisation.

XIII .6-Étude et ferrailage des éléments de la culée :

XIII .6.1 Mur garde grève :

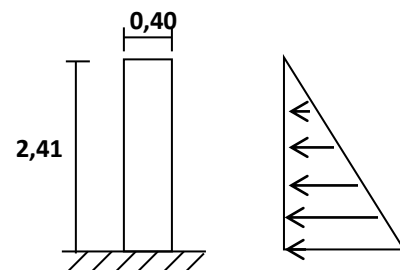
Le mur est soumis essentiellement à l’action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres, telles que :

- ❖ La poussée des terres.
- ❖ La poussée d’une surcharge locale située en arrière du mur garde grève.
- ❖ La force de freinage.

XIII .6.1.1 -Évaluation des 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 « 2.41 m », et on va étudier le mur garde grève comme une console encastrée dans le mur frontal.



a .Poussée des terres :

Soit P_t l'effort de poussée

$$P_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_t \times h^2.$$

Le moment dû à cet effort :

$$M_t = \frac{1}{6} \times K_a \times \gamma_t \times h^3.$$

K_a : coefficient de poussée de la terre : $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,271.$

$\gamma_t = 2 \text{ t/m}^3$: poids volumique des terres.

$h = 2,41\text{m}$: hauteur du mur G.G.

$P_t = 1,573 \text{ t /ml}$

$$M_t = (1/6)\gamma. H^3. K_a \Rightarrow \mathbf{M_t = 1,264t. m/m}$$

b.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'impacte 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 $(0,25, 0,75)\text{m}^2$, 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.

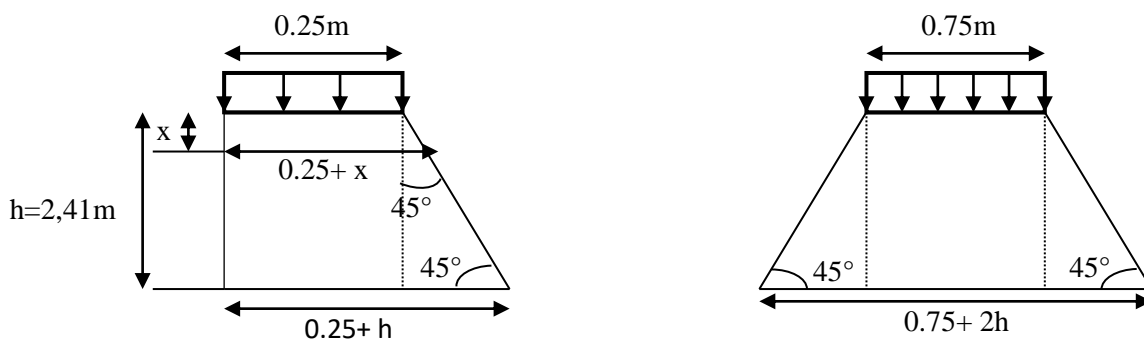
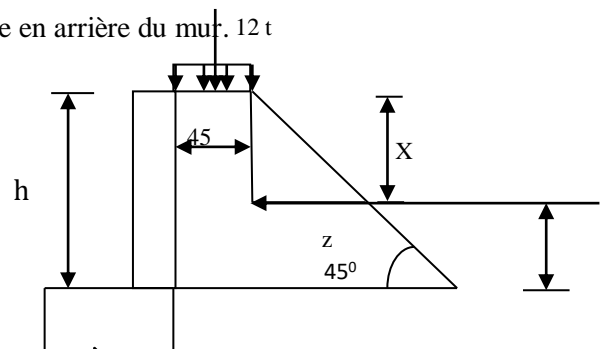


Figure XIII .5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur. 12 t



$$M_P = \left(\frac{12K}{0,75 + 2h} \right) \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

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 première classe avec deux voies charges).

$$q_h = \frac{2 \times 6 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c}{E_x \times E_y} \times K_a$$

$$M_{P'} = q_h \times z = \frac{12 \times \gamma_q \cdot \delta \cdot b_c \times K_a}{E_x \times E_y} \times (h - x)$$

$$M_P = \sum_0^h M_{P'} = \int_0^h M_{P'} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x+0,25-0,25}{0,25+x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{(h+0,25) - (x+0,25)}{0,25+x} dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h+0,25}{0,25+x} dx - \int_0^h dx$$

$$M_P = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h+0,25)\text{Ln}(0,25+x) - x]_0^h$$

Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

K_a : Coefficient de poussée.

$$K_a = 0,333$$

$b_c = 1.10$: coefficient de pondération du système B_c (pont de 1^{ère} classe avec 02 voies chargées).

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

K_a : Coefficient de poussée des terres

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$$K_{ELU} = 1,6 \times (0,333 \times 1.1 \times 1) = 0,586$$

$$K_{ELS} = 1,2 \times (0,333 \times 1.1 \times 1) = 0,439$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} [(h + 0,25) \text{Ln}(0,25 + x) - x] \begin{matrix} 2,41 \\ 0 \end{matrix}$$

$$\text{ELU} : M_p = 4,896 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS} : M_p = 3,19 \text{ t.m/ml}$$

A- Force de freinage :

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donné par la formule :

$$M_F = \left(\frac{6h}{0,25 + 2h} \right) \gamma$$

Donc :

$$\text{ELUM}_F = 4,56 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELSM}_F = 3,42 \text{ t.m/ml}$$

XIII .6.1.2 Combinaison des moments :

Le moment total à l'encastrement est :

$$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_p + M_F) = \mathbf{16,83 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_p + M_F) = \mathbf{9.196 \text{ t.m/ml}}$$

➤ Calcul des armatures :

A- Ferrailage vertical :

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion simple.

Donc : $b_0 = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,35 \text{ m}$; $C = 0,05 \text{ m}$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{16,83}{9,196} = 1,80$$

E. L. U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{ Mpa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,83 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 15,3} = 0,0897$$

$$\mu_{bu} = 0,0897 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,111$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,955$$

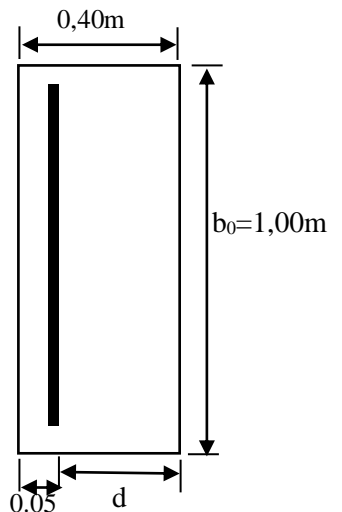
$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \quad \Rightarrow A_{su} = 11,57 \text{ cm}^2$$

E. L. S:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} \quad \eta = 1,6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500; 150 \times 1,6 \right\} = 240 \text{ Mpa}$$



$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,0897 \times 1,00 \times 0,35^2 \times 15,3 = \mathbf{16,812 \text{ t.m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{16,812}{1,8} = \mathbf{9,34 \text{ t.m}}$$

$$M_s = 9,196 \leq M_{ls} = 9,34 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{9,196 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,35^2 \times 16,2} = \mathbf{0,0463}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,096}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 11,34 \text{ cm}^2}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1,00 \times 0,35 \times \frac{2,22}{500} = 3,574 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Donc : $A_s = \max(A_{s \min}; A_{ser}; A_U) = \mathbf{11,57 \text{ cm}^2}$

Soit : **8HA14** ($A_s = 12,32 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \mathbf{12 \text{ cm}}$.

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 $S_t = \mathbf{12 \text{ cm}}$

B- 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 :

$$A_{sh} = \frac{A_{sv}}{2} = \frac{11,57}{2} = 5,785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 14** ($A_{sh} = 6,16 \text{ cm}^2$), avec $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

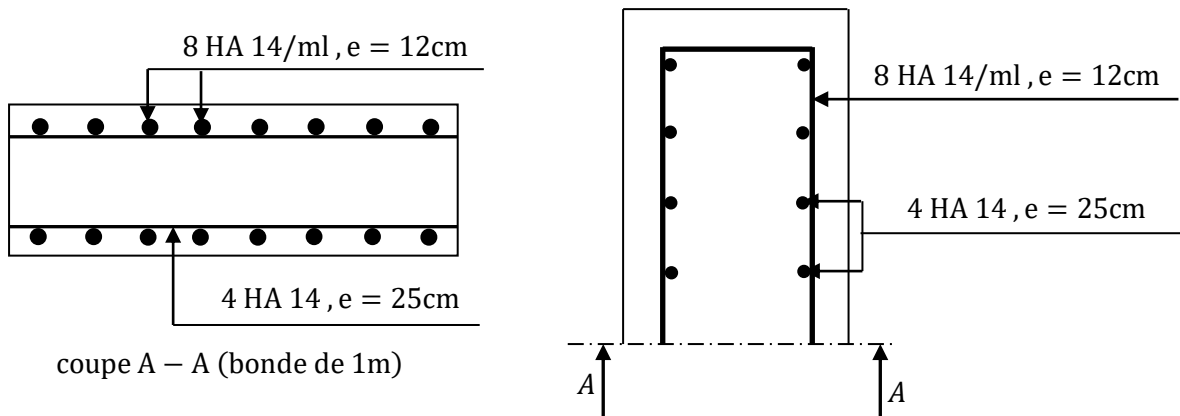


Figure XIII 4: schéma de ferrailage de mur garde grève

XIII .6.2 Dalle de transition :

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

XIII.6.2.1 Évaluation des efforts :

A- Charge permanent :

1. Poids de la dalle de transition: $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
2. Poids du remblai : $g_2 = 2 \times 0,80 \times 1 = 1,60 \text{ t/m}^2$
3. Poids propre du revêtement et l'étanchéité : $g_3 = (2,2 \times 0,08 \times 1) = 0,176 \text{ t/m}^2$
4. Le poids total : $G_t = 0,75 + 1,60 + 0,176 = 2,526 \text{ t/m}^2$

B- Surcharge :

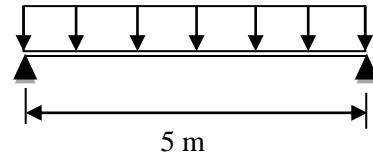
1. Le CPS prévoit une charge répartie sur toute la dalle d'intensité $Q = 1 \text{ t/m}^2$.
2. Pour une bande de 1m, l'effet le plus défavorable se produit sous l'effet du système B_t les roues des rangées P1 et p2 sont équivalents, chacune à une charge répartie de 5.5 t/ml, avec :
 - P_1 : Effectuée une majoration dynamique de 1,2 ; $P_1 = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ t/ml}$.
 - P_2 : Effectuée une majoration dynamique de 2 ; $P_2 = 5,5 \times 2 = 11 \text{ t/ml}$.

XIII .6.2.2 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

A- Charge permanente :

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{2,526 \times 5^2}{8} = 7,89 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = \frac{GL}{2} = 6.315 \text{ t/ml}$$



B- Surcharge :

$$Q = 1 \text{ t/ml}$$

$$M_Q = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

$$T_Q = 2,5 \text{ t.m/ml}$$

C- Surcharge d'exploitation

On applique le théorème de BARRE pour obtenir la valeur maximale de moment sous le système de charge ($P_1; P_2$).

$$R = P_1 + P_2 = 17,6 \text{ t/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 11 \times 1,35 = 17,6 \times x \Rightarrow x = 0,84 \text{ m}$$

1^{ère} Cas :

La section critique est sous P_1 .

$$b = \frac{L}{2} + \frac{x}{2} = 2,92 \text{ m}$$

$$a = 2,08 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = \frac{2,92 \times 2,08}{5} = 1,215 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,653$$

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 15,202 \text{ t.m/ml}$$

2^{ème} Cas :

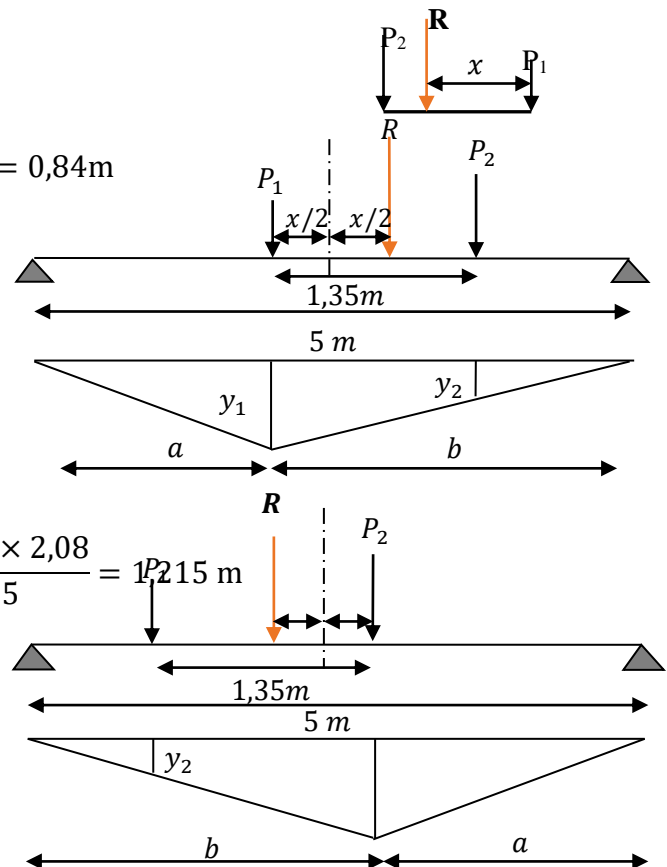
La section critique est sous P_2 .

$$b = 2,755 \text{ m} ; a = 1,245 \text{ m}$$

$$Y_1 = \frac{a \cdot b}{l} = 1,237 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,630 \text{ m}$$

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 15,094 \text{ t.m/ml}$$



Donc le premier cas est le plus défavorable.

