République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Conception et étude d'un viaduc sur Oued Mina au PK11+088.25 wilaya de Relizane Master : Etude de la précontrainte

Présenté par :
BELKHIR Imad Eddine
BENAHMED Abdelatif

Encadré par :
Dr AMIEUR Mohamed

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en témoignage de mon profond Amour.
A tous ceux qui, aimant et cherchant la vérité, luttent pour instaurer vérité, paix et justice.
A la mémoire de mes grands-parents, qui ont marqué mon enfance par leur générosité de cœur,
Pour toi Maman, courageuse et protectrice, tu n'as jamais renoncée à me soutenir et à croire en moi, tu es mon plus grand soutien,
Pour toi Papa, tu m'as enseigné la persévérance et le gout du combat, tu seras toujours mon guide dans cette vie,
A vous deux, sans qui je ne serais jamais arrivé la où j'en suis actuellement, du fond du cœur je vous remercie pour votre amour, votre affection, votre sacrifices et votre encouragements,
A mon frère et mes deux sœurs pour qui j'ai beaucoup d'affection et d'admiration,
A toute ma grande famille qui a toujours été présente pour me soutenir,
A mes amis d'enfance et mes amis de l'ENSTP avec qui j'ai d'excellents souvenirs, en espérant que le lien qui nous unit ne se rampera jamais,
A mon binôme ***Abdelatif*** *et à toute sa famille,*
A mes enseignants qui m'ont donné les clefs de la réussite,
A tous ceux qui de loin ou de près ont contribué à ma formation depuis mon jeune âge,

BELKHIR IMAD EDDINE

Dédicaces

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

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

Mes frères, d'être toujours présents à mes côtés, et pour le bonheur et la joie qu'ils m'ont donné, et la tendresse et qu'ils m'ont affecté.

A mon binôme ***IMAD*** *et à toute sa famille,*

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

Mes meilleurs amis pour les conseils qu'ils m'ont accordé et les bons moments qu'on a passé ensemble, et pour le fait qu'ils ont toujours été présents dans mes heures de joie et de tristesse. Sans oublier tous mes amis de l'ENSTP, et tout mon cursus scolaire

BENAHMED ABD ELATIF

Remerciements

Nous remercions en premier lieu, notre Dieu le très miséricordieux qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail.
Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens, encouragements et leurs patiences.
Nous tenons à remercier Mr. AMIEUR pour son encadrement
Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour toutes les informations qu'ils nous ont prodigué durant les cinq ans de notre formation.
Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.
Nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail

BELKHIR & BENAHMED

NOTATIONS ET SYMBOLES

ftj : Résistance caractéristique du béton à la traction

fbu : Résistance du béton comprimé à l'ELU.

Eij : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

σs : Contrainte admissible de traction de l'acier passif.

γ s : Coefficient de sécurité de l'acier.

Ap: Section des aciers actifs.

Φ : Coefficient de frottement en ligne.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression

Es : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;

f peg : Limite de élastique garantie des aciers actifs.

ep : Epaisseur de l'âme.

B : Section brute.

i²: Rayon de giration.

L: La portée de la travée.

lc : Largeur chargeable.

lv : Largeur d'une voie.

a2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

bt : Coefficient de pondération du convoi Bt.

Q : Charge d'exploitation.

V : Effort tranchant.

α : Paramètre de torsion.

ρP : Rigidité flexionnelle de la poutre

γ P : Rigidité torsionnelle de la poutre

IP : Moment d'inertie de la poutre.

I0 : Moment d'inertie de la poutre en section d'about.

K α: Coefficient de répartition transversale.

n : Nombre de poutres.

P min : Précontrainte minimale ;

γb : Coefficient de sécurité du béton.

σ bc : Contrainte limite de compression du béton.

EVj : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

Ep : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

f : Coefficient de frottement en courbe.

Ø: Diamètre de la gaine.

ρ1000 : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

fe : Limite élastique des aciers passifs.

f prg : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

hp : Hauteur de la poutre.

bt : Largeur totale des talons.

I : Moment d'inertie de la section.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

ρb : Masse volumique du béton.

n : Nombre de voies.

a1 : Coefficient dépendant de la classe du pont

bc : Coefficient de pondération du convoi BC.

G : Charge permanente.

δ : Coefficient de majoration dynamique.

Mf : Moment fléchissant.

θ : Paramètre d'entretoisement.

ρE : Rigidité flexionnelle de l'entretoise

γ E : Rigidité torsionnelle de l'entretoise

IE : Moment d'inertie de l'entretoise.

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

2b : Largeur active.

ϑ:Coefficient de poisson.

B n : Section nette.

σti: Contrainte limite de traction du béton

P0 : Effort à l'origine.

e_0 : Excentricité du câble moyen.

σ inf : Contrainte sur la fibre inférieure.

m : Nombre de gaines par lit.

Vmax : Effort tranchant maximum.

σp0: Tension initiale.

Δσrec: Perte de tension par glissement.

rm : Rayon moyen de la section.

Δσflu : Perte due au fluage du béton.

Δσ d : Pertes différées.

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

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

M_u ,N_u : Sollicitations agissant sur la section / Ap ;

Nu : Effort normale résistant ultime.

st : Espacement des armatures transversales.

Qu : Charge concentrée à l'ELU.

Fg : Flèche due aux charges permanentes.

Fc : Flèche de construction.

θg : Rotation due aux charges permanentes.

θ P : Rotation due à la précontrainte.

R i : Rigidité d'un appui.

τ_N : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

T : période fondamentale.

Sae (T) : spectre de réponse élastique.

g : Accélération de la pesanteur.

η: Facteur de correction de l'amortissement.

F: La force sismique.

Ec : l'énergie cinétique du système

σts: Contrainte limite de traction du béton

n : Nombre de câbles.

σ sup : Contrainte sur la fibre supérieure.

Vu : Effort tranchant limite.

Vmin : Effort tranchant minimum.

α(x): Angle de déviation du câble entre 0 et x.

Δσf :Perte de tension par frottement.

Δσrac : Perte de tension par déformation instantané

Δσp (x): Perte due à la relaxation de l'acier.

Δσinst : Pertes instantanées.

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

Vred : Effort tranchant réduit.

$b_n(y)$: Largeur nette de la section au niveau y.

σbt : Contrainte de traction dans le béton.

Mu : Moment fléchissant résistant ultime / Ap ;

Mt : Moment entravée.

Uc : Largeur d'impact de la roue.

Fp : Flèche due à la précontrainte.

FD : Flèche due à la surcharge D240.

θ D : Rotation due à la surcharge D240.

Δh max: Déplacement maximal à l'appui.

τ_H : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal.

G : valeur nominale des charges permanentes

Q : actions variables des charges d'exploitation.

T1, T2 : périodes caractéristiques

K : Raideur.

S: coefficient de site ; :

(ξ):Taux d'amortissement.

d : Déplacement.

Ep : l'énergie potentielle du système.

Pt : Poussée des terres ;

Ka : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Poids volumique des terres.

R: Réaction d'appui des fûts.

B : Entre axe des fûts

h : Hauteur du chevêtre.

b0 : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

D : Diamètre du plus grand cercle inscriptible

Mt : Moment de torsion.

τu (v): Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

τu (Mt): Contrainte de cisaillement dû à la torsion.

Ns : Effort normal dû au séisme.

Hs : Effort horizontal dû au séisme.

Kh : Accélération sismique horizontale.

Lf : Longueur de flambement.

γ f : Coefficient de majoration

ea : Excentricité additionnelle.

Mu*, Nu*: Efforts exercés sur le fût.

$(Nu)^{-}$,$(Mu)^{-}$: Efforts admissible.

Qp : Effort de pointe.

Qf : Effort de frottement latéral.

Qn : Charge nominale.

Cu : Coefficient de réaction du sol.

I : Moment d'inertie du pieu ;

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

Mu, Nu : Efforts admissible.

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

G : module de cisaillement de l'appareil.

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

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

n : Nombre de fût composant la pile.

E : module de déformation instantanée de béton.

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

l: hauteur du fût.

M : est la masse totale du tablier.

η: Facteur de correction de l'amortissement.

a : accélération du sol ;

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

μ : masse linéique du tablier.

L : longueur travée.

U : périmètre extérieur du chevêtre.

Qr : les charges de chaussées A(l)

Qrp : les charges militaires ou exceptionnelles.

Ad : La charge accidentel.

b : la petite cote du rectangle circonscrit.

Φl : plus gros diamètre des armatures longitudinales.

B : diamètre des pieux,

d : entraxe des pieux.

n : Nombre de barre.

d : Enrobage.

Φ: Diamètre de pieu.

b : diamètre des pieux.

y : déplacement en tête des pieux.

E : module d'élasticité du béton.

α: longueur élastique du pieu.

λ: Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

L : longueur du pieux.

Liste des figures :

Figure I.1.Vue longitudinale de l'ouvrage……...03
Figure I.2. Coupe transversale de l'ouvrage……...03
Figure I.3. Vue panoramique de la zone d'intersection Oued Mina……04
Figure I. 4. Carte de zonage sismique……05

Figure II.1. Coupe transversale de la poutre en travée avec hourdit……..09
Figure II. 2. Les poutres……..09

Figure III. 1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU……..17
Figure III. 2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier……19

Figure IV. 1. Coupe transversal du pont……...21
Figure IV. 2 . Sections transversales de la poutre……22
Figure IV. 3 . Section d'about sans hourdis……24
Figure IV.4 . Section d'about avec hourdis……...24
Figure IV.5.Section intermédiaire sans hourdis……...25
Figure IV.6.Section intermédiaire avec hourdis……...25
Figure IV. 7. Section médiane sans hourdis……..26
Figure IV. 8 . Section médiane avec hourdis……26

Figure V. 1. Coupe longitudinale de la poutre……..28
Figure V. 2 . Pont de type 4……29
Figure V. 3 . Système BC……31
Figure V. 4 . Système Bt……...31
Figure V. 5 . Charges militaires Mc 120……32
Figure V. 6 . Charge exceptionnelle D240……..33

Figure VI. 1. Charge G uniformément repartie……35
Figure VI. 2 . A(L) uniformément repartie……...36
Figure VI. 3 . Charge S trottoir uniformément repartie……..37
Figure VI. 4 . Surcharge Bc (R est sym avec l'essieu de 12t)……...38
Figure VI. 5 . Surcharge Bt à L/2……...40
Figure VI. 6 . Ligne d'influence d surcharge Bt à L/2……..40
Figure VI. 7 . Surcharge Mc120 à L/2……....41
Figure VI. 8 . Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/2……41
Figure VI. 9 . Surcharge Mc120 à L/4……41
Figure VI. 10 . Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/4……....41
Figure VI. 11 . Surcharge D240 à L/2……42
Figure VI. 12 . Ligne d'influence de surcharge D240 à L/2……..42
Figure VI. 13 . Surcharge D240 à L/4……42
Figure VI. 14 . Ligne d'influence de surcharge D240 à L/4……..42
Figure VI. 15 . Charge G uniformément repartie……..43
Figure VI. 16 . Charge A(L) uniformément repartie……....43
Figure VI. 17 . Charge S trottoir uniformément repartie……....44
Figure VI. 18 . Surcharge Bc à 0L……...45
Figure VI. 19 . Surcharge Bc à L/4……..45
Figure VI. 20 . Surcharge Bt à 0L……46
Figure VI. 21 . Surcharge Bt à L/4……..46
Figure VI. 22 . Surcharge Mc120 à 0L……....47
Figure VI. 23 . Surcharge Mc120 à L/4……...47
Figure VI. 24 . Surcharge D240 à 0L……...47

Figure VI. 25 . Surcharge D240 à L/4…….48

Figure VII. 1. Positions actives des poutres……..50
Figure VII. 2 . Disposition des poutres transversalement……..50
Figure VII. 3 . Section Equivalente……...53
Figure VII. 4 . Calcul de Kα moy cas d'une surcharge concentré Bc……..56
Figure VII. 5 . Calcul de Kα moy cas d'une charge répartie A(L)……...56
Figure VII. 6 . Modélisation des poutres……..60
Figure VII. 7. Modélisation de la dalle……..60
Figure VII. 8. Modélisation des appuis……60
Figure VII. 9. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale……61
Figure VII. 10. Affectations des charges type A…….62
Figure VII. 11. Affectations des surcharges St…….62
Figure VII. 12. Affectations des charges type Bc……62
Figure VII. 13. Affectations des charges type Bt……..63
Figure VII. 14. Affectations des charges type Mc120…….63
Figure VII. 15. Affectations des charges type D240……63
Figure VII. 16. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT……..64
Figure VII. 17. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT……...65
Figure VII. 18. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT……65
Figure VII. 19. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT…….65
Figure VII. 20. Moment max de la poutre seule……..66