La charge critique est P_1 , la section critique ($x = 2,08$ m) de l'appui gauche.

$$M_{\max} = 15,202 \text{ t.m/ml}$$

XIII.6.2.3-Évaluation de moment total à $x = 2,08$ m :

A- Sous la charge permanente :

$$M_G = \frac{G.L}{2} \cdot x - \frac{G.x^2}{2} = 7,671 \text{ t.m/ml}$$

B- Sous la surcharge répartie : $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$M_{sq} = \frac{q.L}{2} \cdot x - \frac{q.x^2}{2} = 3,037 \text{ t.m/ml}$$

Combinaisons des efforts ($x = 2,08$ m) :

$$M_G = 7,671 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 18,239 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELU: } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = \mathbf{39,532 \text{ t.m/ml}}$$

$$\text{ELS : } M_{Ser} = M_G + 1,2M_Q = \mathbf{29,557 \text{ t.m/ml}}$$

XIII .6.2.4-Évaluation de moment total ami- travée :

A- Sous les charges permanentes :

$$M_G = 7,89 \text{ t.m/ml}$$

B- Sous la charge : $q = 1 \text{ t/m}^2$

$$M_q = 3,125 \text{ t.m/ml}$$

C- Sous la surcharge B_t : P_1 est posée sur $L/2$

$$M_{sq} = 15,202$$

$$M_Q = M_{sq} + M_q = 18,327 \text{ t.m/ml}$$

XIII6.2.4-Combinaison des efforts à mi- travée :

$$\text{ELU : } M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q = 39,97 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{ELS : } M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 29,88 \text{ t.m/ml}$$

D'après les calculs, on remarque qu'à mi- travée nous donne les moments maximaux, alors on a :

$$\mathbf{M_U = 39,97 \text{ t.m/ml}}$$

$$\mathbf{M_{ser} = 29,88 \text{ t.m/ml}}$$

XIII .6.2.5-Ferraillage de la dalle de transition

Le ferraillage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

XIII .6.2.5.1-Ferraillage longitudinal

ELU :

Le ferraillage sera déterminé en considérant une bande d'un mètre de largeur soumise à une flexion simple.

a. La nappe inférieure

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1.00\text{m}; d = 0.25\text{m}; d' = 0.05\text{m}$$

ELU :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{39,97.10^{-2}}{1.(0.25)^2.15.3} = 0.417 < \mu_{LU} = 0.392$$

$$A_{sc} = 0$$

La section sera ferraillée uniquement par les armatures tendues.

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$a = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.740$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) = 0.176$$

Donc :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b f_{su}} = \frac{39,97.10^{-2}}{0.176.434.78} = 52,233 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150 \text{ n} \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} b d^2 f_{bu} = 0.392 \times 1 \times (0.25)^2 \times 15.3 = 0.374 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{39,97}{29,88} = 1.337$$

$$M_{ls} = \frac{39,97}{1.337} = 29,895 \text{ MN.m/ml} > M_s = 29,88 \text{ MN.m/ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{29,88 \times 10^{-2}}{1 \times (0,25)^2 \times 16,2} = 0,295$$

$$a = 1,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_s} \right] = 0,807$$

$$Z_b = d(1 - 0,4a) = 0,169 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 68,090 \text{ cm}^2$$

Donc :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1,00 \times 0,25 \times \frac{2,22}{500} = 2,553 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$A_s = \max(A_u; A_s) = 68,090 \text{ cm}^2$$

Soit : **14 HA25** ($A_s=68,72 \text{ cm}^2$) avec un espacement : **St=8cm**. INFERIEUR

a. La nappe supérieure

$$A_{sup} = \frac{A_s}{3} = 22,906 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20** ($A_s=25,13 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement : **St=6cm**.

6.2.7.2 Ferrailage dans le sens transversal :

On prend des armatures de répartition tel que :

$$A_t = \frac{A_{lsc}}{4} = \frac{68,72}{4} = 17,18 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA16** ; ($A_s=18,10 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement **St=11cm**.

$$A_{st \sup} = \frac{A_t}{4} = \frac{23,09}{4} = 5,77 \text{ cm}^2.$$

Soit : **12HA8** ; ($A_s=6,03 \text{ cm}^2$) ; Avec un espacement **St=8cm**.

XIII-6.2.6 Effort tranchant

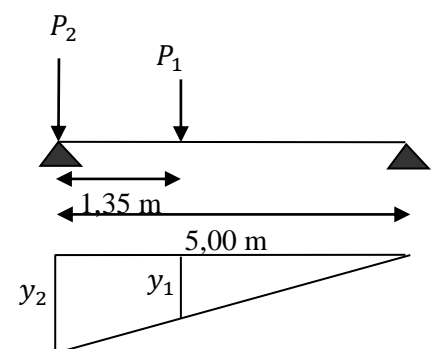
$$V_U = 1,35 T_G + 1,6 T_Q$$

Avec : $T_G = 6,315 \text{ t/ml}$

$$T_{q1} = 2,5 \text{ t/ml}$$

$$T_{g2} = T_{Bt} = 15,81 \text{ t/ml} \quad (\text{voir figure})$$

$$V_U = 1,35 \times 6,315 + 1,6(15,81 + 2,5) = 37,82 \text{ t/ml}$$



$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{37,82 \times 10^{-2}}{0,25 \times 1,00} = 1,512 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 1,512 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,22}{500} = 2,553\text{cm}^2$$

XIII.6.2.7-Schéma de ferrailage

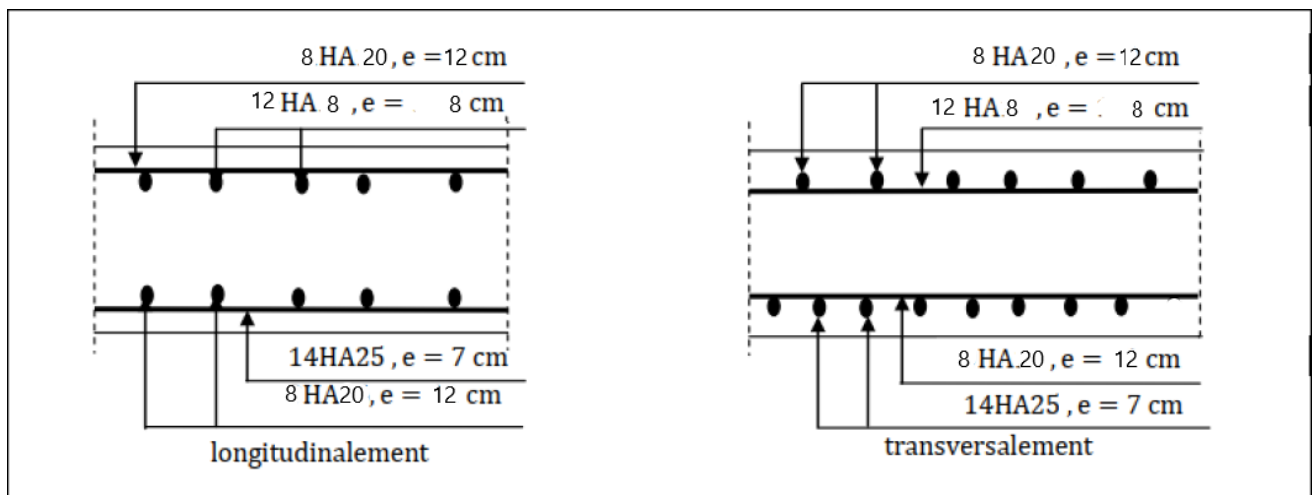


Figure XIII 5: schéma de ferrailage de la dalle de transition.

XIII.6.3-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 :

XIII.6.3.1 Les réactions :

A- La réaction due au poids propre de la dalle de transition :

$$R_{pd} = (5,00 \times 0,30 \times 2,5 \times 1) \times \frac{1}{2} = 1,875 \text{ t/ml}$$

B- La réaction due au poids de la terre sur la dalle de transition :

$$R_t = (5,00 \times 0,8 \times 2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 4 \text{ t/ml}$$

C- La réaction due au poids de revêtement et étanchéité de la chaussée :

$$R_r = (5,00 \times 0,08 \times 2,2 \times 1) \times \frac{1}{2} = 0,44 \text{ t/ml}$$

D- La réaction due au poids propre de corbeau :

$$R_{pc} = \left[(0,3 + 0,6) \times \frac{0,3}{2} \right] \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ t/ml}$$

E- La réaction due aux surcharges sur remblais $Q=1\text{t/m}^2$:

$$R_s = (5,00 \times 1) \times \frac{1}{2} = 2,5 \text{ t/ml}$$

F- La réaction due à la surcharge du système b_t sur la dalle de transition :

$$R_{B_t} = 15,818 \text{ t/ml}$$

XIII .6.3.2 Moment d'encastrement :

Pour les sollicitations extérieures on prend: $H=0,30\text{m}$ C.-à-d. Rest située au bord de la console (cas plus défavorable).

$$L = X_{Gc} = \frac{(0,30 \times 0,3) \times 0,15 + \left[\frac{0,30 \times 0,30}{2} \right] \times 0,30 \left(\frac{2}{3} \right)}{0,090 + 0,045} = 0,167 \text{ cm}$$

- Pour le poids propre du corbeau: $L=X_G=0,167 \text{ cm}$

Donc:

$$M_G = 0,30 \times (1,875 + 4 + 0,44) + 0,167 \times 0,3375$$

$$M_G = 1,950 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 0,30 \times (15,818 + 2,5) = 5,49 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Combinaison :**

$$\begin{cases} \text{ELU:} & M_U = 1,35M_G + 1,6M_Q \\ \text{ELS:} & M_S = M_G + 1,2M_Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_U = 11,416 \text{ t.m/ml} \\ M_S = 8,538 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

XIII .6.3.3-Ferraillage :

A- Ferraillage longitudinal

On prend une section moyenne de hauteur :

$$h_{Moy} = \frac{0,3 + 0,6}{2} = 0,45m$$

Donc : $b_0 = 1,00 m$; $d = 0,4m$; $d' = 0,05m$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{11,416}{8,538} = 1,337$$

E, L, U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b, d^2, f_{bu}} = \frac{11,416 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 14,20} = \mathbf{0,050}$$

$$\mu_{bu} = 0,050 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

La section sera ferrailée uniquement par les armatures tendues,

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0,064}; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,974}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta, d, f_{su}} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{su} = 6,736 \text{ cm}^2}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu}, b, d^2, f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,40^2 \times 14,20 = \mathbf{0,890 \text{ MN, m}}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0,890}{1,337} = \mathbf{0,665 \text{ MN, m}}$$

$$M_S = 0,03520 \leq M_{ls} = 0,665 \text{ MN, m} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b, d^2, \bar{\sigma}_b} = \frac{8,538 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,40^2 \times 15,00} = \mathbf{0,035}$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = \mathbf{0,0717} ; \beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,971}$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha, b, d, \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \mathbf{A_{ser} = 0,967 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$A_S = \max(A_{ser}; A_U) = \mathbf{6,736 \text{ cm}^2}$$

❖ **Vérification de non fragilité :**

$$A_S = 0,23 \times 1 \times 0,4 \times \frac{2,2}{500} = 4,084 \text{ cm}^2 > A_S = 1,67 \dots \dots \dots C, N, V$$

Donc : $A_S = 6,736 \text{ cm}^2$ soit : **9 HA 10** ($A_S = 7,07 \text{ cm}^2$) avec $S_t = \mathbf{11 \text{ cm}}$

B- Ferrailage transversal :

Il donné par la formule suivante :

$$\frac{A_l}{4} \leq A_t \leq \frac{A_l}{2}$$

On prend : $A_{SH} = \frac{A_{SV}}{2} = \frac{6,736}{2} = 3,368 \text{ cm}^2$

Soit : **5 HA 10** ($A_{SH} = 3,93 \text{ cm}^2$), avec **S_t = 20cm**

Finalemnt :

A_l = 7,07 cm² et **S_t = 11cm**

A_t = 3,93 cm² et **S_t = 20cm**

6.3.4 Schéma de ferrailage

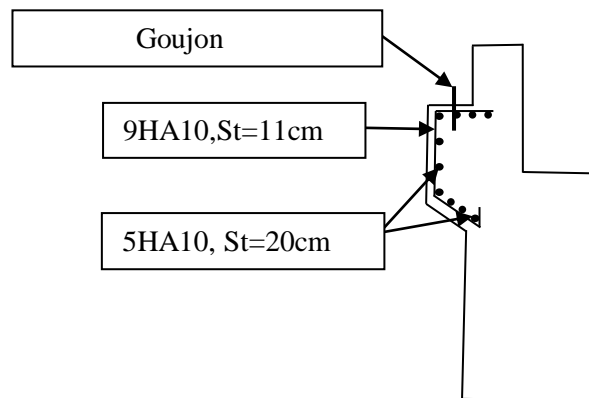


Figure XIII 6: Schéma de Ferrailage du corbeau

XIII .6.4-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 encastés 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 mury compris celui de la superstructure (30% de la longueur du mur);
- Lapoussée horizontale due au remblai;
- Lapoussée horizontale due à la surcharge $e_q = 1 \text{ t/m}^2$

Pour calculer le ferraillement du mur, on va l'étudier par encastrement par rapport au mur frontal, donc les sollicitations des calculs sont les forces horizontales

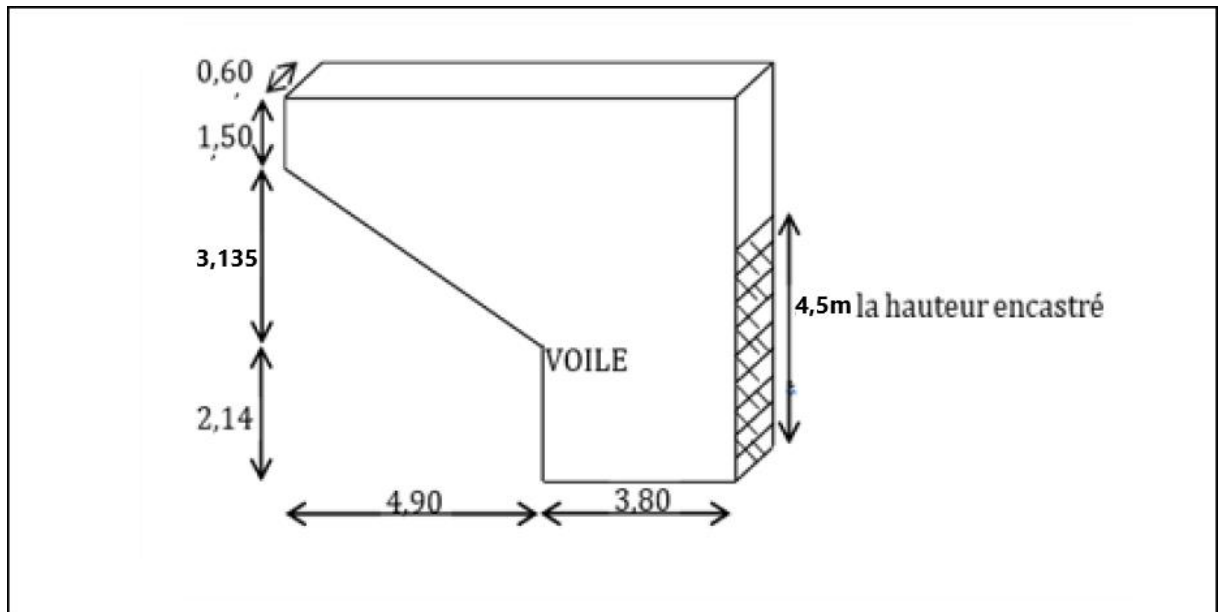


Figure XIII .9 : détails de mur retour

XIII .6.4.1-Étude des sollicitations

XIII .6.4.1.1-Charges sur 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 encastree au mur frontal

- Poussée des terres: $P_t = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \cdot L$
- 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: Coefficient de poussée de la terre; $K = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0,333$

▪ $H = 4,77m$

$P_t = 0,5 \times 2 \times 4,90 \times 0,333 \times 4,77^2 = 37,12t$

$P_q = 1,00 \times 4,90 \times 0,333 \times 4,77 = 7,78t$

▪ $H = 3,135m$

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 4,90 \times 0,333 \times 3,135^2 = 16,036t$$

$$P_q = 1,00 \times 4,90 \times 0,333 \times 3,135 = 5,115t$$

$$H = 1,50m$$

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 4,90 \times 0,333 \times 1,50^2 = 3,67t$$

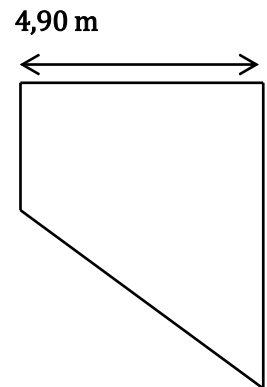
$$P_q = 1,00 \times 4,90 \times 0,333 \times 1,50 = 2,44t$$

Donc:

$$P_{tmoy} = 18,942t$$

$$P_{qmoy} = 5,111 t$$

Ces forces sont appliquées au milieu de l'aile



XIII .6.4.1.2- Charges sur Voile :

$$P_t = 0,5 \times 3,80 \times 2 \times 0,333 \times 6,91^2 = 60,42 t$$

$$P_q = 1,00 \times 3,80 \times 0,333 \times 6,91 = 8,74 t$$

✓ **Forces sismique**

$$F_{SH} = 0.2. G$$

- G : Est le poids total du mur plus celui de la superstructure.
- G_{mr} : Le poids total du mur ;
 - $G_{mr} = 0.6 \times 8,7 \times 6,91 = 36,07t$
- P_s : Poids de superstructure, égale à 30 de la longueur théorique.
 - $P_s = 0,3 \times 8,7 = 2,61t$

$$G = 36,07 + 2,61 + 19,41 = 58,09t$$

$$F_{SH} = 0,2 \times 58,09 = 11,618t$$

efforts	Bras de levier / à l'encastrement	$M_G(t.m)$	$M_Q(t.m)$	$M_{FSH}(t.m)$
$P_t = 60,42t$	1,9 m	114,798	/	/
$P_{tmoy} = 18,942 t$	6,25m	118,387	/	/

$P_q=8,74 \text{ t}$	1,9 m	/	16,606	/
$P_{qmoy}=5,111 \text{ t}$	6,25m	/	31,943	/
$F_{SH}=11,618$	1,9 m	/	/	22,074
	$\Sigma =$	233,185	48,549	22,074

Table XIII 9: Sollicitations appliquées au mur en retour.

XIII .6.4.2 – Les combinaisons d’actions :

E.L.U

CN: $M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 392,478 \text{ t.m}$

CS: $M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{FSH} = 284,390 \text{ t.m}$

E.L.S

$M_{ser} = M_G + 1,2M_Q = 291,443 \text{ t.m}$

XIII .6.4.3 -Le ferrailage de mur en retour :

A- Ferrailage horizontal :

$b_0 = 1 \text{ m} \quad ; \quad d = 0,55 \text{ m}$

$$\gamma = \frac{392,478}{291,443} = 1,346$$

ELU:

$$M_U = \frac{392,478}{4,5} = 87,217 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{87,217 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = 0,188$$

$\mu_{bu} = 0,188 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,945$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,622$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 58,608 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$M_{Ser} = \frac{291,443}{4,5} = 64,765 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 \times 10^2 = 181,43 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{181,43}{1,346} = 134,791 \text{ t.m}$$

$$M_S = 64,765 \leq M_{ls} = 134,791 \text{ t.m} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{64,765 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = 0,132$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,294$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = 54,573 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 58,608 \text{ cm}^2$

Soit : **12 HA25** (58,91cm²) , Avec $S_t = 8 \text{ cm}$

B- Ferrailage verticale :

On prendra les armatures de répartition telles que :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{58,608}{4} = 14,652 \text{ cm}^2$$

Soit : **13HA 12**(14,70 cm²), Avec $S_t = 7 \text{ cm}$

6.4.4 Ferrailage de l'autre face du mur (constructive)

A- Ferrailage horizontal

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{58,608}{10} = 5,86 \text{ cm}^2$$

On adopte :

4HA14 ($A_s=6,16 \text{ cm}^2$) ; Avec : $S_t = 25\text{cm}$

B- Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_T}{2} = \frac{6,16}{2} = 3,08\text{cm}^2$$

On adopte :

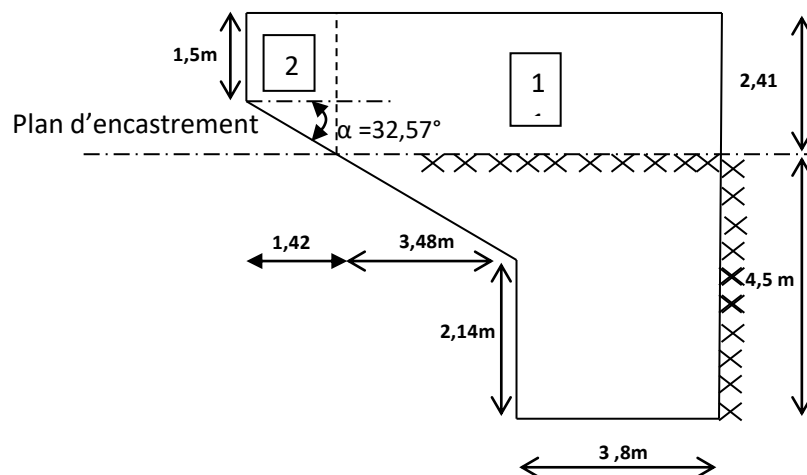
5HA10 ($A_s=3,93\text{cm}^2$) ; Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

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 crée 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):

$$\text{tg}\alpha = \frac{3,135}{4,9} \rightarrow 32,57^\circ$$

- $H = 2,41\text{m}$

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 7,28 \times 0,333 \times 2,41^2 = 14,08\text{t}$$

$$P_q = 1,00 \times 7,28 \times 0,333 \times 2,41 = 5,84 \text{ t}$$

b. Partie 2 :

Section variable, on va calculer avec la même procédure que celle dans l'aile :

▪ **H = 2,41 m :**

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 1,42 \times 0,333 \times 2,41^2 = 2,746 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,42 \times 0,333 \times 2,41 = 1,139 \text{ t}$$

▪ **H = 1,955 m .**

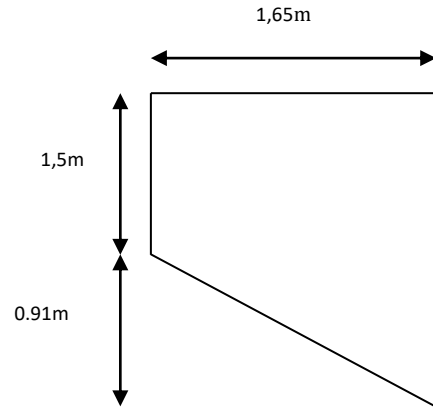
$$P_t = 0,5 \times 2 \times 1,65 \times 0,333 \times 1,955^2 = 2,10 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,65 \times 0,333 \times 1,955 = 1,074 \text{ t}$$

▪ **H = 1,5 m :**

$$P_t = 0,5 \times 2 \times 1,65 \times 0,333 \times 1,5^2 = 1,236 \text{ t}$$

$$P_q = 1,00 \times 1,65 \times 0,333 \times 1,5 = 0,824 \text{ t}$$



Donc : $\begin{cases} P_{t \text{ moy}} = 2,027 \text{ t} \\ P_{q \text{ moy}} = 1,012 \text{ t} \end{cases}$

Ces forces sont appliques au milieu de l'aile.

▪ **Force sismique**

$$F_{SH} = 0,2G$$

Avec : $G = G_1 + G_2 + \text{Superstructure}$.

G :Est le poids total du mur en retour plus celui de la superstructure ($G = 14,795 \text{ t}$).

$$\text{Donc : } F_{SH} = 0,2 \times 14,795 = 2,959 \text{ t}$$

Efforts	Bras de levier /à L'encastrement	M_G (t. m)	M_Q (t. m)	MFSH (t. m)
$P_t = 14,08$	$\frac{2,41}{3} = 0,8 \text{ m}$	11,264	/	/
$P_{t \text{ moy}} = 2,027$	$2,41 - \frac{2 \times 1,955}{3} = 1,11 \text{ m}$	2,249	/	/
$P_q = 5,84 \text{ t}$	$\frac{2,41}{2} = 1,205 \text{ m}$	/	7,037	/

$P_{q \text{ moy}} = 1,012\text{t}$	$2 - \frac{1,955}{2} = 0,795$	/	0,804	/
$F_{\text{SH}} = 2,959\text{t}$	$\frac{2,41}{2} = 1,205\text{m}$	/	/	3,565
$\Sigma =$		13,513	7,877	3,565

▪ Les combinaisons

✚ E.L.U :

CN : $M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q = 30,845\text{t.m}$

CS : $M_u = M_G + 0,6M_Q + M_{\text{FSH}} = 21,804\text{t.m}$

✚ E.L.S :

$M_{\text{ser}} = M_G + 1,2M_Q = 22,965\text{t.m}$

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 (4,05m) .

Donc :

$$M_U = \frac{30,845}{7,28} = 4,236\text{ t.m/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{22,965}{7,28} = 3,154\text{ t.m/ml}$$

✚ Ferrailage

$b_0 = 1\text{m} , d = 0,55\text{m} , d' = 0,05$

$$\gamma = \frac{4,236}{3,154} = 1,343$$

ELU:

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4,236 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 15,3} = 0,0091$$

$\mu_{bu} = 0,0091 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0115$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 3,21 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 1,00 \times 0,55^2 \times 15,3 \times 10^2 = 181,43 \text{ t.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{181,43}{1,343} = 135,093 \text{ t.m}$$

$$M_S = 3,154 \leq M_{ls} = 134,791 \text{ t.m} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_S}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{3,154 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,55^2 \times 16,2} = 0,0064$$

$$\alpha = 1,50 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3} \mu_{ser}} \right) = 0,0129$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha \cdot b \cdot d \cdot \bar{\sigma}_b}{2\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 0,239 \text{ cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 3,21 \text{ cm}^2$

Soit : **5 HA10** ($3,93 \text{ cm}^2$), Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

On remarque que la section verticale prédéterminer calculée ($14,652 \text{ cm}^2$) est supérieure à ($A_s = 3,21 \text{ cm}^2$), donc elle est capable d'équilibrer le moment dans la partie non encastree.

▪ **Vérification de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e} = 8,349 \text{ cm}^2 < 14,652 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$V_U = 1,35T_G + 1,6T_Q = 1,35(14,08 + 2,027) + 1,6(5,84 + 1,012) = 32,707 \text{ t}$$

$$V_U = \frac{32,707}{7,28} = 4,492 \text{ t/ml}$$

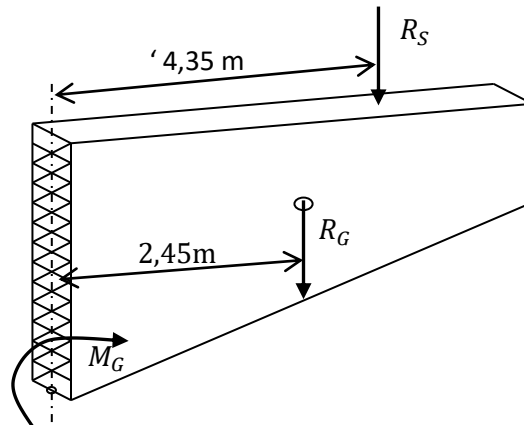
$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{2,372 \times 10^{-2}}{0,55 \times 1,00} = 0,0816 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,0816 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa}$$

⇒ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

- **Ferraillage 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 ferraillage au niveau des fibres superieure pour e'quilibrer son poids plus superstructure qui cre'er un moment au niveau de son encastrement.

P_s = poids de la superstructure

$$P_s = 0,3 \times 4,9 = 1,47 \text{ t}$$

P_G = poids propre = **9,216t**

$$M_G = 2,03 \times 9,216 + 1,47 \times 2,45 = 22,309 \text{ t.m}$$

- **Combinaison :**

⊕ **E. L. U :**

$$M_U = 1,35 \times 22,309 = 30,118 \text{ t.m}$$

⊕ **E. L. S :**

$$M_{ser} = 22,309 \text{ t.m}$$

- **Ferraillage :**

$$b_0 = 0,60\text{m} \quad , d = 4,45 \text{ m}$$

$$\gamma = \frac{30,118}{22,309} = 1,35$$

✚ E. L. U:

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{su} = 1,54\text{cm}^2$$

✚ E. L. S:

$$A_{ser} = 1,04\text{cm}^2$$

Donc on prend la section des armatures maximales : $A_s = 1,54\text{cm}^2$

▪ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 27,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc on prend la section d'armatures minimales, ($A_s = 27,26\text{cm}^2$)

Soit 18HA14 ($27,71 \text{ cm}^2$) en deux nappes avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

▪ Effort tranchant :

$$V_U = 1,35 T_G = 1,35(1,47 + 9,216) = 14,42 \text{ t}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{d \cdot b_0} = \frac{14,42 \times 10^{-2}}{0,60 \times 4,45} = 0,054 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,1f_{c28} ; 3\text{MPa}) = 2,7\text{MPa}$$

$\tau_U = 0,054 < \bar{\tau}_U = 2,7\text{MPa} \Rightarrow$ On n'a pas besoin des armatures pour l'effort tranchant.