Figure VIII. 1. Section d'about……...72
Figure VIII. 2. section médiane……72
Figure VIII. 3. tracé des câbles de la précontrainte……..73
Figure VIII. 4. L'angle de relevage…….74
Figure VIII. 5. Schéma descriptif sur les pertes……76
Figure VIII. 6. La section tendue (poutre)…….84
Figure VIII. 7. Schéma descriptif sur les pertes…….86
Figure VIII. 8. Ferraillage d'une poutre précontrainte…….86
Figure VIII. 9 . Diagramme des moments dus à la surcharge exceptionnelle…….88

Figure IX. 1.Moment Max pour la dalle a l'ELS……90
Figure IX. 2.Moment Max pour la dalle a l'ELU……91
Figure IX. 3.Section d'étude du ferraillage de la dalle……92
Figure IX. 4.Schéma de ferraillage transversal de la dalle……93
Figure IX. 5.Schéma de ferraillage longitudinal de la dalle……...93

Figure X. 1. Réaction d'appui à ELU……95
Figure X. 2. Séisme longitudinal…….99
Figure X. 3. Réactions d'appui pour le cas à 3 travées……103

Figure XI. 1 Efforts agissants sur le chevêtre……..111
Figure XI. 2 Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G+D240……111
Figure XI. 3 Moment fléchissant à l'ELU sous combinaison 1.35G+1.35D240……..112
Figure XI. 4 Effort tranchant à l'ELS sous combinaison G+D240……..112
Figure XI. 5 Effort tranchant à l'ELU sous combinaison 1.35G+1.35D240……113
Figure XI. 6 Section de torsion…….114
Figure XI. 7 Ferraillage du chevêtre……116
Figure XI. 8 Ferraillage d'un fût……...119
Figure XI. 9 Diffusions des efforts dans la semelle ……121
Figure XI. 9 effort agissant sur les pieux ……123

FigureXIII.1. Schéma statique de dalle de transition…….....138
FigureXIII.2. poussée des terres sur le MGG……140
FigureXIII.3.Section de ferraillage de MGG……...141
Figure XIII.4.ferraillage du corbeau……..143
Figure XIII.5.Diffusion des efforts dans la semelle……...147
FigureXIII.6. Effort agissant sur le pieux……..148

Liste des tableaux

Tableau II. 1. Dimensionnement de la poutre……10
Tableau II. 2. Dimensionnement d'entretoise……10
Tableau II. 3. Analyse multicritères……12

Tableau III. 1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux……...18

Tableau IV. 1. Formules de détermination des caractéristiques géométriques des de la poutre…….23
Tableau IV. 2 . Caractéristiques géométriques de la poutre d'about sans hourdis……...24
Tableau IV.3. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis……...24
Tableau IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis……..25
Tableau IV.5. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis…….....25
Tableau IV.6.Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis…….26
Tableau IV.7.Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis…….26

Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre……..28
Tableau V. 2 . Coefficients a1……30
Tableau V. 3 . Classe du pont……30
Tableau V. 4 . Système de charge A……..30
Tableau V. 5 . Valeurs de bc……...31
Tableau V. 6 . Charge par essieu d'un convoi Bc……31
Tableau V. 7 . Valeurs de bt……...32
Tableau V. 8 . Charge par tandem d'un convoi Bt……...32
Tableau V. 9 . Système de charge……..32
Tableau V. 10 . Effort de freinage……33
Tableau V. 11 . Combinaisons de charges réglementaires……..33

Tableau VI. 1 . Moment fléchissant sous Charge poids propre G……35
Tableau VI. 2 . Moment fléchissant sous Surcharge A(L)……37
Tableau VI. 3 . Moment fléchissant sous Surcharge St……..38
Tableau VI. 4 . Moment fléchissant sous Système Bc……40
Tableau VI. 5 . Moment fléchissant sous charge Mc120……....42
Tableau VI. 6 . Moment fléchissant sous convoi D240……43
Tableau VI. 7 . Effort tranchant sous G……....43
Tableau VI. 8 . Effort tranchant sous A(l)……44
Tableau VI. 9 . Effort tranchant sous surcharge trottoir……45
Tableau VI. 10 . Effort tranchant sous Bc……46
Tableau VI. 11 . Effort tranchant sous convoi Mc120……47
Tableau VI. 12 . Effort tranchant sous convoi D240……48

Tableau VII. 1. Positions actives des poutres……..51
Tableau VII. 2. Les valeurs de coefficient K0 pour θ=0,70……54
Tableau VII. 3. Les valeurs de coefficient K1 pour θ=0,70……54
Tableau VII. 4. Les valeurs de coefficient Kα pour θ=0,70……....55
Tableau VII. 5. Les valeurs de coefficient Kα pour chaque poutre pour θ=0,70……55
Tableau VII. 6. Disposition des surcharges……56
Tableau VII. 7. Moment due au poids propre……....57
Tableau VII. 8. Valeur de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre……57
Tableau VII. 9. Moment de chaque poutre à L/4……57
Tableau VII. 10. Les combinaisons de charges……58
Tableau VII. 11. Moment de chaque poutre à L/2……..58
Tableau VII. 12. Les combinaisons de charges……58
Tableau VII. 13. Définition des charges et surcharges……61
Tableau VII. 14. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT……64

Tableau VII. 15. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique…….....64

Tableau VIII. 1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte…….68
Tableau VIII. 2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre……..68
Tableau VIII. 3. Contraintes admissibles……68
Tableau VIII. 4. Effet de la précontrainte dans les 4 phases ……71
Tableau VIII. 5. Caractéristiques géométriques du câble°1 sur différents points……..73
Tableau VIII. 6. Caractéristiques géométriques du câble°2 sur différents points……..73
Tableau VIII. 7. Caractéristiques géométriques du câble°2 sur différents points ……73
Tableau VIII. 8. Les trajectoires des câbles……75
Tableau VIII. 9. PERTES PAR FROTTEMENT……..76
Tableau VIII. 10. PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE……76
Tableau VIII. 10. Pertes par déformation instantanée du béton ……77
Tableau VIII. 11. PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON……...77
Tableau VIII. 12. PERTES PAR RELAXATION DES ARMATURES ……78
Tableau VIII. 13. PERTES PAR FLUAGE……78
Tableau VIII. 14. PERTES TOTALE……79
Tableau VIII. 14. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET HOMOGENES……79
Tableau VIII. 14. Effort de précontrainte……..79
Tableau VIII. 15. La vérification des contraintes dans les deux premier phases……...81
Tableau VIII. 16. La vérification des contraintes dans la 3eme et la 4eme phase……..82
Tableau VIII. 17. contrainte tangentielle……....83
Tableau VIII. 18. Section d'armature tendu ……84
Tableau VIII. 19. Armature supplémentaire pour la zone d'about ……86

Tableau IX. 1. Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELS……...91
Tableau IX. 2.Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELU……...91
Tableau IX. 3.Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS……...93
Tableau IX. 4.Vérification de non poinçonnement……...94

Tableau X. 1.Raideur des futs……...101
Tableau X. 2. Effort longitudinal……..102
Tableau X. 3.Combinaisons des efforts……104

Tableau XI. 1 . Réactions sur le chevêtre……..110
Tableau XI. 2 Résultats de modélisation du chevêtre……..113
Tableau XI. 3 Sollicitation sur pile……117
Tableau XI. 4 Effort combinaison ELS……117
Tableau XI. 5 Effort combinaison ELU……117
Tableau XI. 6 Evaluation des efforts à la base de la semelle……..120
Tableau XI. 7 Effort combinaison ELS……120
Tableau XI. 8 Effort combinaison ELU……120
Tableau XI. 9 Résultats de combinaisons maximales agissant sur la semelle……120
Tableau XI. 10 Reactions ELS……121
Tableau XI. 11 reactions ELU……...121

Tableau XII.1. Tableau des données……..126
Tableau XII.2. Effort a la base de la pile……127
Tableau XII.3. Combinaison des directions (pile)……..128
Tableau XII.4. Efforts provenant du Tablier (pile)……...128
Tableau XII.5. Efforts provenant de la pile……128
Tableau XII.6. Combinaisons des actions (pile)……129
Tableau XII.7. Effort a la base de la fondation……..129
Tableau XII.8. Combinaison des directions (semelle)……...130
Tableau XII.9. Efforts provenant du Tablier (fondation)……130
Tableau XII.10. Combinaisons des actions (semelle)……130
Tableau XII.11. La décente des charges……..131

Tableau XII.12. Les réactions des pieux ……131

Tableau XII.1. Dimensions des éléments de la culée……...133
Tableau XIII.2. Valeurs des paramètres Kad, KH, Kv et θ……..134
Tableau XIII.3.Combinaisons de charges à l'ELS……135
Tableau XIII.4. Combinaisons de charges à l'ELU……...135
Tableau XIII.5. Les charges agissantes sur la culée cas sismique……136
Tableau XIII.6. Charge sismique due a la poussée dynamique……136
Tableau XIII.7. Charges sismiques due au tablier……137
Tableau XIII.8. Les 3 cas sismiques sur la culée……137
Tableau XIII.9. Charge permanente sur la culée……..137
Tableau XIII.10. Les efforts sismiques totaux sur la culée……137
Tableau XIII.11. Effort appliquée sur la dalle de transition……138
Tableau XIII.12. Les valeurs de MP/K=f(h)……..141
Tableau XIII.13.Forts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et sismique……143
TableauXIII.14.Efforts normaux revenants à chaque pieu à l'ELS……146
TableauXIII.15.Efforts normaux revenants à chaque pieu à l'ELU……..146
Tableau XIII.16. Efforts normaux revenants à chaque pieu à l'ELS ……146
Tableau XII.17. Sollicitations sur les pieux……149

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 01
GENERALITES SUR LA PRECONTRAINTE.....02
INTRODUCTION 02
PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE..... 02
Précontrainte par pré tension..... 03
Précontrainte par post tension 03
Comparaison des deux procédés 03
AVANTAGES ET INCONVENIENTS 04
SYSTEMES DE PRECONTRAINTE 05
DOMAINE D'APPLICATION 05
SOLLICITATIONS ET SECTIONS DE CALCUL.....05
PRINCIPE DE JUSTIFICATION 05
ACTIONS..... 06
SOLLICITATIONS..... 07
PERTES DE PRECONTRAINTE.....09
DEFINITION 09
TYPES DE PERTES 09
TENSIONA L'ORIGINE 10
PERTE DE TENSION (POST - TENSION) 10
Pertes de tension instantanées 10
Pertes de tension différées 13
DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE.....14
OBJECTIF DU DIMENSIONNEMENT 14
DIAGRAMME DE VERIFICATION 14
APPROCHE DE LA PRECONTRAINTE 15
FUSEAU DE PASSAGE 17
NOTION DE SECTION CRITIQUE 17
JUSTIFICATION DES SECTIONS COURANTES.....17
JUSTIFICATION VIS A VIS DES SOLLICITATIONS NORMALES..... 17
Justification à l'ELS 17
Justification à l'ELU 20
JUSTIFICATION VIS A VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES 21
Justification à l'ELS 21
Justification à l'ELU 22
Justification du béton 23

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 02
I.1. INTRODUCTION 02
I.2. PRESENTION DU PROJET 02
I.3.DONNES GEOMETRIQUES 02
I.3.1. TRACÉ EN PLAN..... 02
I.3.2. PROFIL EN LONG 03
I.3.3. PROFIL EN TRAVERS 03
I.4.1. DONNEES TOPOGRAPHIQUES……04
I.4.2.DONNEES GEOLOGIQUES ……...04
I.5.DONNEES CLIMATIQUES……05
I.5.1.LA CHARGE THERMIQUE……05
I.5.2.LE VENT……05
I.6.DONNEES SISMIQUES……..05
I.7. CONCLUSION..... ..06
II. LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE……...07
II.1. INTRODUCTION ……...07
II.2.1ère VARIANTE : PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT A TRAVEES……07
II.3. VARIANTE : PONT MIXTE……...09
II.4.LES INCONVENIENTS ET LES AVANTAGES DE CHAQUE VARIANTE ……11
II.5.ANALYSE MULTICRITERES ……...12
II.6.CONCLUSION ……12
III. HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES- DES MATÉRIAUX..13
III.1. INTRODUCTION ……..13
III.2.LES EQUIPEMENTS D'UN PONT ……13
III.3. HYPOTHESES DE CALCUL ……14
III.3.1.LES REGLEMENTS UTILISEES POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTIERS……14
III.3.1.1.LE REGLEMENT RCPR 2008 ……14
III.3.1.2.LE REGLEMENT PARASISMIQUE APPLICABLE AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008)……..14
III.3.1.3.BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL91) MODIFIE 99 ……..15

III.3.1.4.BETON PRECONTRAINT AUX ETATS LIMITES (BPEL91) MODIFIE 99

(Le fascicule 62 titre II, section II) ……15

III.3.1.5.LE GUIDE SETRA (VIPP) ET CONCEPTION DES PONTS (CALGARO)..16

III.4.MODELES DE CALCUL……16

III.5.CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX…….16

III.6.DEFOMATION……...18

III.6.1.DEFOMATION LONGITUDINALE DU BETON ……..18

III.6.2.DEFOMATION TRANSVERSALE DU BETON……18

III.7.LES ACIERS ……...19

III.7.1.ACIERS PASSIFS ……19

III.7.2.ACIERS ACTIFS ……20

III.8.CONCLUSION ……...……....20

IV .CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES……...21

IV.1.INTRODUCTION……..21

IV.2. CARACTERISITQUE DU TABLIER……..21

IV.3. SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE ……...22

IV.4. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES……..22

IV.5. CONCLUSION……..27

V. CHARGES ET SURCHARGES ……28

V.1.INTRODUCTION…….28

V.2. EVALUATION DES CHARGES……28

V2.1CALCUL DES CHARGES PERMANENTES…….28

V.3.DESCRIPTION DES SURCHARGES…….29

V.3.1.CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE ……..…..29

V.3.2.EVALUATION DES SURCHARGES……...30

V.4.COMBINAISON D'ACTIONS……33

V.5.CONCLUSION…….34

VI. REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX……...35

VI.1.INTRODUCTION……...35

VI.2. CALCUL LONGITUDINAL DES EFFORTS DUS AUX CHARGES ET SURCHARGES .35

VI.2.1.MOMENTS FLECHISSANT ……35

VI.2.1.1.CHARGES PERMANENTES……35

VI.2.1.2.SURCHARGE A(L) ……..36
VI.2.1.3.SURCHARGE DE TROTTOIR St……37
VI.2.1.4.SURCHARGE Bc ……..38
VI.2.1.5.SURCHARGE Bt ……...40
VI.2.1.6.CONVOI Mc120 ……41
VI.2.1.7.CONVOI D240 ……...42
VI.2.2.EFFORTS TRANCHANTS ……43
VI.2.2.1.CHARGES PERMANENTES……43
VI.2.2.2.SURCHARGE A(L) ……43
VI.2.2.3.SURCHARGE DE TROTTOIR St……..44
VI.2.2.4.SURCHARGE Bc ……45
VI.2.2.5.SURCHARGE Bt ……46
VI.2.2.6.CONVOI Mc120 ……...47
VI.2.2.7.CONVOI D240 ……47
VII. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS……..49
VII.1.INTRODUCTION……49
VII.2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL A UTILISER……49
VII.3. PRINCIPE DE LA METHODE ……..49
VII.4.METHODOLOGIE……...50
VII.5.DETERMINATION DES PARAMETRE DE CALCUL…….....51
VII.5.1.DETERMINATION DES PARAMETRE α ET **θ**.....51
VII.5.2.CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT LONGITUDINAL…….…… …...54
VII.6.MODELISATION NUMERIQUE……59.
VII.6.1.INTRODUCTION……59
VII.6.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE……59
VII.6.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES……..61
VII.7. CONCLUSION……..66
VIII.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET DES DFORMATIONS……...67
VIII.1.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE……67
VIII.1.1.INTRODEUCTION……67
VIII.1.2.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE……....67
VIII.1.2.1.CARACTERISTIQUES ET DONNEES…….....67

VIII.1.2.2.FORCE ET EXCENTRICITEDE LA PRECONTRAINTE…….68
VIII.1.2.3.CALCUL DU NOMBRE DE CABLE……..69
VIII.1.2.4.VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES…….70
VIII.1.3.DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES……...71
VIII.1.4.LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL……..74
VIII.1.5.CALCUL DES PERTES……75
VIII.1.5.1.LES PERTES INSTANTANEES……75
VIII.1.5.2.PERTES DIFFEREES ……...……...77
VIII.1.6.VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS……...79
VIII.1.6.1.VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES……...80
VIII.1.6.2.VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLE…….82
VIII.1.6.3.DETERMINATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES……...83
VIII.1.7.ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ZONES TENDUES…….84
VIII.1.8.JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU……84
VIII.1.9.SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE ……86
VIII.2.CALCUL DES DEFORMATIONS ……87
VIII.2.1.CALCUL DE LA FLECHE DUE AU POIDS PROPRE ……...87
VIII.2.2.CALCUL DE LA FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE ……...87
VIII.2.3.FLECHE DE CONSTRUCTION……...88
VIII.2.4.FLECHE DUE A LA SURCHARGE EXCEPTIONNELLE D240 ……88
VIII.2.5.ROTATION DUE AUX CHARGES PERMANENTES……89
VIII.2.6.ROTATION DUE A LA PRECONTRAINTE……89
VIII.2.7.ROTATION DUE A LA SURCHARGE D240……...89
VIII.3.CONCLUSION……89
IX. ETUDE DE LA DALLE …….90
IX.1.INTRODUCTION……90
IX.2.ETUDE DE LA FLEXION……...90
IX.2.1.FLEXION LOCALE……90
IX.2.2.VERIFICATION DES ESPACEMENTS……..94
IX.2.3.VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT……94
IX.3.CONCLUSION……94

X.ETUDE SISMIQUE……..95

X.1.INTRODUCTION…….95

X.2.CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA……..95

X.3.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE……..96

X.4.SEISME LONGITUDINAL…….99

X.4.1.DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME……99

X.4.2.PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME…….99

X.4.3.DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES……...100

X.5.SEISME TRANSVERSAL…….101

X.5.1.DETARMINATION DE LA RAIDEUR TRANSVERSALE……...101

X.5.2.PÉRIODE PROPRE DU SYSTEME……102

X.5.3.DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES …….102

X.6.VERTICALEMENT……103

X.7. EFFORT DE L'ACTION SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION ……..104

X.8.VEREFICATION DES APPAREILS D'APPUI ……104

X.9.CONCLUSION ……106

XI. ÉTUDE DE LA PILE……108

XI.1.INTRODUCTION……..108

XI.2.DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA PILE……...108

XI.2.1.CHEVETRE……108

XI.2.2.FUTS…….108

XI.2.3.SEMELLE……108

XI.3.EVALUATION DES EFFORTS……108

XI.3.1.REPARTITION DE CHARGE SUR PILE……..109

XI.4.ETUDE DU CHEVETRE……111

XI.4.1.ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA FLEXION ……..111

XI.4.2.ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION ……..…...114

XI.5.ETUDE DES FUTS……116

XI.5.1.VERIFICATION DUFLAMBEMENT.....116

XI.5.2.EVALUATION DES EFFORTS…….116

XI.5.3.COMBINAISON DES EFFORTS……...117

XI.5.4.FERRAILLAGE DES FUTS……118

XI.5.5.SCHEMA DE FERRAILLAGE DU FUT……119
XI.6.ETUDE DE FONDATION…….119
XI.6.1.LA SEMELLE……...119
XI.6.1.1.EVALUATION DES EFFORTS……...119
XI.6.1.2.COMBINAISONS DES CHARGES…….120
XI.6.1.3.FERAILLAGE DE LA SEMELLE……121
XI.6.2.LES PIEUX……123
XI.6.2.1.ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX……....123
XI.6.2.1.1.ACTIONS SUR LES PIEUX……...123
XI.7.CONCLUSION……..125
XII.ETUDE SISMIQUE DE LA PILE…….126
XII.1.EVALUATION DES CHARGES SISMIQUES……126
XII.1.1.LA PERIODE T……126
XII.1.2.SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE……...126
XII.1.3.COMPOSANTS HORIZONTALES……..126.
XII.1.4.COMPOSANTS VERTICALES ……127.
XII.2.LA PILE ……...127
XII.2.1.EVALUATIONS DES ACTIONS SISMIQUES ……..……127
XII.2.2.COMBINAISONS DES DIRECTIONS …….128
XII.2.3.COMBINAISONS D'ACTION AU PIED DE LA PILE ……128
XII.3.LES FONDATIONS ……129
XII.3.1.EVALUATIONS DES ACTIONS SISMIQUES …….129
XII.3.2.COMBINAISONS DES DIRECTIONS ……..130
XII.3.3.COMBINAISONS D'ACTION AU PIED DE LA PILE……130
XII.4.LES PIEUX……...130
XII.4.1.CALCUL DES REACTIONS……...131
XIII ETUDE DE LA CULEE……133
XIII.1.INTRODUCTION……133
XIII.2.LES DIFFERRENTS CONSTITUANTS DE LA CULEE…….....133
XIII.3.EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE……..133

XIII.3.1.DETERMINATION DES PARAMETRES…….133
XIII.3.2.DETERMINATION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE…..134
XIII.4.VERIFICATION DU TIERS CENTRAL……..137
XIII.4.1.VERIFICATION AU GLISSEMENT……138
XIII.4.2.VERIFICATION AU RENVERSEMENT …….138
XIII.5.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE…….138
XIII.5.1.DALLE DE TRANSITION……138
XIII.5.2.MUR GARDE GREVE……....140
XIII.5.3.CORBEAU……142
XIII.5.4.ETUDE DE MUR FRONTAL……...143
XIII.5.5.MUR DE RETOUR.……144
XIII.6.LA SEMELLE……...145
XIII.6.1.EVALUATION DES EFFORTS ……...145
XIII.6.2.EFFORT REVENANT CHAQUE PIEU……...146
XIII.6.3.VEREFICATION VIS-A-VIS LE POICONNEMENT……..146
XIII.7.LES PIEUX……148
XIII.7.1.ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX……148.
XIII.7.2.ACTIONS SUR LES PIEUX…….....148
XIII.7.3.FERRAILLAGE DES PIEUX……....150
CONCUSION GENERALE……151

Introduction générale

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIXème siècle. Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants. C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du comportement différé du béton ont permis à Eugène Freyssinet de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues. Dans un élément en béton armé, l'armature en acier est destinée à se substituer entièrement au béton dans les zones tendues, lorsque celui-ci se fissure par suite d'allongement. Sous charge, les allongements communs des armatures du béton deviennent trop grands, le béton se fissure (micro fissures), l'acier supporte alors seul tout l'effort de traction. Dans un élément poutre en béton précontraint, l'acier précontraint équilibre les efforts des charges extérieures et évite ainsi au béton de se fissurer sous les charges d'exploitation. La compression initiale introduite grâce à la précontrainte des poutres s'oppose aux tractions engendrées par les charges et surcharges appliquées. Par rapport aux béton armé classique, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée, là ou le béton armé se serait écroulé sous son propre poids.

I.GENERALITES SUR LA PRECONTRAINTE:

I.1.INTRODUCTION:

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre(G)et d'une charge d'exploitation(Q),subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure

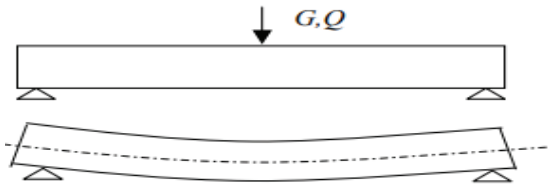


Figure I.1

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul.
Dans ce cas de figure, deux solutions sont possibles :

Solution N°1: L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé).

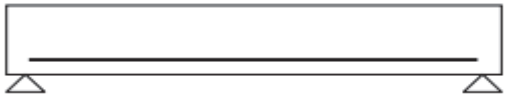


Figure I.2

Solution N°2 : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint).

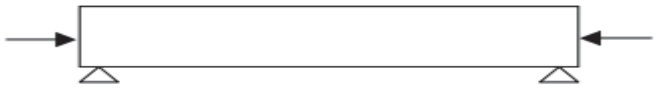


Figure I.3

I.2.PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE:

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton

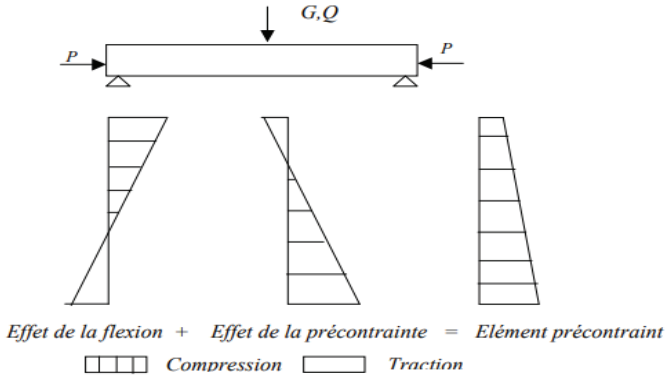


Figure I.4

Cette précontrainte peut être:

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

I.2.1.Précontrainte par pré-tension:

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

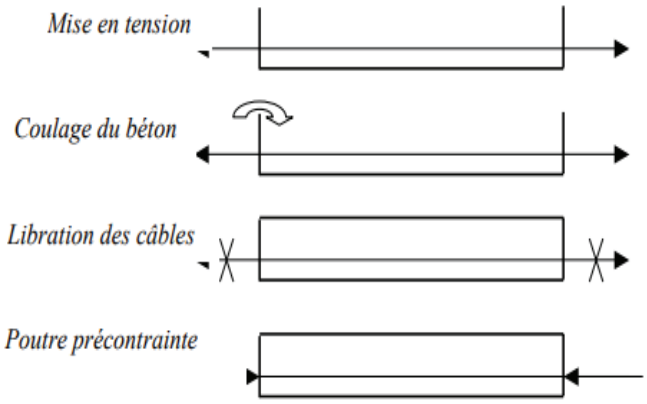


Figure I.5

I.2.2.Précontrainte par post-tension:

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en ouvre sur chantier. La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par post-tension interne
- Une précontrainte par post-tension externe

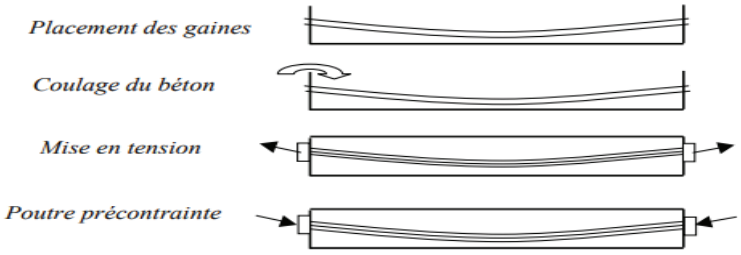


Figure I.6

I.2.3.Comparaison des deux procédés:

Une comparaison entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

Pré-tension

1) L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.