XIII.6.4.5. Ferrailage de l'autre face du mur (constrictive) :

a. Ferrailage horizontal :

$$A_h = \frac{A_s}{10} = \frac{14,652}{10} = 1,465\text{cm}^2$$

On adopte :

4 HA 10 avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Ferrailage verticale :

$$A_h = \frac{A_s}{2} = \frac{1,465}{2} = 0,73\text{cm}^2$$

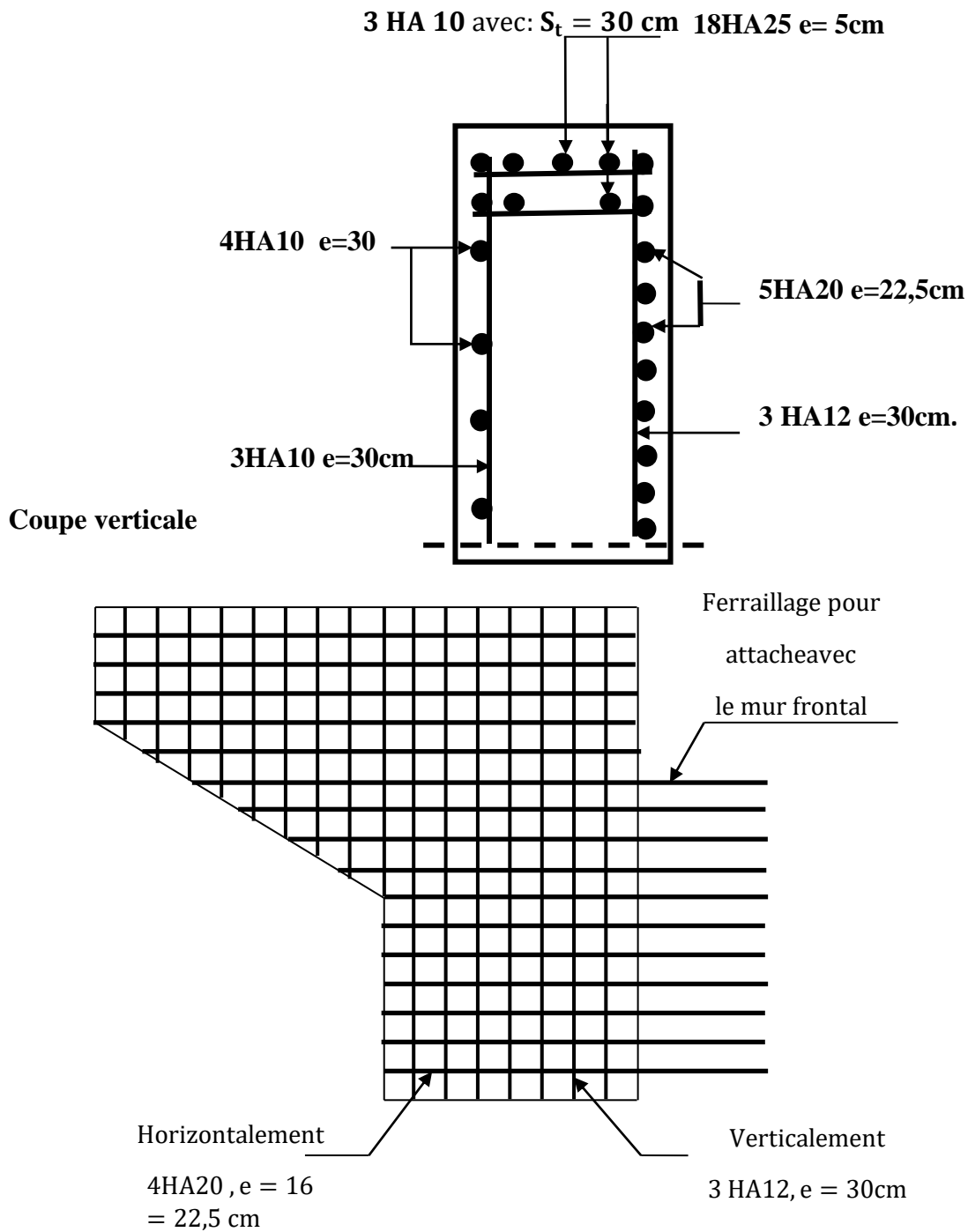


Figure XIII 7: Ferrailage de mur en retour

XIII .6.5- Mur frontal :

XIII .6.5.1 Évaluation des efforts sur le mur frontal :

Il est encastré dans la semelle et travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

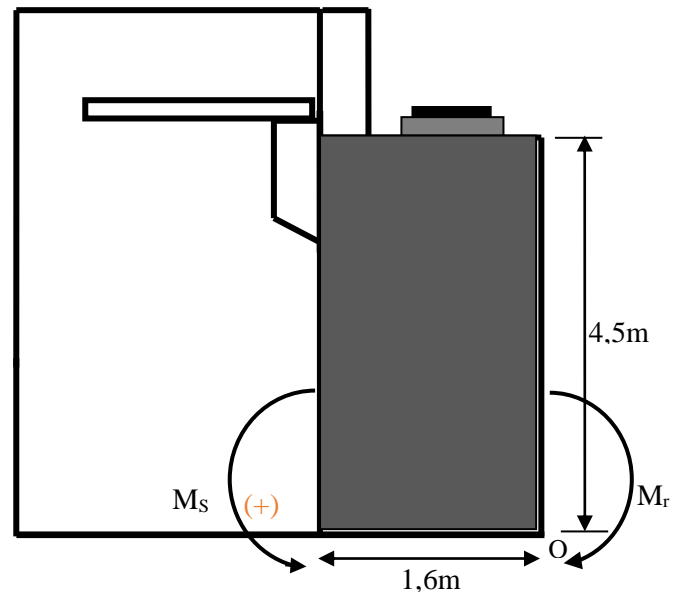
A- Forces horizontales :

La poussée des terres.

- Force de freinage.
- Variation linéaire du tablier (Fluage + Retrait).
- La surcharge $Q = 1t/m^2$.
- Effet sismique $F = 0,2G$ (Tablier+Culée).

B- Forces verticales :

- Poids du tablier.
- Poids des éléments de la culée.
- Poids due aux surcharges.



XIII .6.5.2 Calcul des sollicitations :

Désignation		Poids(t)	FH=eH,P	FV=(1+eV),P	H(m)	V(m)	Ms=FV,H	Mr=FH,V
Mur garde grève	CN	25,93	0	25,93	0,6	5,705	15,56	0
	SH	25,93	5,186	25,93	0,6	5,705	15,56	29,59
	SH+SV1	25,93	5,186	24,3742	0,6	5,705	14,62	29,59
	SH+SV2	25,93	5,186	27,4858	0,6	5,705	16,49	29,59
Corbeau	CN	3,226	0	3,226	0,85	5,845	2,74	0
	SH	3,226	0,6452	3,226	0,85	5,845	2,74	3,77
	SH+SV1	3,226	0,6452	3,03244	0,85	5,845	2,58	3,77
	SH+SV2	3,226	0,6452	3,41956	0,85	5,845	2,91	3,77
Mur en retour	CN	124,858	0	124,858	3,36	4,499	419,52	0
	SH	124,858	24,9716	124,858	3,36	4,499	419,52	112,35
	SH+SV1	124,858	24,9716	117,36652	3,36	4,499	394,35	112,35
	SH+SV2	124,858	24,9716	132,34948	3,36	4,499	444,69	112,35
Mur frontal	CN	193,68	0	193,68	0	2,25	0	0
	SH	193,68	38,736	193,68	0	2,25	0	87
	SH+SV1	193,68	38,736	182,0592	0	2,25	0	87
	SH+SV2	193,68	38,736	205,3008	0	2,25	0	87
Total culée à vide	CN	347,694	0	347,694	/	/	437,82	0
	SH	347,694	69,5388	347,694	/	/	437,82	233
	SH+SV1	347,694	69,5388	326,83236	/	/	411,55	233

	SH+SV2	347,694	69,5388	368,55564	/	/	464,09	233
Dalle de transition	CN	35,475	0	35,475	3,3	5,96	117,07	0
	SH	35,475	7,095	35,475	3,3	5,96	117,07	42,29
	SH+SV1	35,475	7,095	33,3465	3,3	5,96	110,04	42,29
	SH+SV2	35,475	7,095	37,6035	3,3	5,96	124,09	42,29
Remblais sur la dalle de transitions	CN	37,84	0	37,84	3,3	6,51	124,87	0
	SH	37,84	7,568	37,84	3,3	6,51	124,87	49,27
	SH+SV1	37,84	7,568	35,5696	3,3	6,51	117,38	49,27
	SH+SV2	37,84	7,568	40,1104	3,3	6,51	132,36	49,27
Remblais sur la semelle	CN	427,27	0	427,27	2,75	3,455	1174,99	0,00
	SH	427,27	85,454	427,27	2,75	3,455	1174,99	295,24
	SH+SV1	427,27	85,454	401,6338	2,75	3,455	1104,49	295,24
	SH+SV2	427,27	85,454	452,9062	2,75	3,455	1245,49	295,24
La surcharge Q (t/m²)	CN	23,9	0	23,9	2,7	6,911	64,53	0
	SH	23,9	4,78	23,9	2,7	6,911	64,53	33,03
	SH+SV1	23,9	4,78	22,466	2,7	6,911	60,66	33,03
	SH+SV2	23,9	4,78	25,334	2,7	6,911	68,40	33,03
TOT remb+cu	CN	872,179	0	872,179	/	/	1919,28	0,00
	SH	872,179	174,4358	872,179	/	/	1919,28	419,83
	SH+SV1	872,179	174,4358	819,84826	/	/	1804,13	419,83
	SH+SV2	872,179	174,4358	924,50974	/	/	2034,44	419,83

Table XIII 10: Efforts horizontaux et normaux appliqués au mur3

XIII.6.5.3-Calcul des poussées dues aux terres et la surcharge Q :

Désignation		K _{ah}	Les poids (t)	P	V	V (m)	Mr=P*V
Poussée du terre sur MGG et MF	CN	0,333	0.5x2x0.3335x6,91 ² x 10,76	171,342	1/3x6,91	2,303	394,600
	SH	0,480	0.5x2x0.4801x6,91 ² x 10,76	246,696	1/3x6,91	2,303	568,142
	SH+SV↑	0,462	0.5x2x0.4627x6,91 ² x 10,76	237,738	1/3x6,91	2,303	547,512
	SH+SV↓	0,497	0.5x2x0.4979x6,91 ² x 10,76	255,842	1/3x6,91	2,303	589,206
Surcharge sur MGG et MF	CN	0,333	0,3335x(6,91)x10,76	24,796	1/2x6,91	3,455	85,671
	SH	0,480	0.4801x(6,91)x10,76	35,701	1/2x6,91	3,455	123,348
	SH+SV	0,462	0.4627x(6,91)x10,76	34,405	1/2x6,91	3,455	118,869
	SH+SV	0,497	0.4979 x (6,91)x 10,76	41,24	1/2x6,91	3,455	127,921

Total	CN	/	/	196,138	/	/	480,272
	SH	/	/	282,398	/	/	691,490
	SH+SV	/	/	272,143	/	/	666,38
	SH+SV	/	/	292,867	/	/	717,127

Table XIII 11: Poussées dues aux terres et la surcharge

XIII.6.5.4-Effort dû au tablier et aux surcharges :

Désignation		F _H =e _H .P	F _V =(1+e _V).P	H(m)	V(m)	M _r =F _H .V	M _s =F _V .H
tablier	CN	0	358,315	0,18	6,21	0	64,496
	SH	71,663	358,315	0,18	6,21	445,027	64,496
	SH+SV1	71,663	336,816	0,18	6,21	445,027	60,626
	SH+SV2	71,663	379,813	0,18	6,21	445,027	68,366
surcharge sur tablier	CN	0	176,228	0,18	6,21	0	31,721
	SH	35,245	176,228	0,18	6,21	218,875	31,721
	SH+SV1	35,245	165,654	0,18	6,21	218,875	29,817
	SH+SV2	35,245	186,801	0,18	6,21	218,875	33,624

Table XIII 12: Efforts dus au tablier et aux surcharges

XIII6.5.5-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 t/m².

T : L'épaisseur totale de l'élastomère, T = 5 cm. (chapitre d'équipement)

a et b : Dimensionnement de l'appareil d'appuis. a = 35 cm , b = 40 cm .

$$\Delta_{f_l} = 0,563 \text{ cm}$$

$$\Delta_r = 0,307 \text{ cm}$$

$$\Delta_t = 0,35 \text{ cm}$$

$$H_{r,f,t}/1 \text{ appareil} = \frac{80 \times 0,35 \times 0,40 \times (0,563 + 0,307 + 0,35)}{0,05} = 2,732 \text{ t/1 appareil}$$

$$\text{Soit :} H_{r,f,t} = 7 \times 2,732 = 19,129 \text{ t}$$

	F _H	V(m)	M _{FH/o} (+)
Bc	15	6,21	103,65
(T°+R+F)	19,129	6,21	118,79

Table XIII 13: Sollicitation due aux farinages, température, fluage et retrait.

a. Les charges permanentes

	FH	FV	MR	MS
CN	171,342	1230,494	394,6	1983,776
SH	492,7948	1230,494	1432,999	1983,776
SH+SV1	483,8368	1156,66426	1412,369	1864,756
SH+SV2	501,9408	1304,32274	1454,063	2102,806

Table XIII 14: Les charges permanentes

b. Les surcharges

	F _H	F _V	M _r	M _s
CN	39,796	176,228	189,321	96,251
SH	94,855	181,008	494,043	96,251
SH+SV1	74,43	170,434	370,774	90,477
SH+SV2	81,265	191,581	379,826	102,024

Table XIII 15: Les surcharges

c. R+F+T

	F _H	F _V	M _s	M _r
CN	19,129	/	/	118,79
SH	19,129	/	/	118,79
SH+SV1	19,129	/	/	118,79
SH+SV2	19,129	/	/	118,79

Table XIII 16: R+F+T

XIII .6.5.6-Calcul des combinaisons :

CN : ELU : 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS :G + 1,2Q + 0,6T

CS:G + Q + 0,6T

- Condition normale

	F _H	F _V	Mr	Ms
ELU	310,288	1943,132	930,655	2832,099
ELS	230,574	1441,968	693,059	2099,277

Table XIII 17: Efforts appliqués au mur frontal à CN.