2) La nécessite des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.

3) La simplicité de la réalisation du procédé.

4) Une bonne collaboration du béton et des armatures.

5) La difficulté de réalisation des traces courbes d'armatures.

6) L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

Post- tension

1) Ne demande aucune installation fixe puisque; c'est sur la pièce elle même que s'appuie le vérin de précontrainte.

2) Elle permet le choix des différentes formes.

3) La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.

4) La facilité de réalisation des traces courbes d'armatures de précontrainte. A côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principles pour la mise en tension:

- Précontrainte par enroulement
- Précontrainte par compression externe
- Mise en tension par dilatation thermique
- Mise en tension par expansion du béton

I.3.AVANTAGES ET INCONVENIENTS:

Avantages

1) Une compensation partielle ou complète des actions des charges.

2) Une économie appréciable des matériaux.

3) Augmentation des portés économiques.

4) Une réduction des risques de corrosion.

Inconvénients

1) La nécessité de matériaux spécifiques.

2) La nécessité de main d'œuvre qualifié.

3) La nécessité d'équipement particuliers.

4) Risque de rupture à vide par excès de compression.

5) Un calcul relativement complexe.

I.4.SYSTEMES DE PRECONTRAINTE:

sont Les systèmes de précontrainte font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Les principaux systèmes:

- **Système Freyssinet :**

Ce système utilise des câbles composés de torons T 13, T 13 S, T 15 et T 15 S. La lettre T est remplacée par la lettre K (exemple 12 K 15)

- **Système PAC :**

Ce système utilise des câbles composés de 1 à 37 T 13, T 13 S , T15 ou T 15 S

- **Système CIPEC :**

Ce système utilise des câbles 4 T 13 à 19 T 13, 4 T 15 à 27 T 15, normaux et super

- **Système VSL :**

Ce système utilise des unités 3 T 12 à 55 T 13 , 3 T 15 à 37 T 15, normales ou super. Leur dénomination est de la forme 5-n pour n T 13 et 6-n pour n T 15.(exemple :6-37 représente un câble ou un ancrage 37 T 15).

I.5.DOMAINED'APPLICATION:

L'invention du béton précontraint est due à l'ingénieur français Eugène Freyssinet. Les premières applications pratiques sont tentées en 1933. Dans les années qui suivent, les performances exceptionnelles de ce nouveau concept sont brillamment démontrées.
Grâce à ces avantages le béton précontraint est utilisé dans les ouvrages d'art et les bâtiments de dimensions importantes :il est d'utilisation courante pour les ponts et d'un employ très répandu pour les poutrelles préfabriquées des planchers de bâtiments. On le retrouve dans de nombreux autres types d'ouvrages, parmi les quelles nous citerons les réservoirs, les pieux de fondations ettirants d'ancrage, certains ouvrages maritimes, les barrages, les enceintes de réacteurs nucléaires...

II.SOLLICITATIONS ET SECTIONS DE CALCUL:

II.1.PRINCIPE DE JUSTIFICATION:

Les calculs justificatifs sont établi suivant la méthode des états limites. « Un état limite » est un état pour le quel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

Etat limite ultime (ELU):

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risqué de s'effondrer. On distingue:

- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de l'équilibre statique.

- Etat limite de stabilité de forme : flambement

Etat limite de service (ELS):

L'état limite de service attaint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et /ou de durabilité. On distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures: risqué d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- Etat limite de déformation : flèche maximale

II.2.ACTIONS:

Définition:

Les actions sont l'ensemble des charges (forces,couples,…) appliqués à la structure, ainsi quelles consequences des déformations statiques ou d'état (retrait, tassement d'appuis, variation de température, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

Types d'actions:

Les trios types d'actions appliqués à la structure sont les suivants :

- **Actions permanentes :** : Les actions permanentes, notées G, représentent les actions dont l'intensité est constant ou très peu variable dans le temps.
- **Actions variables :** les actions variables, notées Q, représentent les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont définies par des textes réglementaires en vigueur
- **Actions accidentelles :** Les actions accidentelles, notées FA , provenant de phénomènes rares, et ne sont à considerer que si les documents d'ordre publique ou le marché le prévoient .Exemple : les séismes, les explosions ,les chocs.

Valeurs représentatives des actions:

Les différentes valeurs de l'intensité des actions, dites valeurs représentatives, sont :

- Qk : valeurs caractéristiques de l'action
- $\psi 0i$ Qik : valeurs de combinaison
- $\psi 1i$ Qik : valeurs fréquentes
- $\psi 2i$ Qik : valeurs quasi-permanentes

La précontrainte est représentée par une valeur de calcul Pd qui est :

- la plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P1 et P2 pour les justifications vis-à-vis des états limites de service:

$$P_1(x,t) = 1{,}02\,P_0 - 0{,}80\,\Delta P(x,t)$$

$$P_2(x,t) = 0{,}98\,P_0 - 1{,}20\,\Delta P(x,t)$$

- sa valeur probable Pm pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes:

$$P_m(x, t) = P_0 - \Delta P(x, t)$$

P0: représentant la précontrainte « à l'origine », correspondant à la tension $\sigma p0$.

ΔP (x, t): la perte de précontrainte au point d'abscisse x, à l'instant t.

II.3.SOLLICITATIONS:

Définition:

Les sollicitations sont les effets provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure , par les actions.

Sollicitations de calcul à l'ELU:

Combinaisons fondamentales:

En règle générale , les sollicitions de calcul à considérer sont les suivantes :

γp .Pm + 1,35.Gmax + Gmin + $\gamma Q1$ Q1k + $\Sigma 1,3\psi 0i$.Qik

avec :

Gmax : ensemble des actions permanentes défavorables ;

Gmin : ensemble des actions permanentes favorables ,

Q1k : la valeur caractéristique de l'action de base ;

$\psi 0i$ Qik : la valeur de combinaison d'une action d'accompagnement.

γp =1 dans la plupart des cas

$\gamma Q1$=1,5 dans le cas general

Combinaisons accidentelles:

Pm + FA + Gmax + Gmin + $\psi 11$ Q1k + $\Sigma \psi 2i$.Qik

avec :

FA : la valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi 11$ Q1k : la valeur fréquente d'une action variable,

$\psi 2i$ Qik : la valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

Sollicitations de calcul à l'E.L.S:

Combinaisons rares:

Pd + Gmax + Gmin + Q1k + $\Sigma \psi 0i$ Qik

Combinaisons fréquentes:

$Pd + Gmax + Gmin + \psi 11\ Q1k + \Sigma \psi 2i\ Qik$

Combinaisons quasi-permanentes:

$Pd + Gmax + Gmin + \Sigma \psi 2i.Qik$

Valeurs de ψi: ils dependent de la nature des structures**:**

Bâtiments:

Coefficients	N°	Nature du local	
ψ_0	1	Tous les locaux, à l'exception des archives et des parcs de stationnement.	0,77
	2	Parcs de stationnement et archives.	0,90
ψ_1	1	Salles de réunions à places assises, halles diverses, salles d'exposition, salles de classe, restaurants, dortoirs.	0,65
	2	Locaux non visés en 1 et 3.	0,75
	3	Archives.	0,90
ψ_2	1	Halles diverses, salles d'exposition, et autres locaux destinés principalement au transit des personnes. Salles de réunions, lieux de culte, salles et tribunes de sport, salles de danse et tout autre lieu avec places debout et utilisation périodique.	0,25
	2	Salles de classe, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0,40
	3	Locaux non visés en 1, 2 et 4.	0,65
	4	Archives	0,80

Tableau II.1

Route:

Nature des charges		ψ_0	ψ_1
Charges d'exploitation du système A des ponts	première classe	0	0,6
	deuxième classe	0	0,4
	troisième classe	0	0,2
Vent	en exploitation	0	0,2
	en exécution	1	0
Température	variations uniformes	0,6	0,5
	gradient	0,5	0,5
Charges d'exécution aléatoires		1	0

Tableau II.2

Charges climatiques:

Nature des charges	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vent	0.77	0.2	0
Neige : altitude < 500m	0.77	0.15	0
Altitude >500m	0.77	0.30	0.1
Température(variation uniforme)	0.6	0.5	0

Tableau II.3

III.PERTES DE PRECONTRAINTE:

III.1.DEFINITION:

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte » toute diférence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de fortement;
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

En pré tension, l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait del'application successive des actions.

III.2.TYPES DE PERTES:

Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées :se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées :se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

III.3.TENSION A L'ORIGINE:

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σpo » .Ils ne doivent pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes:

Min (0,80 fprg , 0 ,90 fpeg) en post-tension

Min (0,85 fprg , 0,95 fpeg) en pré-tension

III.4.PERTES DE TENSION (EN POST-TENSION):

III.4.1.Pertes de tension instantanées:

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- les pertes de tension par frottement ;
- les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée Δσpi (x).

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale , est notée :

$\sigma pi(x) = \sigma po - \Delta\sigma pi(x)$

Perte de tension par frottement:

Ce type de perte se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

Le tension appliquée σpo à l'origine diminue entre le point d'application et un point donnée d'abscisse «x » ,sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$\sigma p(x)=\sigma po\ e^{-(f\alpha+\varphi x)}$

σpo :la tension à l'origine;

e : la base des logarithmes népériens ;

f : coefficient de frottement en courbe (rd-1) ;

α: somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;

φ: coefficient de frottement en ligne (m-1) ;

x : la distance de la section considérée (m).

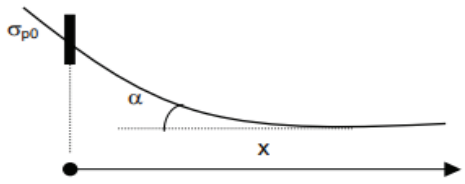


Figure III.1

La perte de tension par frottement est estimée par la formule:

$\Delta\sigma frot\ (x)= \sigma po - \sigma p\ (x)= \sigma po\ (1-e\ -(f\ \alpha+ \varphi x))$

Si l'exposant est faible, on peut admettre la relation suivante :

$\Delta\sigma frot\ (x) \cong \sigma po\ (f\ \alpha+ \varphi x)$

Cas	Nature des armatures	f		φ
		3≤ R≤ 6 (en m)	R≥ 6 (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	fils tréfilés ronds et lisses	22-R/100	0,16	0,002
	torons	24-R/100	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	fils tréfilés ronds et lisses	24-R/100	0,18	0,003
	torons	26-R/100	0,20	

Tableau III.1

Perte de tension par recul de l'ancrage:

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

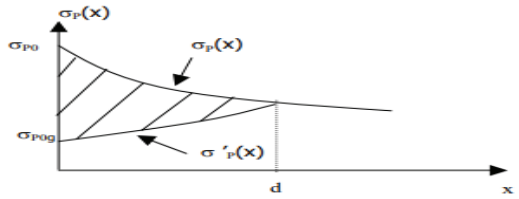


Figure III.2

Le glissement à l'ancrage «g », qui dépend du type d'ancrage, est donnée par la relation :

$$g=\frac{1}{Ep}\int_0^d[\sigma p(x)-\sigma' p(x)]dx$$

En pratique, en assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recule d'ancrage peut être évaluée à partire de l'aire d'un tringle:

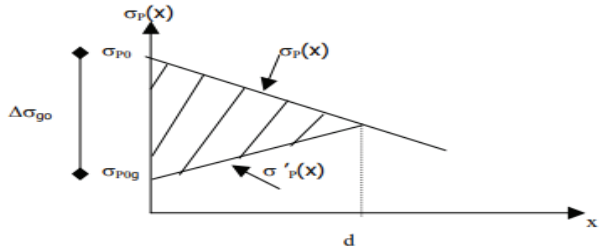


Figure III.3

Dans ce cas, on a :

$$gE_p=(\sigma_{pA}-\sigma_{pAl})\frac{d}{2}$$

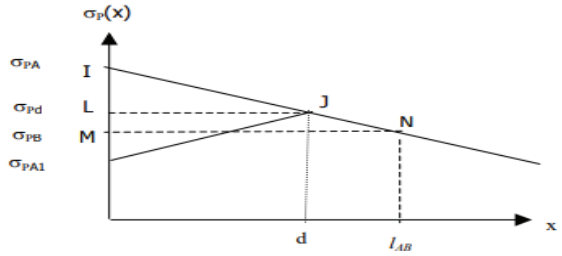


Figure III.4

D'après la loi des tringles semblables IJL et INM on a:

$$\frac{\sigma_{pA}-\sigma_{pAl}}{2d}=\frac{\sigma_{pA}-\sigma_{pB}}{l_{AB}}$$

La longueur du glissement du bloc d'ancrage est donnée par:

$$d=\sqrt{\frac{gE\,l_{AB}}{\sigma_{pA}-\sigma_{pB}}}$$

Perte de tension par déformations instantanées du béton:

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_{racc}(x)=\frac{n-1}{2n}\frac{E_p}{E_{ij}}\sigma_b(x)$$

avec :

n : nombre de gaines

EP :module d'élasticité des armatures;

Eij : module instantané du béton au jour « j » ;

σb(x) : contrainte normale du béton :

$$\sigma_b(x)=\frac{P}{B_n}+\frac{Pe^2(x)}{I_n}+\frac{M(x)e(x)}{I_n}$$

$$P=(\sigma po - \Delta\sigma frot - \Delta\sigma recu)\,Ap$$

e(x) : excentricité du câble de précontrainte.

III.4.2.Pertes de tension différées:

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton

- Perte de tension due au fluage du béton

- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma pd\ (x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale , est notée :

$$\sigma_{pf}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$$

Perte de tension due au retrait du béton:

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [\, r(t) - r(t_1)]$$

εr : retrait total du béton

t1 : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte

r(t) : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps

Très souvent, on peut négliger r(t1) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante : $\Delta\sigma r \approx \varepsilon r Ep$

Perte de tension due au fluage du béton:

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b^M + \sigma_b^F)\, E_p / E_{ij}$$

σ b M : contrainte maximale dans le béton ;après les pertes instantanées

σ b F : contrainte finale dans le béton ;après les pertes différées

j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Si $\sigma_b M \leq 1{,}5\ \sigma_b F$, il est loisible, à titre de simplification, d'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\ \sigma_b^F\ E_p / E_{ij}$$

et comme $E_p / E_{ij} \approx 6$, *on aura donc :*

$$\Delta\sigma_{fl} = 15\ \sigma_b^F$$

Perte de tension due à la relaxation de l'acier:

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{rel}(x)=\frac{6\rho_{1000}}{100}\left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}-\mu_0\right]\sigma_{pi}(x)$$

σpi(x) :contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.

ρ1000 : coefficient de relaxation à 1000 h

fprg :contrainte limite garantie à la rupture

μ0 étant un coefficient pris égal à :

0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).

0,35 pour les autres armatures.

Perte de tension différée totale:

La formule donnée pour la relaxation suppose que la longueur de l'armature est constante ;or la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement due au retrait et fluage du béton.

Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient 5/6. Ainsi, La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d=\Delta\sigma_r+\Delta\sigma_{fl}+\frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$$

Lorsqu'il est nécessaire de tenir compte de l'évolution des pertes de précontrainte en d(t) ,σΔfonction du temps, on peut admettre que la valeur totale des pertes différées évaluée « j » jours après la mise en tension du groupe d'armatures considéré, suit la loi suivante :

$$\Delta\sigma_{d(t)} = r(j)\ \Delta\sigma_d$$

La fonction r(j) étant identique à la fonction r(t)

V.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE:

V.1.OBJECTIF DU DIMENSIONNEMENT:

L'objectif du dimensionnement de la précontrainte est de déterminer la force effective P (après soustraction des pertes de tension) qui doit régner dans la section étudiée afin que les contraintes limites soient assurées.

V.2.DIAGRAMME DE VERIFICATION:

Les vérifications des contraintes peuvent se ramener aux deux cas suivants :

- **Cas 1 :** élément soumis à la précontrainte et à un moment minimum Mm

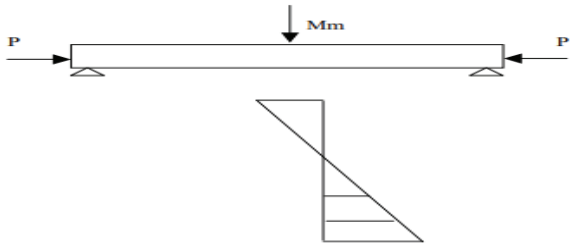


Figure V.1

- **Cas 2 :** élément soumis à la précontrainte et à un moment maximum MM

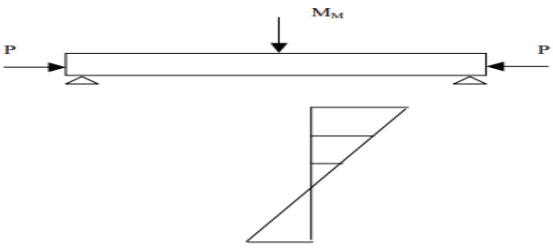


Figure V.2

Ces deux ensembles, un peu contradictoire , peuvent être regroupés sous forme du diagramme de vérification suivant :

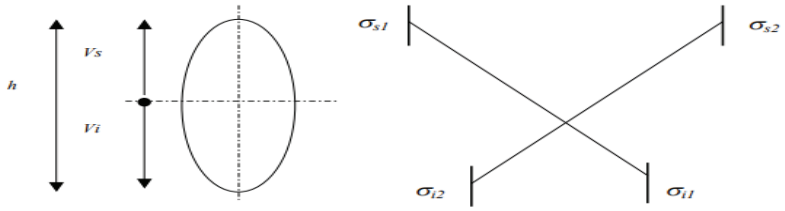


Figure V.3

Avec:

σs1 : contrainte limite à la fibre supérieure sous chargement 1 (P et Mm)

σ s2 : contrainte limite à la fibre supérieure sous chargement 2 (P et MM)

σ i1 : contrainte limite à la fibre inférieure sous chargement 1 (P et Mm)

σ i2 : contrainte limite à la fibre inférieure sous chargement 2 (P et MM)

V.3.APPROCHE DE LA PRECONTRAINTE:

Câble moyen fictif:

Les câbles de précontrainte dans chaque section , forment un ensemble qui peut être assez complexe ;c'est pourquoi, pour les calculs, on remplace souvent cet ensemble par un câble moyen fictif qui aurait , dans chaque section , le même effet des câbles réellement mis en place:

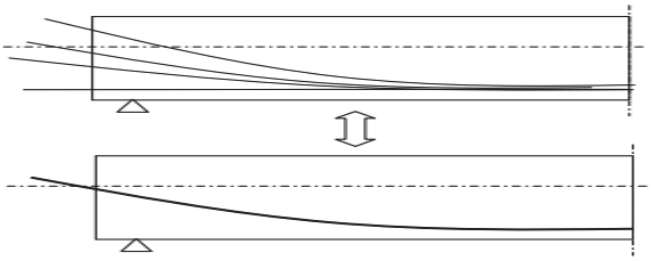


Figure V.4

Centre de pression:

L'effet d'un effort de précontrainte P excentré de« eo » et d'un moment fléchissant Mf est équivaut à un effort de précontrainte P, appliqué en point appelé « centre de pression » d'ordonnée:

$$e=e_o+\frac{M_f}{P}$$

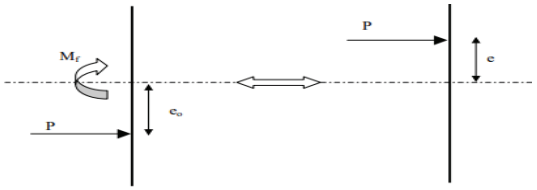


Figure V.5

Noyau limite:

La contrainte dans une fibre d'ordonnée « y » s'écrit en valeur algébrique, sous la forme suivante :

$$\sigma(y)=\frac{P}{B}+(Peo+M_f)\frac{y}{I}=\frac{P}{B}+Pe\frac{y}{I}=\frac{P}{B}(1+\frac{ey}{\rho V_S V_i})$$

Puisque:

$$\rho = I / B\ V_S\ V_i$$

Dans le cas général, on doit avoir : $\sigma t \leq \sigma(y) \leq \sigma C$

Sur la fibre supérieure y= (+) Vs : **$\sigma S1 \leq P/B\ (1+e/\rho Vi) \leq + \sigma S2$**

Sur la fibre inférieure y= (-) Vi : **$\sigma S1 \leq P/B\ (1-e/\rho Vi) \leq + \sigma S2$**

Ces deux doubles inégalités peuvent se mettre sous la forme suivante :

$$-\rho Vi\left(1-\frac{\sigma s_1 B}{P}\right)\leq e\leq \rho Vi\left(\frac{\sigma s_2 B}{P}-1\right)$$

$$-\rho Vs\left(\frac{\sigma i_1 B}{P}-1\right)\leq e\leq \rho Vs\left(1-\frac{\sigma i_2 B}{P}\right)$$

si on pose

$-Bi = -\rho Vs(\sigma i1 B/P - 1)$ $\qquad$ $Bs = \rho Vi(\sigma s2 B/P - 1)$

$-Ci = -\rho Vi(1 - \sigma s1 B/P)$ $\qquad$ $Cs = \rho Vs(1 - \sigma i2 B/P)$

- Le segment [- Bi, Bs] est le noyau limite de compression.

- Le segment [- Ci,Cs] est le noyau limite de traction.
- Le segment [- Di,Ds]= [- Bi,Bs] ∩ [- Ci,Cs] est le noyau limite au sens strict.

V.4.FUSEAU DE PASSAGE :

La zone qui , sur tout l'élément, est délimité par l'ensemble des segments de passage s'appelle fuseau de passage.

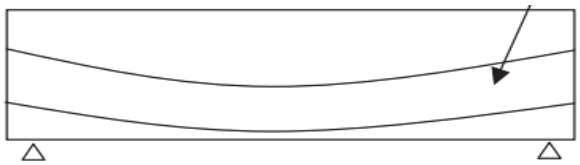


Figure V.6

V.5.NOTION DE SECTION CRITIQUE:

Section sous critique : Si tout les segment de passage est à l'intérieure de la zone qui permet un enrobage suffisant, la section est dite sous critique.

Section critique : Dans le cas où ils serait possible que le segment de passage soit réduit à un point , la section est critique.

Section sur critique : Si le segment de passage à une de ses frontières découpe la zone d'enrobage (segment ouvert),la section est dite sur critique.

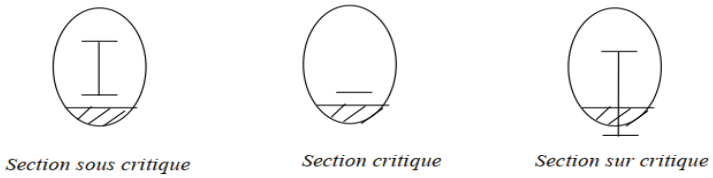


Figure V.7

VI.JUSTIFICATION DES SECTIONS COURANTES :

VI.1.JUSTIFICATION VIS A VIS DES SOLLICITATIONS NORMALES.

VI.1.1. Vérification à l'état limite de service.

Principe de vérification

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établi pour chacune des phases de construction et en phase de service.

Le calcul des contraintes se fait par l'application de la formule générale , en valeur algébrique , suivante :

$\sigma(y)= P/B+(Pep+M)\ y/I$

Dans le cas général, on doit avoir : $\sigma\ min \leq \sigma(y) \leq \sigma\ max$

Les contraintes limites ne sont pas les mêmes pour les différentes combinaisons de charges, pour les vérifications en phase de construction et pour les vérifications en phases de service.

2) Hypothèses de calcul

Les calculs en section courante sont conduits moyennant les deux hypothèses fondamentales suivantes :

- les sections droites restent planes ;
- les contraintes des matériaux sont proportionnelles à leurs déformations.

Selon le type de vérification envisagé, les hypothèses complémentaires sont :

calcul en section non fissurée

- le béton tendu résiste à la traction ;
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.