- Condition sismique

	F _H	F _V	Ms	Mr
SH+SV2	594,683	1495,904	2204,83	1905,163

Table XIII 18: Efforts appliqués au mur frontal à CS.

XIII .6.5.7-Calcul du ferrailage :

A- Vérification du flambement de mur :

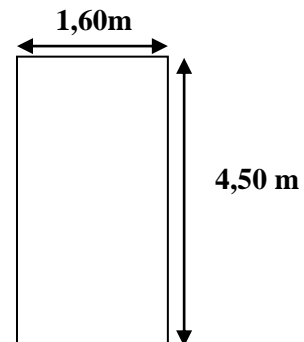
$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec: } l_f = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 4,50 = 3,191 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec : } B = 1,60 \times 4,50 = 7,2 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,60 \times 4,5^3}{12} = 12,15 \text{ m}^4$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{12,15}{7,2}} = 1,299$$



Finalement :

$$\lambda = \frac{3,191}{1,299} = 2,456 < \lambda' = \max\left(50; \min\left(\frac{67 \cdot e_0}{h}; 100\right)\right) = 50$$

Donc : la vérification du flambement n'est pas nécessaire.

$$\frac{l_f}{h_0} < \max\left(\frac{20 \cdot e_0}{h_0}; 15\right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h_0} = 0,707 < 15$$

Donc le mur sera calculé avec les nouvelles sollicitations (M_U^* ; N_U^*).

B- Calcul de ferrailage vertical :

$$N_u = \frac{19,4313}{10,76} = 1,805 \text{ MN/ml} ; \quad N_U^* = \gamma \cdot N_U$$

$$\gamma = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,0009$$

$$N_U^* = 1,805 \times 1,0009 = 1,806 \text{ MN/ml}$$

$$M_U^* = N_U^* \cdot e = N_U^* \cdot (e_0 + e_a)$$

Avec :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{M_U^- - M_U^+}{N_U} = \frac{19,0144}{19,4313} = 0,978 \text{ m}$$

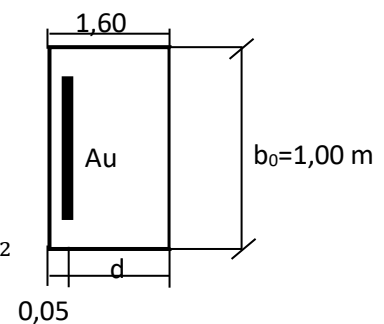
$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250}\right) = 0,02 \text{ m}$$

$$M_U^* = 1,806 \times (0,978 + 0,02) = 1,802 \text{ MN.m/ml}$$

Après le calcul (avec **SOCOTEC**) on trouve que $A_s = 0$, donc on prend la section minimale :

$$A_s = 0,23 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 0,23 \times 1,6 \times 1 \times \frac{2,22}{500} = 16,33 \text{ cm}^2$$



On prend : Soit (**11HA14** $A_s = 16,93 \text{ cm}^2$)

C- Ferrailage horizontal (dû à l'effort tranchant)

$$H_U = \frac{594,683}{4,5} = 132,151 \text{ t/ml (ferrailage sur 1ml de hauteur)}$$

$\alpha = 90^\circ$ (les armatures perpendiculaires aux armatures principales) et $K = 0$.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_U - 0,5K) \cdot b_0}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha - \cos \alpha)} = \frac{\tau_U \cdot b_0}{0,8 f_e}$$

$$\tau_U = \frac{H_U}{b \cdot d} = \frac{132,151 \times 10^{-2}}{1 \times 1,55} = 0,852 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,00213 \text{ m}$$

$$S_t < \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t > 4,26 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification du pourcentage**

$$\frac{A_t}{S_t} > \frac{\max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) \cdot b_0}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{S_t} > 0,08 \text{ cm}$$

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Donc :

$$A_t > 1,60 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section vérifiant les deux conditions

$A_t = 4,26$, soit: **(4HA12 $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$) Avec $S_t = 25 \text{ cm}$**

a. Armatures à gauche (ferrailage vertical)

$$A_V = \frac{A_S}{3} = \frac{16,33}{3} = 5,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **(8HA10 $A_S = 6,28 \text{ cm}^2$)**

b. Armatures à droite (ferraillage horizontal)

$$A_h = \frac{A_t}{2} = \frac{4,26}{2} = 2,13\text{cm}^2$$

Soit (5HA8 $A_s = 2,51\text{cm}^2$) Avec : $S_t = 20\text{ cm}$

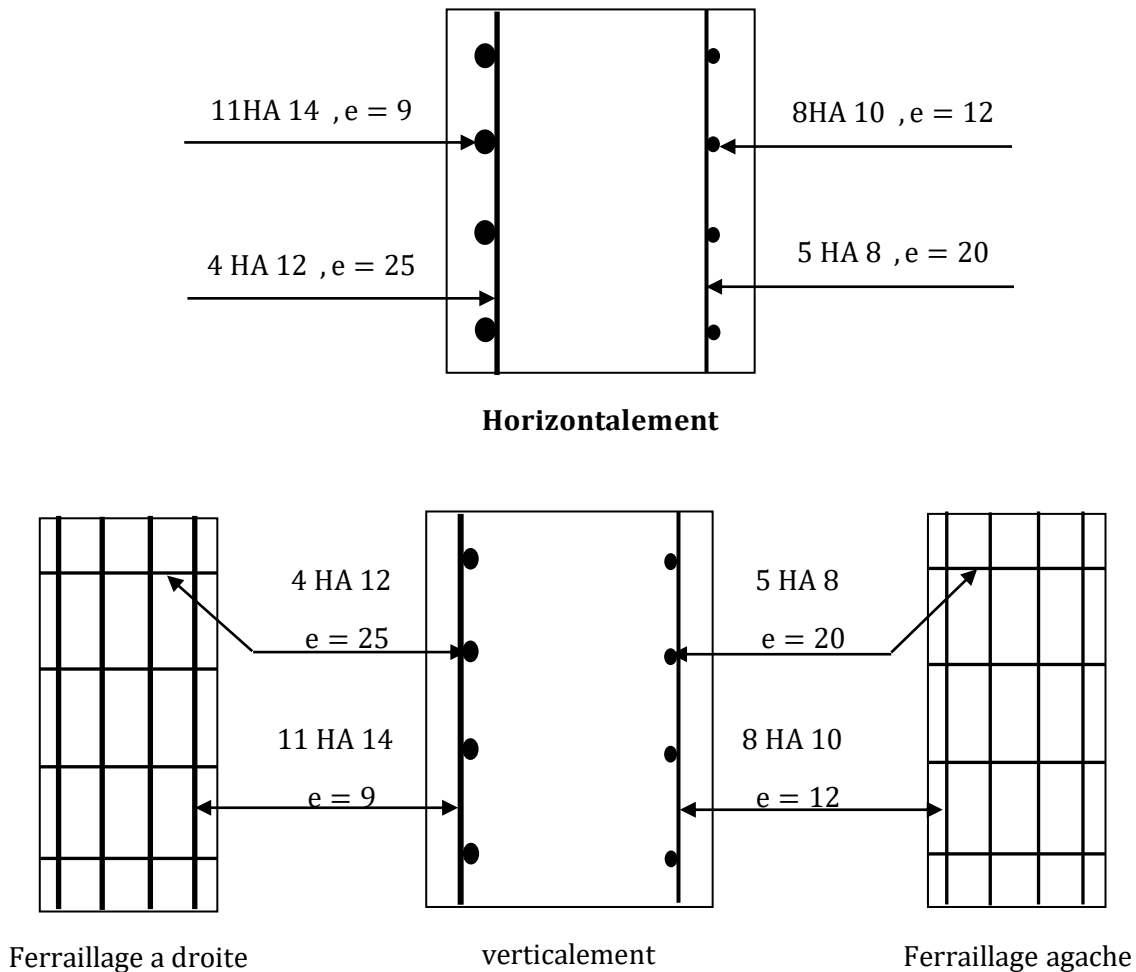


Figure XIII 8: Schéma de ferraillage le mur de frontal.

XIII .6.6 -Étude de la semelle :

La semelle sous culée est une semelle superficielle

XIII .6.6.1 -Évaluation des efforts :

L'importance des moments qui se créent à la base de la culée, et pour plus de sécurité en vue de la stabilité, on a prévu de fondation superficielle surmontés d'une semelle rigide.

Désignation		Poids(t)	FH=eH,P	FV=(1+eV),P	H(m)	V(m)	Ms=FV,H	Mr=FH,V
Mur garde grève	CN	25,93	0	25,93	-0,6	7,705	-15,56	0
	SH	25,93	5,186	25,93	-0,6	7,705	-15,56	40
	SH+SV1	25,93	5,186	24,3742	-0,6	7,705	-14,62	40
	SH+SV2	25,93	5,186	27,4858	-0,6	7,705	-16,49	40
Corbeau	CN	3,226	0	3,226	-0,25	7,845	-0,81	0
	SH	3,226	0,6452	3,226	-0,25	7,845	-0,81	5
	SH+SV1	3,226	0,6452	3,03244	-0,25	7,845	-0,76	5
	SH+SV2	3,226	0,6452	3,41956	-0,25	7,845	-0,85	5
Mur en retour	CN	124,858	0	124,858	2,15	6,499	268,44	0
	SH	124,858	24,9716	124,858	2,15	6,499	268,44	162
	SH+SV1	124,858	24,9716	117,36652	2,15	6,499	252,34	162
	SH+SV2	124,858	24,9716	132,34948	2,15	6,499	284,55	162
Mur frontal	CN	193,68	0	193,68	-1,2	4,25	-232	0
	SH	193,68	38,736	193,68	-1,2	4,25	-232	165
	SH+SV1	193,68	38,736	182,0592	-1,2	4,25	-218	165
	SH+SV2	193,68	38,736	205,3008	-1,2	4,25	-246	165
Semelle	CN	420	0	420	0	1	0,00	0
	SH	420	84	420	0	1	0	84
	SH+SV1	420	84	394,8	0	1	0	84
	SH+SV2	420	84	874,6696	0	1	0	84
Total culée à vide	CN	767,694	0	767,694	/	/	19,66	0
	SH	767,694	153,5388	767,694	/	/	19,66	456
	SH+SV1	767,694	153,5388	721,63236	/	/	18,48	456
	SH+SV2	767,694	153,5388	813,75564	/	/	20,84	456
Dalle de transition	CN	35,475	0	35,475	0	7,96	0,00	0
	SH	35,475	7,095	35,475	0	7,96	0,00	56
	SH+SV1	35,475	7,095	33,3465	0	7,96	0,00	56
	SH+SV2	35,475	7,095	37,6035	0	7,96	0,00	56
Remblais sur la dalle de transitions	CN	37,84	0	37,84	0	8,51	0,00	0
	SH	37,84	7,568	37,84	0	8,51	0,00	64
	SH+SV1	37,84	7,568	35,5696	0	8,51	0,00	64
	SH+SV2	37,84	7,568	40,1104	0	8,51	0,00	64
Remblais sur la semelle	CN	427,27	0	427,27	1,55	5,455	662,27	0,00
	SH	427,27	85,454	427,27	1,55	5,455	662,27	466,15
	SH+SV1	427,27	85,454	401,6338	1,55	5,455	622,53	466,15
	SH+SV2	427,27	85,454	452,9062	1,55	5,455	702,00	466,15
La surcharge Q (t/m²)	CN	23,9	0	23,9	2,16	8,91	51,62	0
	SH	23,9	4,78	23,9	2,16	8,91	51,62	43
	SH+SV1	23,9	4,78	22,466	2,16	8,91	48,53	43

	SH+SV2	23,9	4,78	25,334	2,16	8,91	54,72	43
TOT remb+cu	CN	1292,179	0	1292,179	/	/	733,56	0,00
	SH	1292,179	258,4358	1292,179	/	/	733,56	1085,56
	SH+SV1	1292,179	258,4358	1214,6483	/	/	689,54	1085,56
	SH+SV2	1292,179	258,4358	1369,7097	/	/	777,57	1085,56

Table XIII 19: Efforts horizontaux et normaux appliqués au semelle

XIII .6.6.2- Les sollicitations :

Désignation		Fh	FV	H(m)	V(m)	MS	MR
Total culée +remblais	CN	0	1292,179	/	/	733,56	0,00
	SH	258,4358	1292,179	/	/	733,56	1085,56
	SH+SV1	258,4358	1214,64826	/	/	689,54	1085,56
	SH+SV2	258,4358	1369,70974	/	/	777,57	1085,56
Poids permanent de tablier	CN	0	358,315	0,6	8,21	214,989	0
	SH	71,663	358,315	0,6	8,21	214,989	588,35323
	SH+SV1	71,663	336,8161	0,6	8,21	202,08966	588,35323
	SH+SV2	71,663	379,8139	0,6	8,21	227,88834	588,35323
Poussée de la terre sur MGC et MF	CN	171,362	/	/	4,303	/	737,370686
	SH	246,696	/	/	4,303	/	1061,53289
	SH+SV1	237,738	/	/	4,303	/	1022,98661
	SH+SV2	255,842	/	/	4,303	/	1100,88813
Poussée de la terre sur la semelle	CN	16,008	/	/	0,66	/	10,56528
	SH	23,048	/	/	0,66	/	15,21168
	SH+SV1	22,211	/	/	0,66	/	14,65926
	SH+SV2	23,902	/	/	0,66	/	15,77532
Surcharge Q	CN	0	23,9	2,16	8,91	51,624	0
	SH	4,78	23,9	2,16	8,91	51,624	42,5898
	SH+SV1	4,78	22,466	2,16	8,91	48,52656	42,5898
	SH+SV2	4,78	25,334	2,16	8,91	54,72144	42,5898
Surcharge d240	CN	0	176,228	0,6	8,91	105,7368	0
	SH	35,245	176,228	0,6	8,91	105,7368	314,03295
	SH+SV1	35,245	165,654	0,6	8,91	99,3924	314,03295
	SH+SV2	35,245	186,801	0,6	8,91	112,0806	314,03295
Poussée de la surcharge sur MGC et	CN	24,796	/	/	5,455	/	135,26218
	SH	35,701	/	/	5,455	/	194,748955

MF	SH+SV1	34,405	/	/	5,455	/	187,679275
	SH+SV2	41,24	/	/	5,455	/	224,9642
Poussée de la surcharge sur la semelle	CN	7,99	/	/	1	/	7,99
	SH	12,72	/	/	1	/	12,72
	SH+SV1	12,26	/	/	1	/	12,26
	SH+SV2	13,2	/	/	1	/	13,2
Bc	CN	15	/	/	8,21	/	123,15
	SH	15	/	/	8,21	/	123,15
	SH+SV1	15	/	/	8,21	/	123,15
	SH+SV2	15	/	/	8,21	/	123,15
R+F+T	CN	19,129	/	/	8,21	/	157,04909
	SH	19,129	/	/	8,21	/	157,04909
	SH+SV1	19,129	/	/	8,21	/	157,04909
	SH+SV2	19,129	/	/	8,21	/	157,04909

Table XIII 20:Poussées dues aux terres et les surcharges

a .Les charges permanentes :

	FH	FV	MS	MR
CN	187,37	1650,494	948,55	0,00
SH	330,0988	1650,494	948,55	1673,91
SH+SV1	599,8428	1551,46436	891,63	1673,91
SH+SV2	590,0478	1749,52364	1005,46	1673,91

Table XIII 21:les charges permanente

b. Les surcharges :

	FH	FV	MS	MR
CN	47,786	200,128	157,3608	266,40218
SH	103,446	200,128	157,3608	687,241705
SH+SV1	101,69	188,12	147,91896	679,712025
SH+SV2	109,465	212,135	166,80204	717,93695

Table XIII 22:les surcharges

c. R+F+T :

	$F_H(t)$	$F_V(t)$	$M_S(t.m)$	$M_R(t.m)$
CN	19,129	/	/	157,0490
SH	19,129	/	/	157,0490
SH+SV1	19,129	/	/	157,0490
SH+SV2	19,129	/	/	157,0490

Table XIII 23: R+F+T

XIII -6.6.3 Combinaison :

CN : Condition normal.

ELU : 1,35G + 1,6Q + 0,8T

ELS : G + 1,2Q + 0,6T

CS : Condition sismique.

G + Q + 0,6T

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Avec : $M_{nette} = |M_r - M_s|$

A- Condition normale :

Etat	FH	FV	MS	MR	Mnette
ELU	344,710	2548,371	1532,313	551,882	980,431
ELS	256,190	1890,647	1137,378	413,912	723,466

Table XIII 24: Efforts appliqués au mur frontal à CN

B- Condition sismique: E.L.U

Etat	FH	FV	MS	MR	Mnette
SH+SV2	710,990	1961,658	1172,26	2486,079	1313,819

Table XIII 25: Efforts appliqués au mur frontal à CS.

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	256,190	1890,647	723,466
E. L. U	CN	344,710	2548,371	980,431
	CS	710,990	1961,658	1313,819

Table XIII 26:Résultats des combinaisons.

XIII6.6.4-Vérification des contraintes :

La contrainte admissible du sol est supposée égale : **40 t/m²** et ont vérifié que : $\sigma_{ref} < \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{6 \times e_0}{B} + 1\right) \times N/A \times B ; \sigma_{min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) \times N/A \times B ;$$

$$\sigma_{ref} = \left(1 - \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times N/A \times B$$

B : Largeur semelle 7 m.

A : longueur semelle 2 (12.00) m.

		N (t/m)	M_{nette}	E0	σ_{max} (t/m²)	σ_{min}	σ_{ref}
E. L. S	CN	157,553	60,288	0,382	14,919	7,588	9,421
E. L. U	CN	212,364	81,702	0,384	20,109	10,228	12,698
	CS	140,971	109,484	0,776	16,715	3,423	6,746

Table XIII 27: calcul des efforts

❖ **Conditions normale :**

$$e_0 = 0,38m < \frac{B}{6} = \frac{7}{6} = 1.166 m. \Rightarrow \text{C.A.D le diagramme des contraintes et trapézoïdal}$$

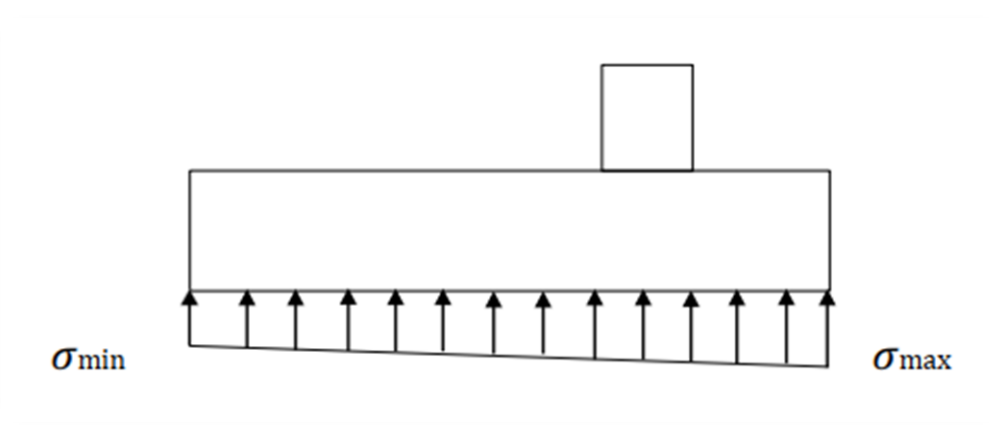


Figure XIII 9:Le diagramme des contraintes est trapézoïdal Conditions sismique.

❖ Conditions sismique :

$e_0 = 0,77 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{7}{6} = 1.166 \text{ m.} \Rightarrow \text{C.A.D le diagramme des contraintes est trapézoïdal}$

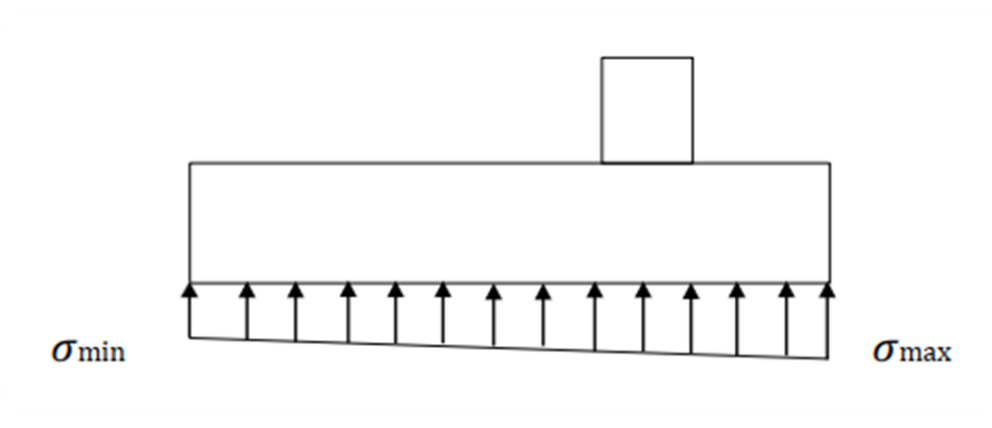
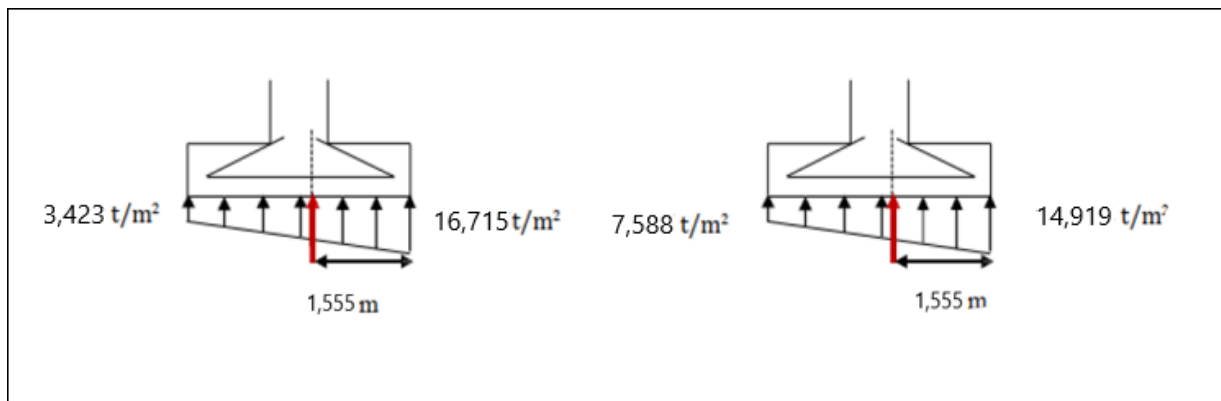
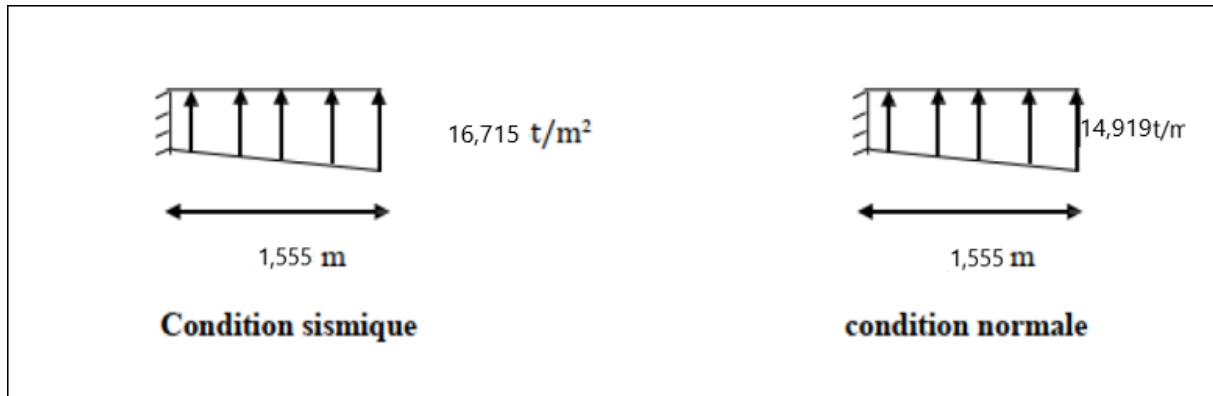


Figure 10:Le diagramme des contraintes est trapézoïdal Conditions sismique.



On utilise la méthode de console :



- **Condition normale :**

$$M_{ser} = ((14,919 - 4,084) \times \frac{1,555}{2} \times \frac{2}{3} \times 1,555) + (4,084 \times 1,555 \times \frac{1,555}{3})$$

$$M_{ser} = 12,024 \text{ t.m}$$

- **Condition sismique :**

$$M_{ser} = ((16,715 - 7,405) \times \frac{1,555}{2} \times \frac{2}{3} \times 1,555) + (7,405 \times 1,555 \times \frac{1,555}{3})$$

$$M_{ser} = 13,471 \text{ t.m}$$

D'après RPOA ; Si A_s n'atteint pas la section minimale l'en prend :

$$A_s = 0,25\% \times A_b = 34,75 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 18\text{HA}16 = 36,19 \text{ cm}^2$$

- **Nappe supérieur :**

$$A_s = 0,1\% \times A_b = 13,9 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}20 = 15,71 \text{ cm}^2$$

XIII.6.6.5 -Ferrailage de la semelle :

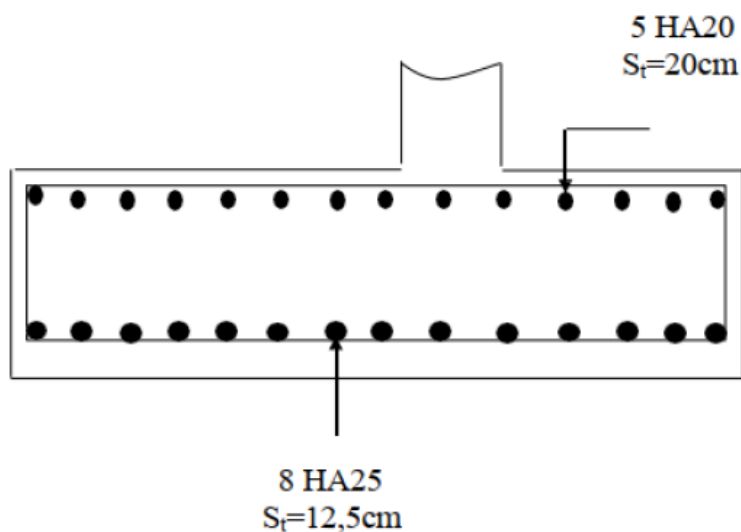


Figure XIII 11:Schéma de ferrailage de la semelle sous culée

Nous avons traité dans ce mémoire les étapes principales de l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour la pré dimensionner et étudier d'une manière profonde.

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, les différents procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique, le béton armé...etc. elle nous a poussée à apprendre différents logiciels et programmes de calcul (ROBOT, SOCOTEC, AUTOCAD, EXCEL, ...etc.).

A la fin nous signalons que l'étude d'un ouvrage d'art et surtout les ponts à voussoirs, n'est pas une tâche aisée, elle fait appel l'expérience de l'ingénieur et à sa bonne connaissance en ce domaine. C'est un travail de groupe, qui nécessite des études approfondies ; géotechniques, dynamiques, architecturale,...etc, et donc la collaboration entre plusieurs intervenants.

Référence bibliographique

I.1 Règlements :

- Règles parasismique algériennes **RPA99/VERSION2003**.
- Les documents **SETRA**.
- Béton armé/précontraint aux états limites **BA/PEL91**.

I.2 Cours :

- Béton armé et précontraint.
- Résistances des matériaux.
- Pont.
- Matériaux de construction.

I.3 Livre :

- Le béton précontraint aux états-limites (**Henry Thonier ; 1986**).