Cette dernière hypothèse entraîne que les contraintes normales dues à toutes les actions autres que les actions permanentes peuvent être calculées sur la section entière homogène.

calcul en section fissurée

- le béton tendu est négligé ;
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif ;
- lorsque la déformation du béton s'annule au niveau d'une armature, la tension dans cette dernière vaut :
  - ✓ 0 s'il s'agit d'une armature passive,
  - ✓ $\sigma pd + ni\sigma bpd$ (avec ni = 5) s'il s'agit d'une armature de précontrainte ;

la contrainte dans les aciers passifs aussi bien que la variation de surtension dans les aciers de précontrainte qui se manifestent après décompression du béton sont évaluées à partir du coefficient d'équivalence nv = 15.

Classe de vérification:

le souci de moduler les exigences vis-à-vis de la non - traction du béton a conduit à distinguer trois classes différentes de vérifications des contraintes

Classe I (la plus pénalisante)

Elle n'admet pas les contraintes de traction. Elle concerne les pièces soumises à la traction simple (tirants, parois de réservoir contenant des fluides) et les pièces sollicitées à la fatigue.

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton , mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

Classe III (la moins pénalisante)

Elle admet une ouverture limité des fissures sous les sollicitations extrêmes. Elle concerne les pièces en atmosphère peu agressive.

Limitation des contraintes:

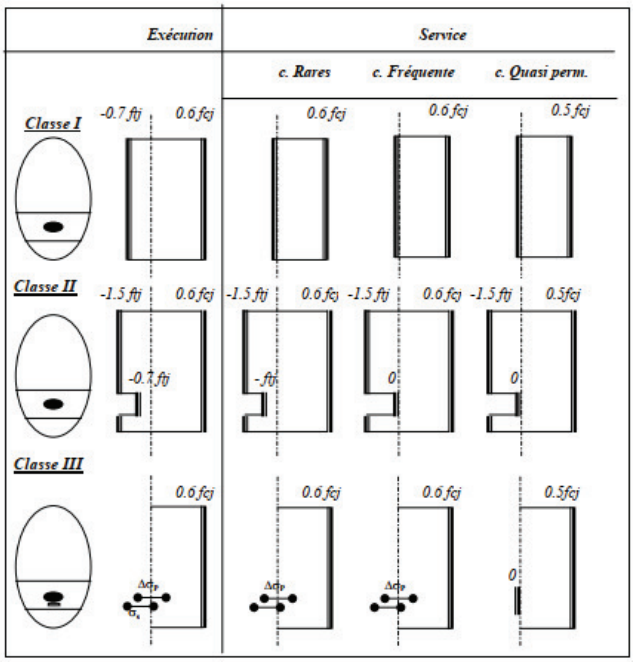


Figure VI.1

Limitation de la variation de tension des armatures :

Les limitations de la variation de tension des armatures de précontrainte et de la contrainte des armatures passives, en classe III :

Situation et combinaison	*Exécution* *Exploitation : c. rare*	*Exploitation* *c. fréquente*
$\overline{\Delta\sigma_p}$	*Post tension :* $0.1f_{prg}$ *Pré tension :* $min(0.1f_{prg}, 150\ \eta_p)$	*100 Mpa*
$\overline{\sigma_c}$	$Min(2/3\ f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$	$0.35\ f_e$

Tableau VI.1

Armatures Passives longitudinales:

Elles résultent de la plus sévère des exigences suivantes :

- **Armatures de peau**

  Le but de ces armatures est essentiellement de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène tel que retrait différentiel.

  La section des armatures de peau doit être au moins 3cm2 par mètre de longueur, sans pouvoir être inférieure à 0.10% de la section de béton.

- **Armatures des zones tendues**

  Dans les parties de la section où le béton est tendu ,il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale As :

$$A_S = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e}\frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}$$

Bt : l'aire de la partie du béton tendu

NBt : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

σBt : la valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

VI.1.2.Vérification à l'état limite ultime:

La vérification aux états limites ultime est une vérification de sécurité vis-à-vis de la rupture soit par allongement critique des aciers, soit par rupture du béton (compression ou traction). Elle consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul Su sont intérieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes Slim u.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

les sections droites restent planes ;

la résistance à la traction du béton est négligée ;

les matériaux ne subissent aucun glissement relatif ;

le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle de trois pivots ;

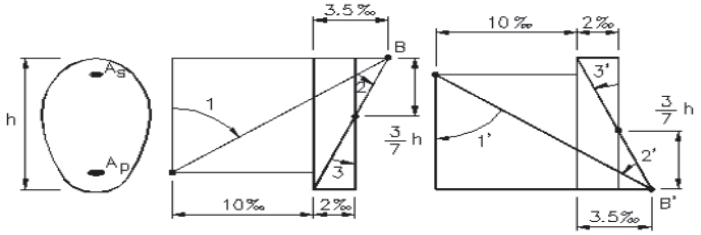


Figure VI.2

le diagramme contraintes-déformations du béton ;

les diagrammes contraintes-déformations de calcul des aciers .

Le domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface, en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment - effort normal.

Compte tenu de la convexité de ce domaine, une méthode possible consiste à se fixer n – 1 des n paramètres dont dépend la sollicitation (N = 2 en cas de flexion composée non déviée) en les prenant égaux à ceux de la sollicitation de calcul Su et à comparer le ne paramètre de Su avec celui des deux points correspondants de la frontière.

Ainsi, (flexion composée non déviée) s'est-on fixé N = Nu.

La justification consiste à s'assurer que :

$M_{lim\ u\ min} \leq M_u \leq M_{lim\ u\ max}$

En général, pour une sollicitation de calcul donnée, il suffit de vérifier l'une des inégalités, l'autre se trouvant d'évidence satisfaite.

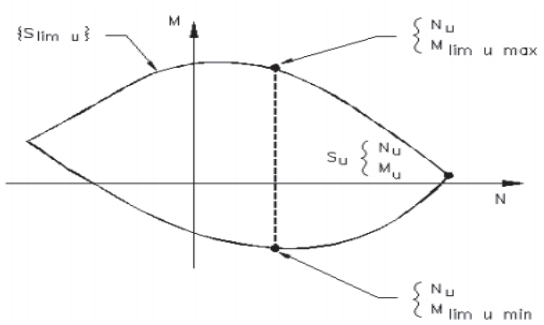


Figure VI.3

VI.2.JUSTIFICATION VIS A VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES :

Une poutre soumise à un effort tranchant doit faire l'objet des justifications suivantes :

dans toutes les zones de la poutre vis-à-vis de :

- l'état-limite de service,
- l'état-limite ultime

dans les zones d'appui simple et d'about de la poutre. , justifications complémentaires relatives à l'équilibre de la bielle d'effort tranchant et éventuellement du coin inférieur.

La présence de la précontrainte induit une nouvelle donnée dans le calcul des éléments précontraints. Ainsi aux effets des charges permanentes et des charges d'exploitation s'ajout celui de la précontrainte : V=Vg+Vq+Vp

Pour le cas d'une précontrainte de force P inclinée d'un angle « α » par rapport à la fibre moyenne , l'action de l'effort de précontrainte sur la section peut se décomposer en deux forces : l'une « N » normale et l'autre « Vp » perpendiculaire.

$N=P\cos\alpha$ $\quad N>0$

$Vp=-P\sin\alpha$ $\quad Vp<0$

En conséquence, la valeur de l'effort tranchant à considérer est un effort tranchant réduit définit par :

$$Vréd=(Vg+Vq)-P\sin\alpha$$

VI2.1.Justification à ELS:

Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre à partir des contraintes σx ,σt et τt, calculées pour l'élément considéré au niveau de la vérification, dans l'hypothèse de déformations élastiques et linéaires des matériaux et en supposant le béton non fissuré .

Dans le cas général d'un élément de poutre comportant des armatures transversales de précontrainte de force de traction unitaire Ft inclinées de α' sur la fibre moyenne et espacées de st on a :

$$\sigma_x=\sigma+\frac{F_t}{b_n S_t}\frac{\cos\alpha}{tg\alpha}$$

$$\sigma_t=\frac{F_t}{b_n S_t}\sin\alpha$$

$$\tau=\tau_{réd}-\frac{F_t}{b_n S_t}\cos\alpha$$

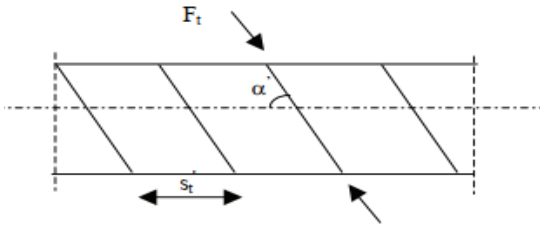


Figure VI.4

σx : contrainte normale à la section ;

σt : contrainte normale à la section transversale ;

τ : contrainte de cisaillement de l'élément ;

τréd : contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant réduit l'élément qui peut se calculer par la formule :

$$\tau_{réd}=\frac{V_{réd}S}{b_n I}$$

Vréd : effort tranchant réduit

S : moment statique

bn : largeur nette de la section

In : moment d'inertie nette de la section

Sous l'effet des sollicitations de service dans le cas de charges les plus défavorables ; et quelque soit les sections considérées, on vérifié les conditions suivantes :

$$\tau^2-\sigma_x\,\sigma_t \le 0.4\,f_{tj}\left[f_{tj}+\frac{2}{3}(\sigma_x+\sigma_t)\right]$$

$$\tau^2-\sigma_x\,\sigma_t \le 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0.6f_{cj}-\sigma_x-\sigma_t\right]\left[f_{tj}+\frac{2}{3}(\sigma_x+\sigma_t)\right]$$

VI.2.2.Justification à ELU:

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et , d'autre part, celle des bielles comprimées.

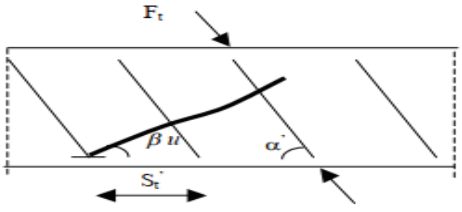


Figure VI.5

La première étape consiste à déterminer l'angle ßu que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cette angle est donnée par *:*

$$tg2\beta_u=\frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}-\sigma_{tu}}$$

ßu étant toutefois borné inférieurement à 30°.

Les règles PBEL définissent ensuite la contrainte de cisaillement ultime τuilm correspondant à la pleine utilisation de la résistance des armatures transversale, actives et passives :

$$\tau_{ulim}=\frac{A_t}{b_n s_t}\frac{f_e}{\gamma_s}\frac{\sin(\alpha+\beta_u)}{\sin\beta_u}+\frac{F_{tu}}{b_n s_{t'}}\frac{\sin(\alpha'+\beta_u)}{\sin\beta_u}$$

Avec les notations suivantes:

At : aire totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

st : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

fe : limite d'élasticité de l'acier ;

α : angle de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre(angle compris entre 45°et 90°) ;

Ftu : effort résistant des aciers d'un cours d'armatures transversales de précontrainte ;

st' : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

α' : angle de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre (angle compris entre 45°et 90°)

Avec:

γp = γs = 1,15 pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

γp = γs = 1 pour les justifications vis-à-vis des combinaisons accidentelles.

On doit vérifier que τ u ≤ τu lim

Il est d'autre part loisible, dans le cas d'une section non entièrement tendue, d'ajouter à τu lim le terme complémentaire ftj /3 . Ce terme tient compte du fait qu'une partie de l'effort tranchant est équilibrée par la partie comprimée de la poutre.

Dans le cas, très fréquent, où l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre , on aura l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_n s_t}\frac{f_e}{\gamma_s}\geq\left(\tau_u-\frac{f_{tj}}{3}\right)tg\beta_u$$

VI.2.3Justification du béton:

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression σb des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement τ réd, u doit être au plus égale à :

$$\frac{0.85f_{cj}}{3\gamma_b}\sin 2\beta_u$$

Conclusion générale

Le béton précontraint est maintenant largement répandu dans tous les secteurs de la construction. Bien que le concept de précontrainte puisse être mis en œuvre par des moyens très divers, la précontrainte du béton s'effectue exclusivement par des câbles tendus. Cette technique est en effet très souple d'emploi et peut s'adapter à tous les types de structures et à toutes les conditions d'exécution.

En fin, ce projet de master a était une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et aussi une occasion d'entrevoir le milieu professionnel.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

Chapitre I :
PRESENTION DE
L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

D'une façon générale ; un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon sa fonction on distingue : pont route, pont rail et pont canal.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en sites terrestres.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement, influents sur sa conception.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet a pour but de faire l'étude d'un viaduc routier franchissant **Oued Mina** au PK (11+088.25), Il fait Partie d'autoroutière reliant **MOSTAGANEM** à l'autoroute est-ouest sur 66 KM- tronçon wilaya de **RELIZANE** sur 33 KM.