I.4 Thèses d'étude :

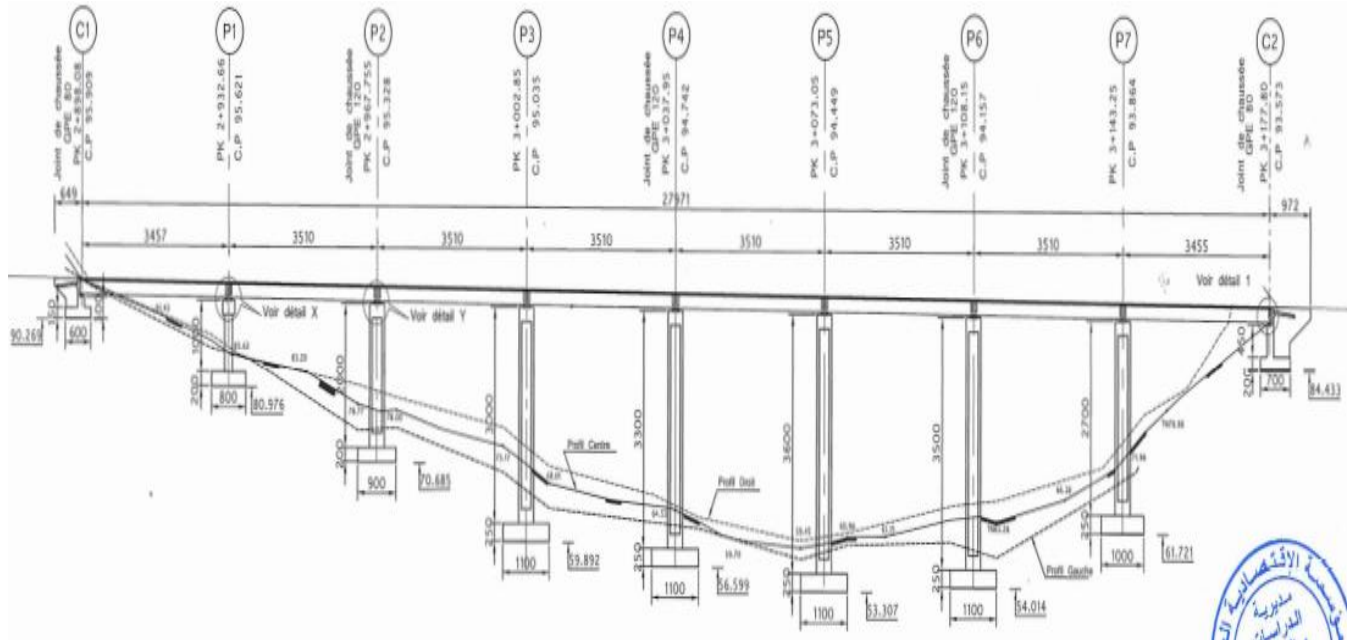
- **KARA SABRINA, LAIEB FADIA** : Etude d'un viaduc de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute EST-OUEST .
- **REFADA Adel , ABID Mohammed** : Étude d'un ouvrage d'art de la pénétrante DJEN DJEN-ELEULMA « Cas du passage inférieur PK (00+400), Université de Jijel.
- **ALILICHE SOUMIA, SLIMOUNE NOUR ELHOUDA** : ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT (PK 232+318.418.SKIKDA)

I.5 Logiciels :

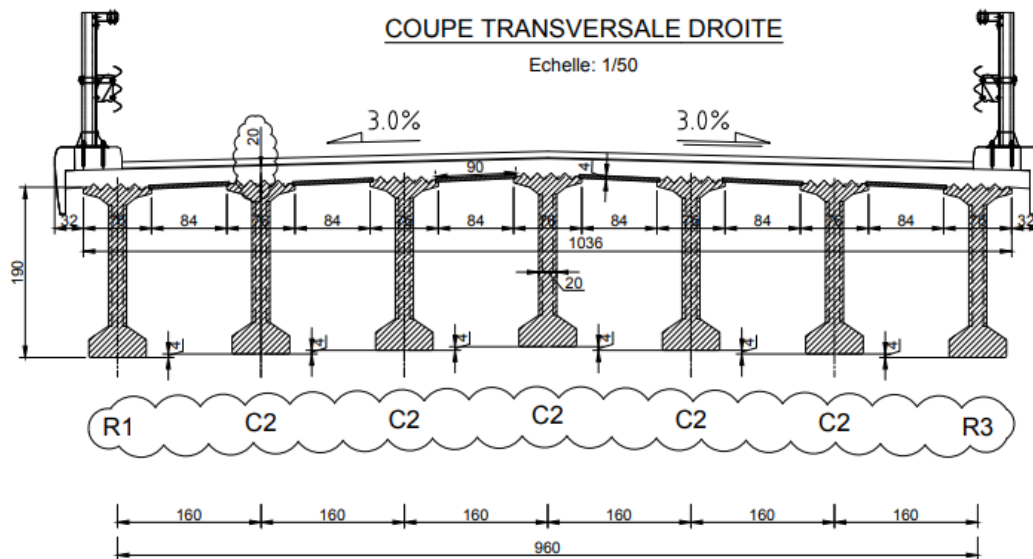
- AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT).
- SOCOTEC.
- AUTOCAD 2014.
- Microsoft Word.
- Microsoft Excel.
- FORTRAN.

Annexe I

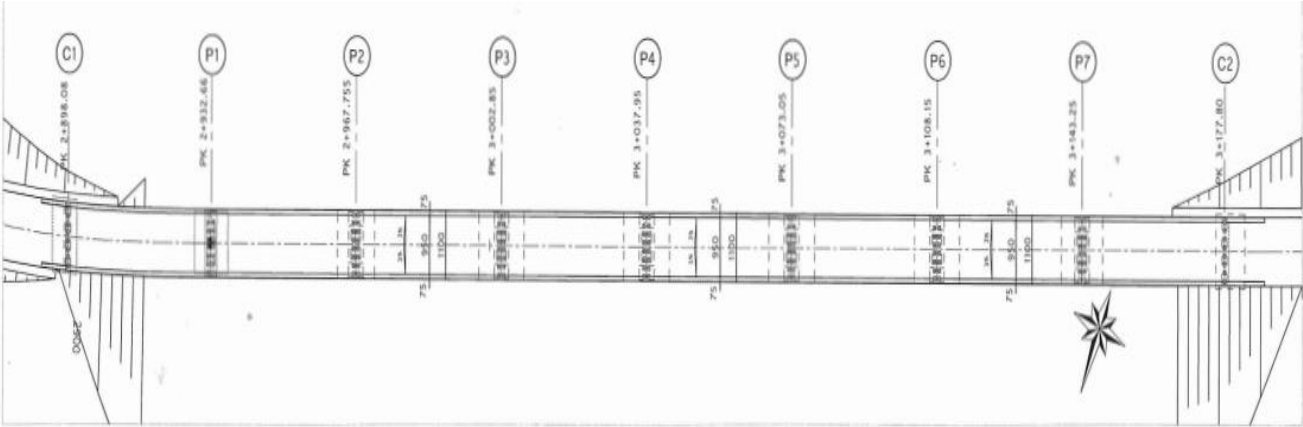
Coupe longitudinal



Coupe transversale

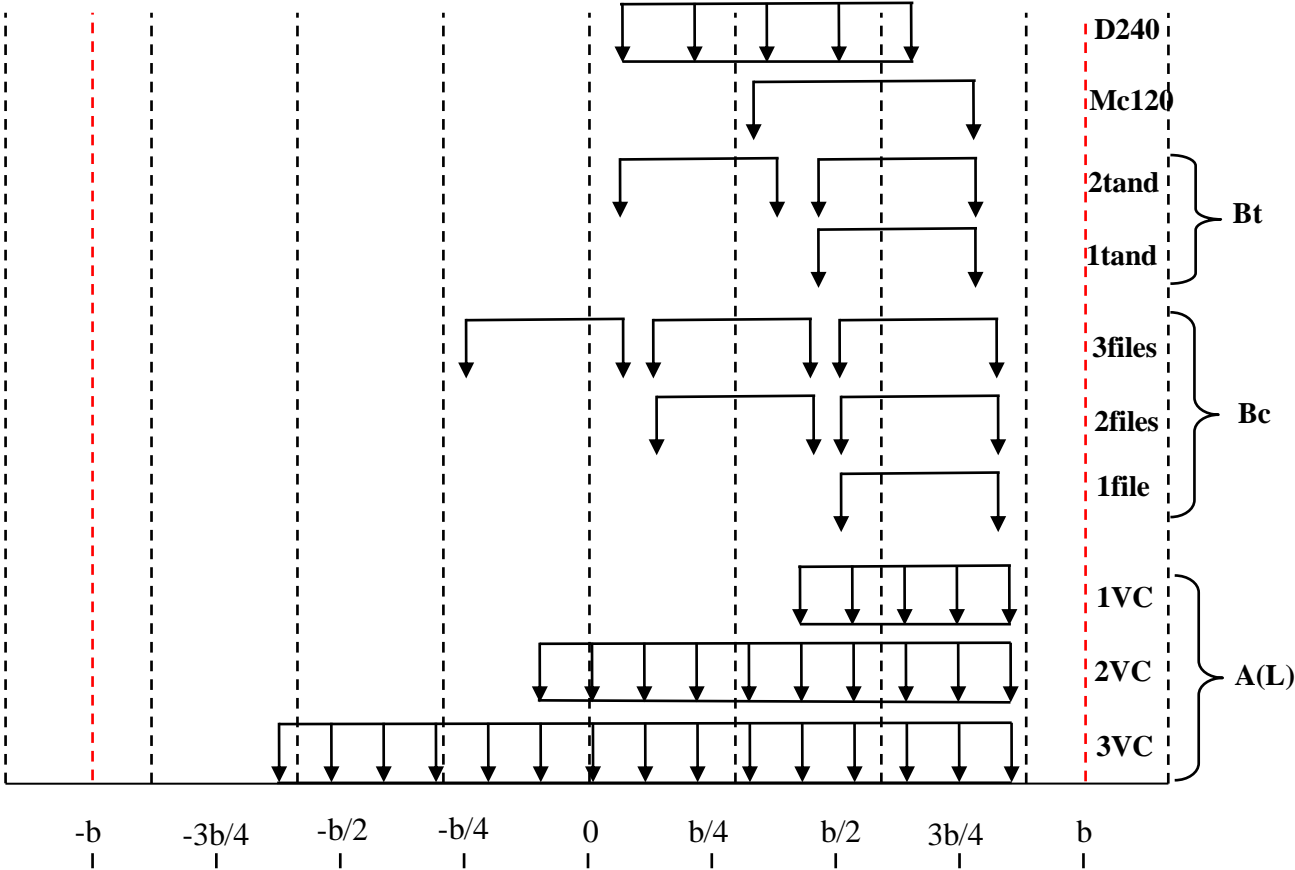


Vue en plan :

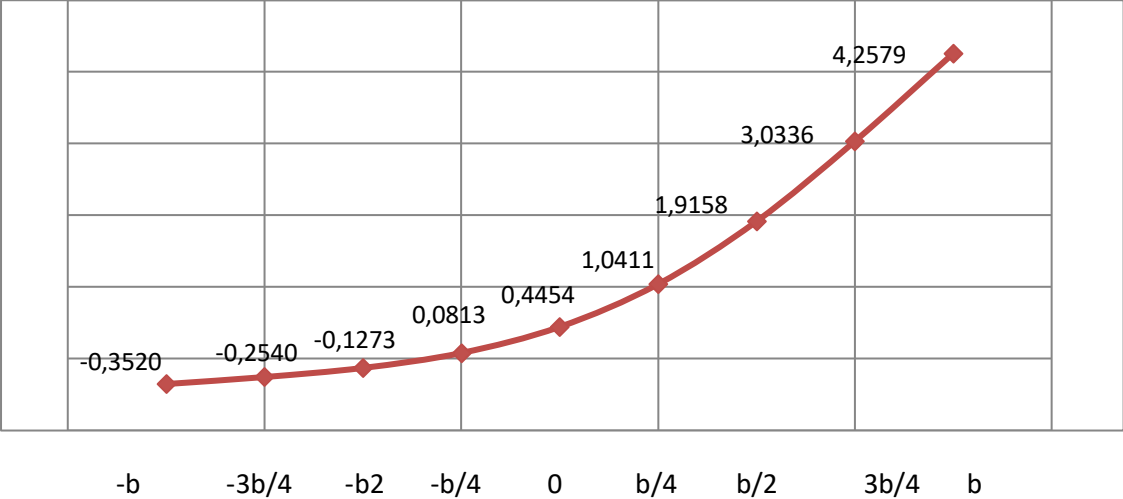


Ligne d'influence Ka

POUTRE1

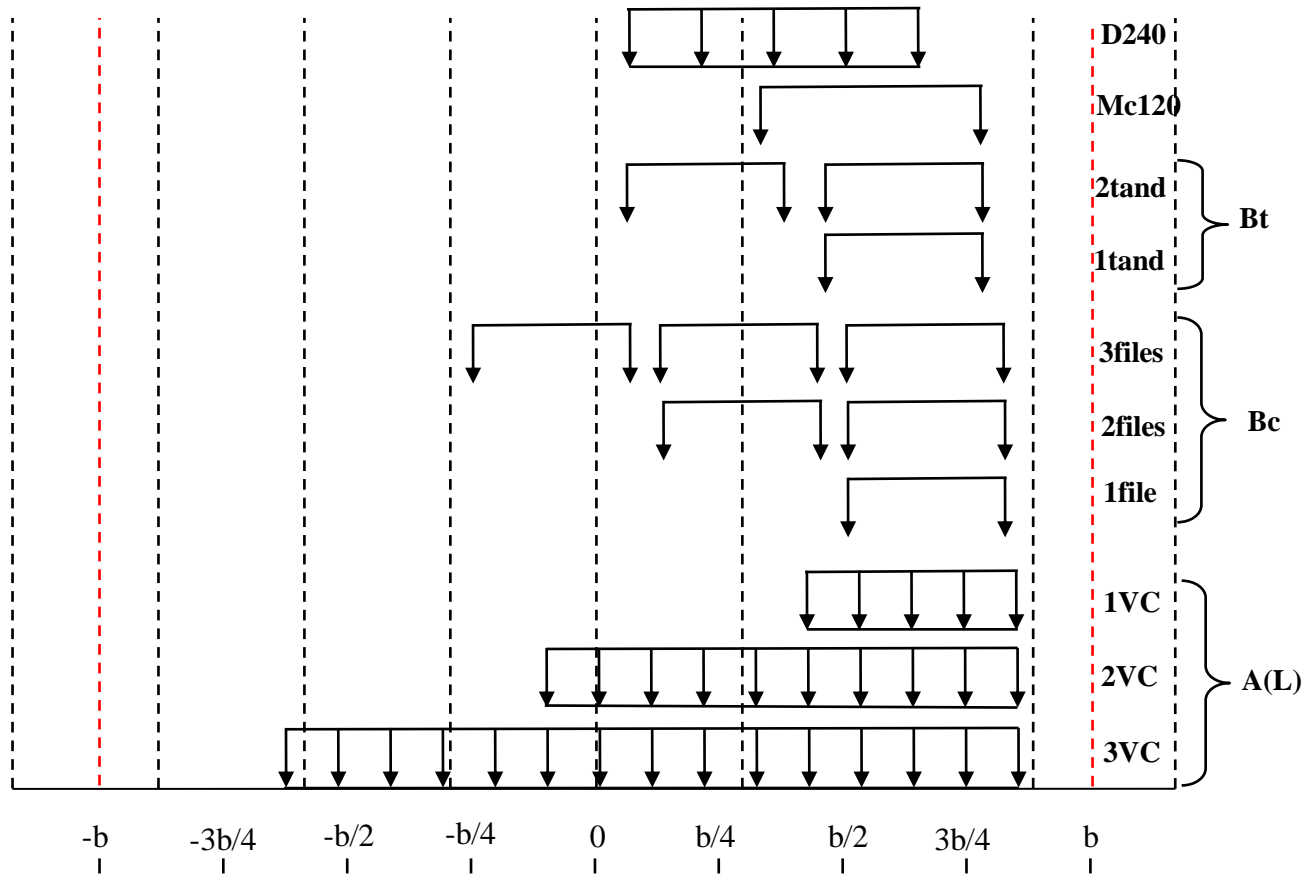


Y

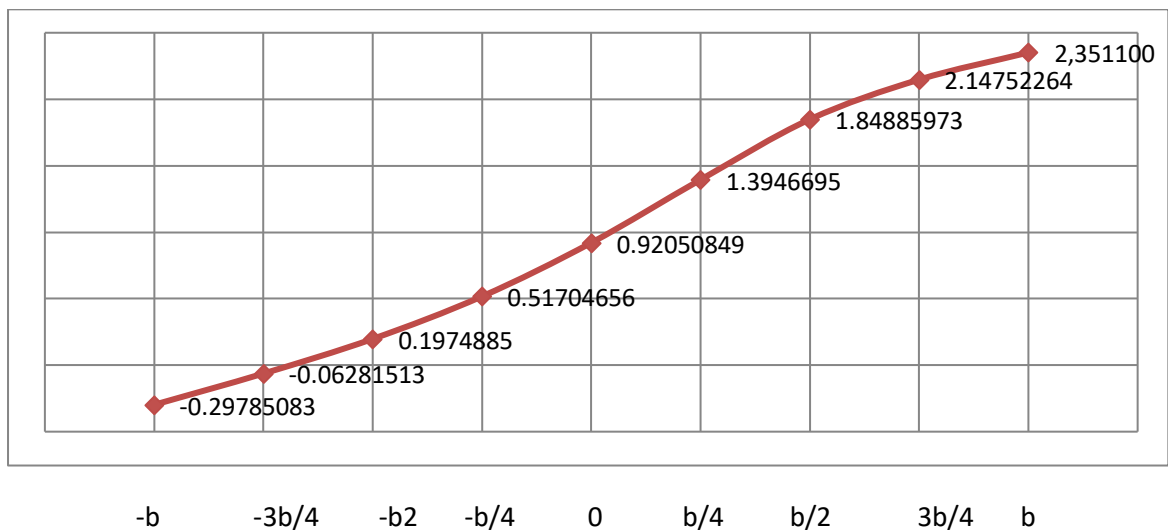


Ligne d'influence Ka

POUTRE2

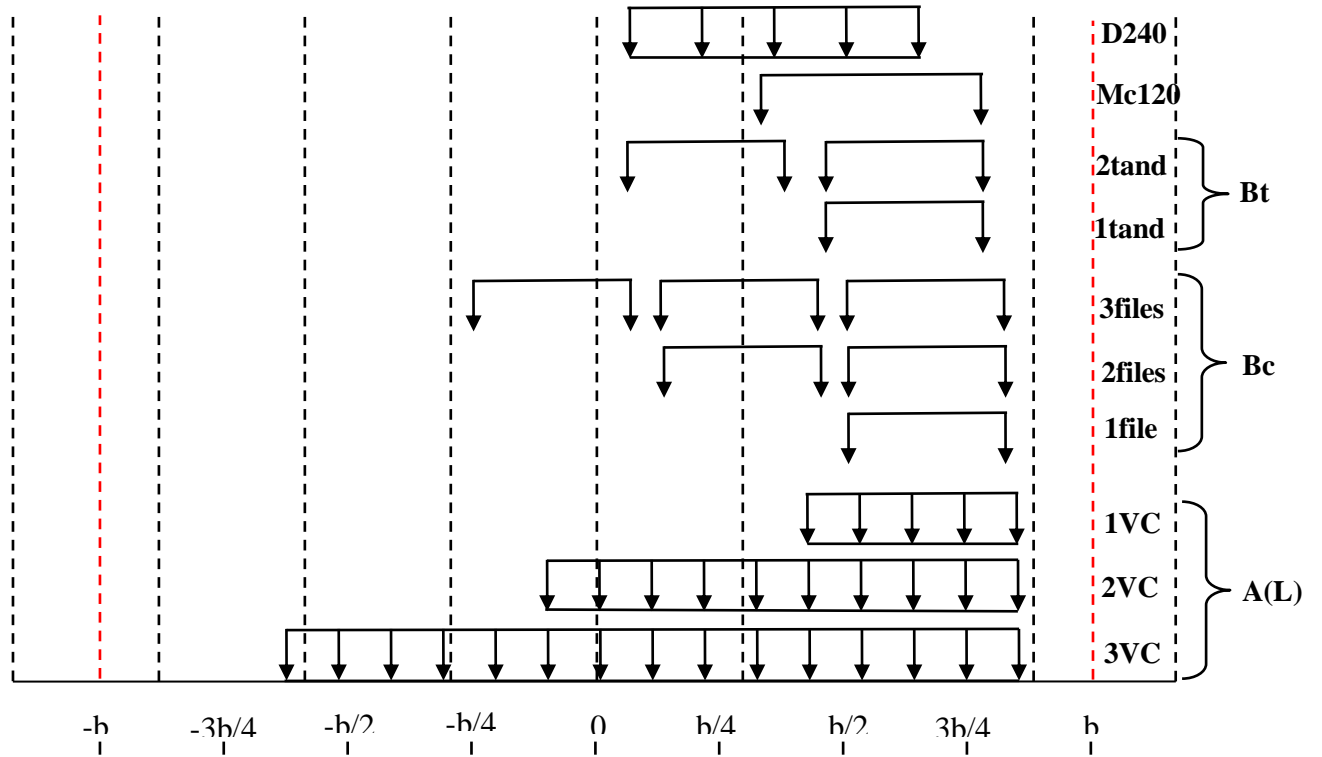


y

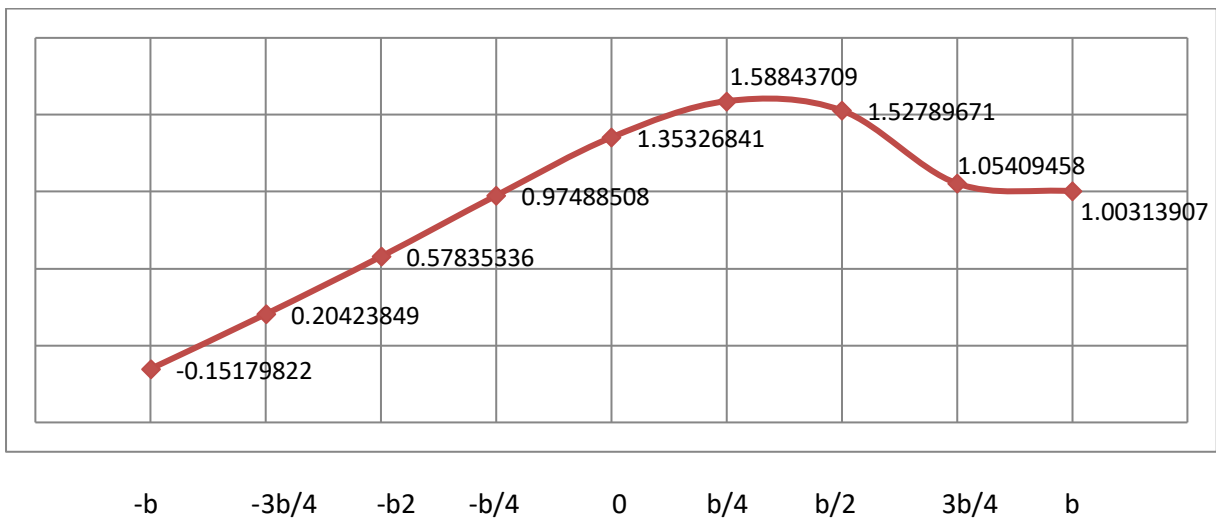


Ligne d'influence Ka

POUTRE3

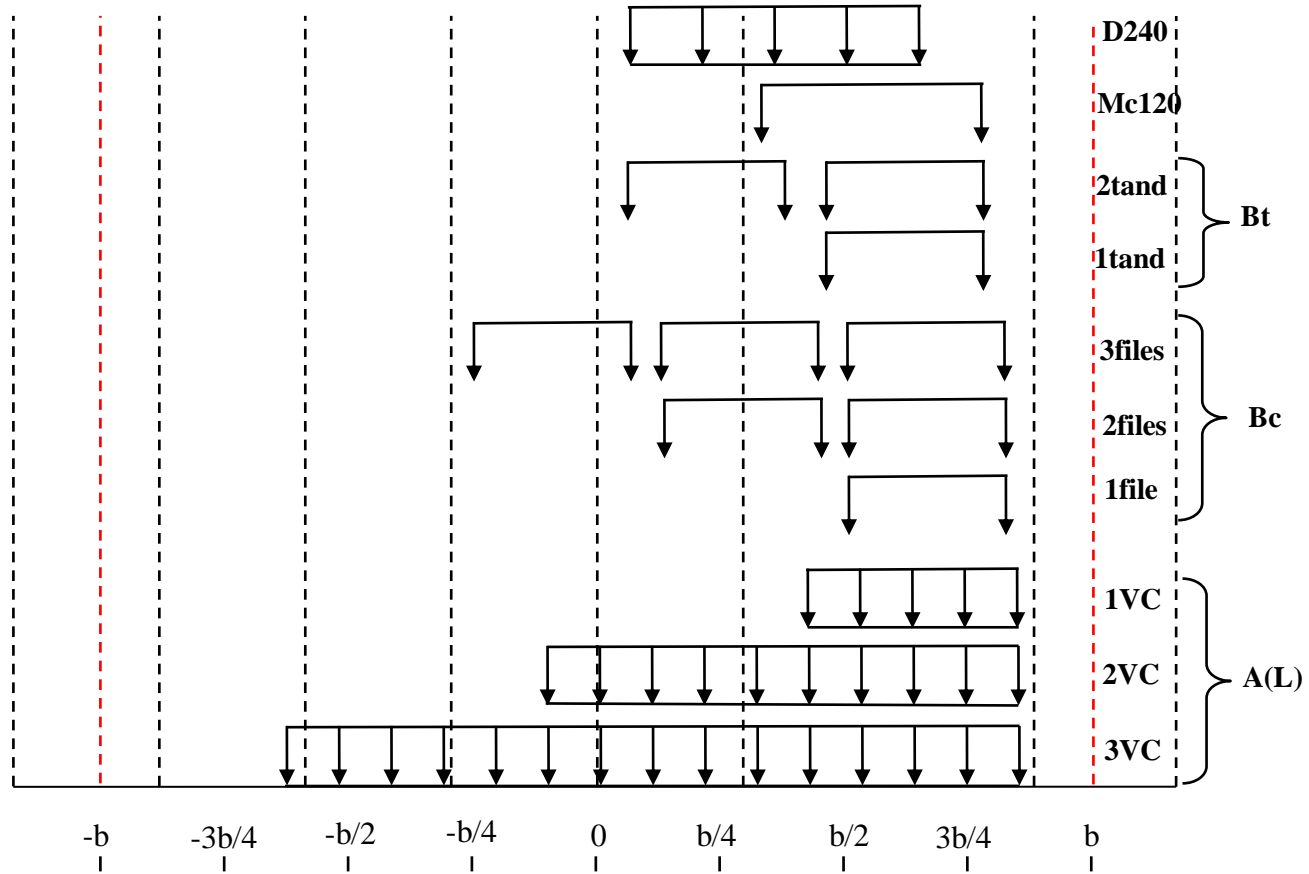


y

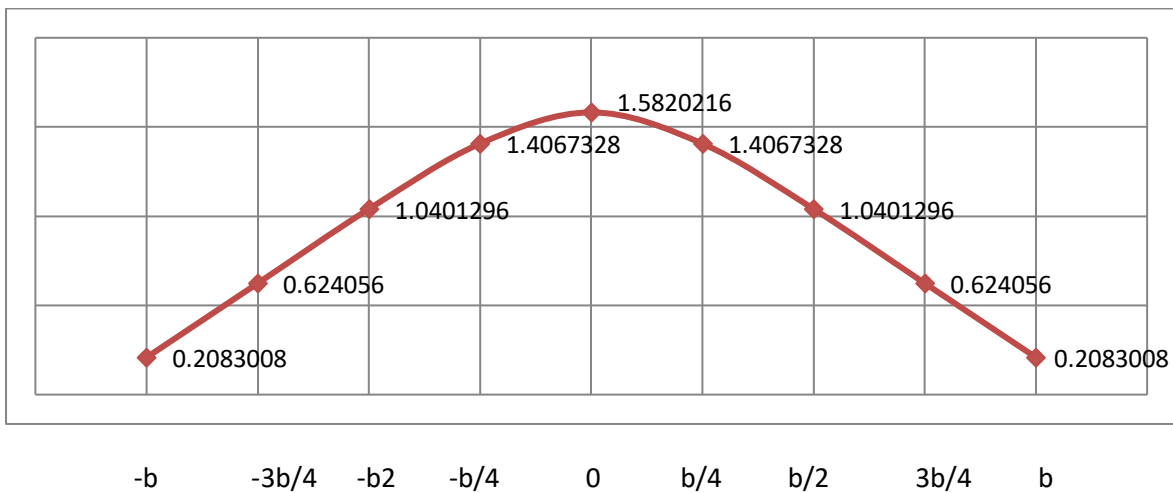


Ligne d'influence Ka

POUTRE4



y



Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33