I.3. Données géométriques :

I.3.1. Tracé en plan :

Notre ouvrage se trouve au niveau de la liaison autoroutière reliant MOSTAGANEM à autoroute est-ouest au Pk11+088.25, Sa longueur est d'environ 105.4 m franchissant oued Mina. Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée représenté sur la figure suivante :

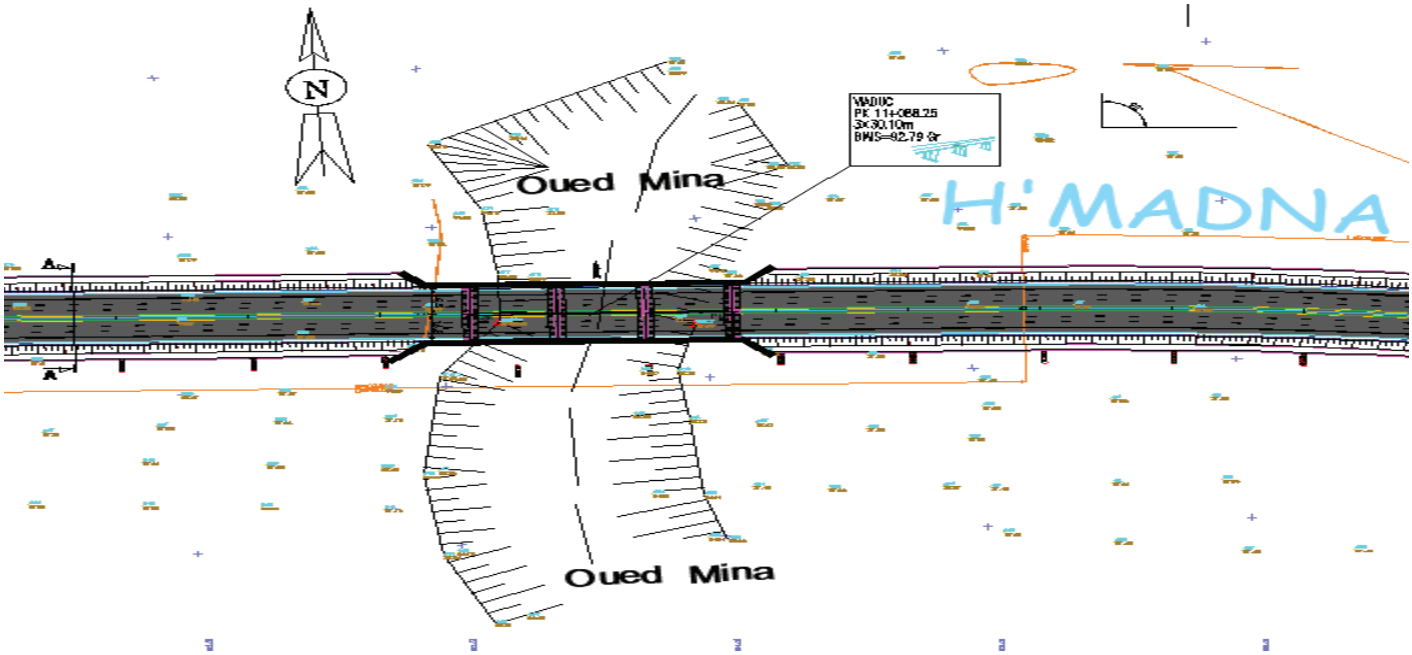


Figure I. 1. Tracé en plan

I.3.2.Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 2.5%.

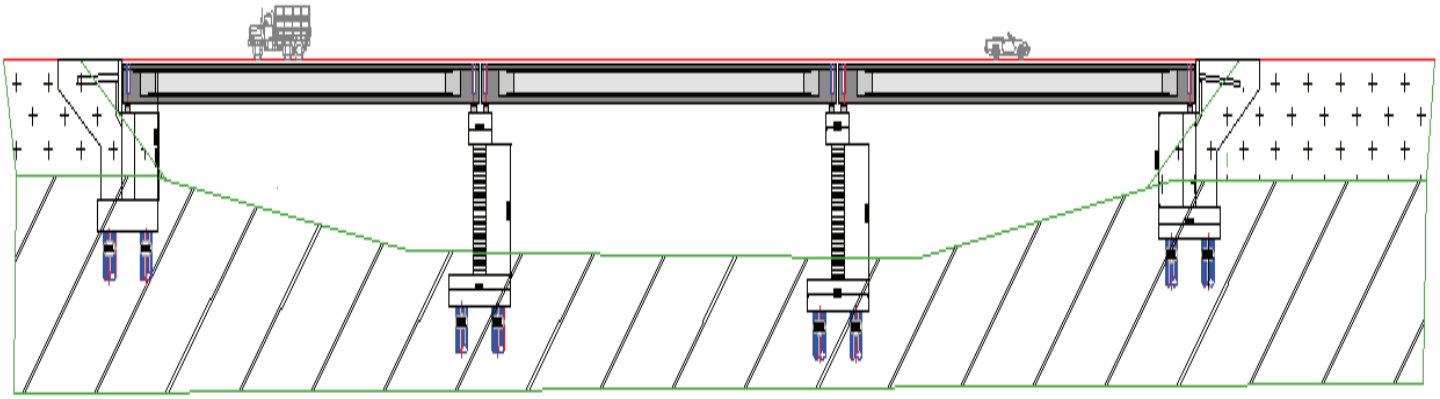


Figure I. 1. Vue longitudinale de l'ouvrage

I.3.3.Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Le tablier est constitué de deux voies bidirectionnelles de 3.5 m chacune, ainsi que des trottoirs de 1 m et 0.6 m de largeur à gauche et à droit de l'ouvrage successivement et une bonde d'arrêts d'urgence de 2.5 m à droit de l'ouvrage, ce qui représente une largeur totale du tablier de 11.5 m pour une direction avec un dévers de 2,5 % des deux côtés.

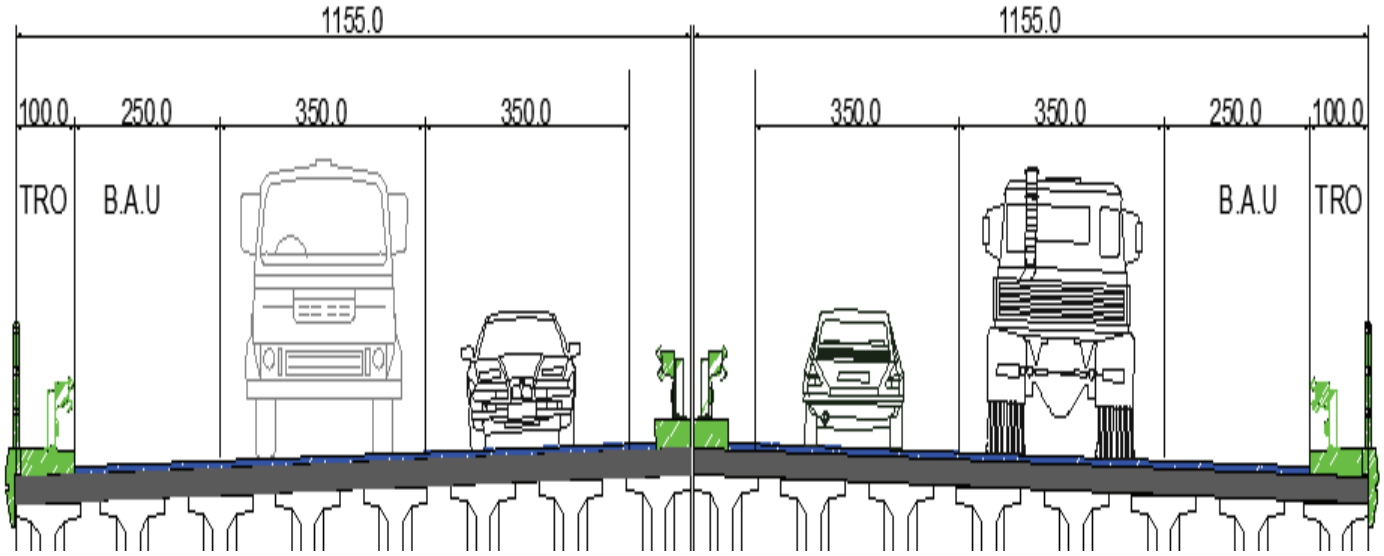


Figure I. 2. Coupe transversale de l'ouvrage

I.4. LES DONNEES NATURELLES :

I.4.1. DONNEES TOPOGRAPHIQUES :

L'ouvrage projeté servira au franchissement d'Oued MINA par la future bretelle. Au niveau de la brèche à franchir, Le lit de l'oued présente une ouverture importante d'environ 76m de large, avec un encaissement moyen de l'ordre de 4.00m par rapport aux berges. Les deux rives de l'oued accusent une pente très accentuée (talus pratiquement droit d'environ 90®). Ces dernières d'aspect pratiquement plat, sont de nature argilo-limoneuse en surface et à vocation agricole. Selon le profil en long, Des remblais d'accès assez signaler que, Selon des renseignements recueillis auprès habitants locaux, Les abords d'Oued MINA constituent une zone inondable lors des crues de l'oued, et dont témoignent d'ailleurs les arrachements visibles au niveau des talus de ses berges.

I.4.2.DONNEES GEOLOGIQUES :

Notre secteur d'étude est inclus dans la partie sud-ouest de la ville de Mostaganem, il fait partie d'une zone inondable de la plaine de SIDI KETAB elle caractérisée par des sols très salée ou ces derniers sont généralement abandonnés et sont couverts par une végétation halophyte, dont la densité de recouvrement est très variable dans l'espace et dans le temps. En été, cette zone est presque totalement dépourvue de végétation. Le sol est composé d'une argile rougeâtre a brunâtre d'âge Quaternaire récent. Il est clôturé le plus savent par une terre végétale plus foncée et de faible épaisseur.



Vue panoramique présentant la zone d'intersection Oued Mina

Figure I. 3. Vue panoramique de la zone d'intersection Oued Mina

I.4.3.RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

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

- Cinq sondages carottés et préssiométriques ;
- Six essais de pénétration dynamique ;

- Cinquante essais préssiométriques ;
- Quatre tubes piézométriques.

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

I.5.DONNEES CLIMATIQUES :

I.5.1.LA CHARGE THERMIQUE :

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

I.5.2.LE VENT :

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

Pour un ouvrage en cours d'exécution, on considère une surcharge du vent répartie de 1.25KN/m².

I.6.DONNEES SISMIQUES :

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

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

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

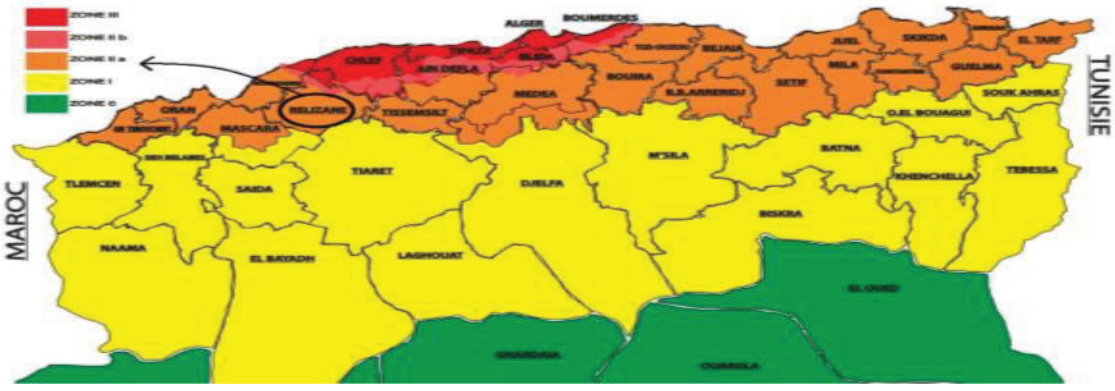


Figure I. 4. Carte de zonage sismique.

I.7.CONCLUSION :

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

Chapitre II :
LA CONCEPTION
DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II : LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION :

- La conception des ponts c'est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.si pour cela nous avons proposé les deux variantes suivantes.

- Pont a poutres en béton précontraint à travées indépendantes.
- Pont mixte à poutres métalliques.

II.2.1ère VARIANTE : PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT A TRAVEES .INDEPENDANTES

- Il est possible de réaliser des tabliers à l'aide des poutres en précontrainte par pré tension ou bien par post tension solidarisée par une dalle de couverture colée on place des coffrages perdus non participant.

II.2.1.Choix d'un pont isostatique :

- L'ouvrage peut être continu ou constitué de travées indépendantes, le tablier était généralement continu pour permettre de mincir le tablier et les piles intermédiaires, mais ce type de structure, très rigide, est sensible aux tassements différentiels. Si on veut éviter le recours à des fondations profondes, généralement injustifiées par l'intensité de la descente de charge (les tabliers de pontes sont légers), il est préférable de concevoir que des ouvrages à travées indépendantes.

II.2.2.Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré tension :

Le pré dimensionnement est issu du document « SETRA » :

L'élancement des poutres varie entre :
$L/22 \leq ht \leq L/18$
On a : L= 35m alors $1.59 \leq h t \leq 1,94$
On prend : **ht =1,75 m**

Nombre de poutre (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier
Et l'espacement N = d / La
La : la largeur de tablier égale à 11.55 m
D : entraxe des poutres : $1,5 \leq d \leq 2,5$
On fixe entraxe **d = 1.5m**
N = 11.55 / 1.5= 8 poutres. ⇒ **N = 8 poutre**

Largeur de la table de compression (b) :

Cette largeur doit être suffisante pour assurer La stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de hourdis coule en place

$0,6\ h t \leq b \leq 0.7\ h t$

$0,6 \times 1,75 \leq b \leq 0,7 \times 1,75$ donc on trouve : $1.05m \leq b \leq 1.225m$
On prend : **b=1.1m**

Epaisseur de la table de compression (e) :

12cm ≤ e ≤ 15cm
On prend : **e = 15cm**
Largeur du talon (Lt) :

50cm ≤ Lt ≤ 80cm
-Pour la valeur Lt on prend 55cm, Cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.
On prend **:** **Lt = 55cm**
Epaisseur du talon et :

et ≥ 14 cm.
On prend une épaisseur **et=25cm**
Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b0) :

- On doit augmenter l'épaisseur de l'âme pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement
Donc on prend **: b_0 = 55cm**
Epaisseur de l'âme dans la section intermédiaire de la poutre (b0) :

25 ≤ b0 ≤ 35 cm
On fixe : **b_0= 35cm**
Epaisseur de l'âme en travée (b0) :

b0 est donné par : 18 ≤ b0 ≤25
On fixe : **b_0 = 25cm**
Goussets :

- C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints.
Cet angle est fixé entre : 45° < α < 60°
Gousset du talon :

Section intermédiaire : α 3 =45° ⇒ e 3= 10cm

Section médiane : α 3 = 45°⇒ e 3= 20cm
Gousset de la table de compression :

Section intermédiaire : α 1 = 10° ⇒ e 1= 3cm α 2 = 45° ⇒ e 2= 10cm
Section médiane : α 1 = 10° ⇒ e 1= 3cm α 2 = 45° ⇒ e 2= 20cm
Hourdis (la dalle) H_0 :

En général l'hourdi possède 3 vocations : il sert de dalle de couverture, il supporte les surcharges et les transmet aux poutres, il joue le rôle d'entretoisement transversal son épaisseur

H0 ≥ 15 cm Justification ou poinçonnement par charge concentré.
On prend une épaisseur **H0 =25 cm**.

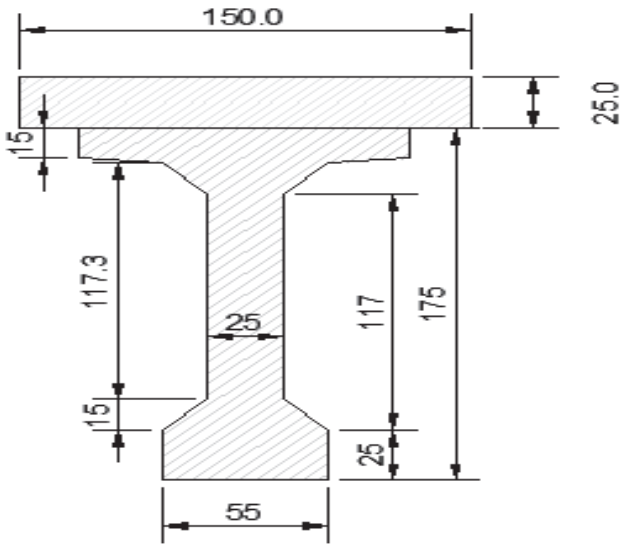


Figure II. 1. Coupe transversale de la poutre en travée avec hourdit

Les sections de la poutre :

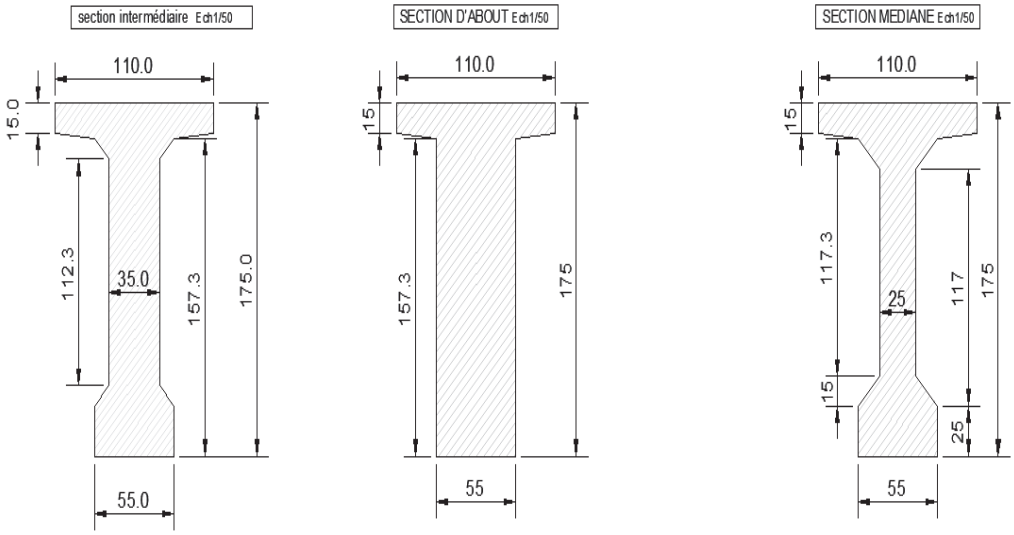


Figure II. 2. Les poutres

II.3. VARIANTE : PONT MIXTE

L'appellation de «pont mixte» recouvre des conceptions très variées, principalement liées au nombre et à la nature des poutres métalliques.

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple.

La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes (isostatique) et de 30 à 110m pour les travées continues (hyperstatique).

II.3.1. Conception des poutres principales :

Les poutres principales sont des profiles en acier reconstitues avec profil en **I** soudes en usine et leure dimensionement selon le SETRA et resumer dans le tableau suivant .

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue en (m)
Epaisseur de la dalle en BA	**250 à 300 mm**	**0.3**
Hauteur sur pile	**H = L/25**	**2.2**
Hauteur à la clef	**L/50 ≤H¹≤ L/40**	**1.2**
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2x(H-H^1).(\frac{X}{L})+ (H-H^1).(\frac{X}{L})$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	**0.035**
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	**50**
Largeur de la semelle inférieure sur pile	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	**1200**
Largeur de la semelle supérieure sur pile	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	**1000**
Largeur de la semelle inférieure sur clef	$500\ mm \leq b_i \leq 1000mm$	**900**
Largeur de la semelle supérieure sur clef	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	**700**
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	**50**

Tableau II. 1. Démonsionement de la poutre

II.3.2.Conception des entrotoise de pont :

Les entrotoise sont des profiles en acier reconstitues avec profil en **I** soudes en usine et leure dimensionement resumer dans le tableau suivant .

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de 8 mètres, et leurs dimensions transversales selon le guide de SETRA et résumées dans le tableau ci-dessous.

Elément	Formule / intervalles	Valeur retenue en (mm)
Longueur de l'entretoise a	$0.5B \leq a \leq 0.55B$	7500
Encorbellement de la dalle de part et d'autre b	$0.4a \leq b \leq 0.5a$ mm	3000
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t/15 \leq H_{ep} \leq L_t/10$	1000
Largeur de la semelle b_{ep}	$220\ mm \leq b_{ep} \leq 300$ mm	300
Epaisseur de la semelle t_{ep}	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme $t_{w\text{-}ep}$	$10\ mm \leq t_{w\text{-}ep} \leq 12$ mm	12

Tableau II. 2. Démonsionement d'entrotoise

II.3.3. Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

L'épaisseur de la dalle :

L'epaisseur de la dalle est constante,on opte pour : hdalle=30 cm

II.4.LES INCONVENIENTS ET LES AVANTAGES DE CHAQUE VARIANTE :

II.4.1.1ère variante : pont a poutres en béton précontraint :

Les avantages :

1-Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
2-La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
3-La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage,
4-Puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
5-Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
6-La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
7-Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu' a 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension

Les inconvénients :

1-La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
2-La nécessité de qualification de la main d'ouvre pour l'exécution de la précontrainte (pré tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
3-L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir ou décoffrer

II.4.2.2ème Variante pont mixte :

Les avantages :

1-Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
2-La rapidité d'exécution globale (diminution des coûtes).
3-Le peu d'échafaudage nécessaire.
4-La précision dimensionnelle des structures.

5-La qualité architecturelle qui s'attache a la netteté et la franchise des solutions adoptées.
6-Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.
7-Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P).
8-Des possibilités d'extension et de réparation.
9-Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).

Les inconvénients :

1-Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretient contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
2-La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
3-En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum.
4-Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
5-Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
6-Une surveillance avec visite périodique

II.5.ANALYSE MULTICRITERES :

- Pour cette analyse nous résumerons nôtre étude de variantes en quatre points importants

	PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT		PONT MIXTE A POUTRES METALLIQUES
	près tension	post tension	
Economie	+	-	-
Entretient	+	+	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	+	+

+ : Favorable. - : Peu favorable

Tableau II. 3. Analyse multicriteres

II.6.CONCLUSION :

-D'après l'analyse multicritères (tableau au-dessus) et selon le critère de choix, nous avons choisis la variante N°01

Pont a poutre en béton précontrainte par post tension.

Chapitre III :
HYPOTHESES DE CALCUL & CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

III.1. INTRODUCTION :

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage .tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentent par leur poids, ils sont un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements.

1. Etanchéité.
2. La couche de roulement.
3. Les trottoirs.
4. Les corniches.
5. Les dispositions retenues

III.2.LES EQUIPEMENTS D'UN PONT :

III.2.1.Etanchéité :

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armateurs passifs et actifs vis-à-vis d'une corrosion accéléré, et est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts. Cette équipement joue un rôle très important a couse de sa fonction.

Le choix de type d'étanchéité correspond au site de l'ouvrage (les conditions thermo hygrométriques.)

III.2.1.1.Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes :

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement
- La durabilité.

III.2.2.La couche de roulement :

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon confort et offrir de bon ne caractéristique antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers.

Généralement cette couche est composée par un tapé d'enrobés tel que l'épaisseur est variée entre 5cm et 10cm.

Dans notre projet on prendra **8 cm** pour la couche de roulement.

III.2.3. Les corniches :

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Le rôle essentiel de la corniche c'est esthétique aussi d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

Il y a plusieurs catégories de corniches :

1- Les corniches en béton coulé en place.

2- Les corniches en béton préfabriqué.

3- Les corniches métalliques

On prend une largeur de **1.2m** et **0.8m**

III.2.4. Les dispositions retenues :

III.2.4.1 Les garde-corps : Les garde-corps sont retenue pour protégées les piétons ; et aussi on point de vue d'esthétique surtout dans les zones urbaines : les garde-corps sont renforcé parait difficile à mettre au point et ne semble pouvoir au plus retenir que des voitures légers dans des conditions relativement favorables. Ils sont classés en trois catégories les suivantes :

- Les garde-corps de type S.
- Les garde-corps de type I.
- Les garde-corps de type U.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante : $0,95 + 0,005. H \pm 0,05$ m. Avec un maximum de 1,20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

On prend la hauteur de garde-corps **1.2 m**

III.2.4.2. Les glissières de sécurités : Le rôle de ces glissières est de démunie les conséquences des accédant de la route, tel qu'elles sont aidées les véhicules pour le freinage. Elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes mais seuls les véhicules légers. Elles sont classées en trois catégories les suivantes

- Les glissières rigides
- Les glissières souples
- Les glissières élastiques

On prend une glissière de sécurités de **0.6m**

III.3. HYPOTHESES DE CALCUL

III.3.1.LES REGLEMENTS UTILISEES POUR LE CALCUL ET LES EPREUVES DES PONTS ROUTIERS (Les normes utilisées)

III.3.1.1.LE REGLEMENT RCPR 2008

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

III.3.1.2.LE REGLEMENT PARASISMIQUE APPLICABLE AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART (RPOA 2008)

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

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

III.3.1.3.BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL91) MODIFIE 99

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

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

Les états limites ultimes (ELU) qui correspondent à la ruine de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage :

a. Etat limite ultime d'équilibre statique (renversement d'un mur de soutènement) ;
b. Etat limite ultime de résistance (des matériaux constitutifs...) ;
c. Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement…).
Les états limites de service (ELU) au-delà desquels les conditions d'exploitation normale ou de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites :

a. état limite de résistance à la compression du béton ;
b. état limite de déformation (flèche) ;
c. état limite d'ouverture des fissures (corrosion des armatures).

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

-Les actions à prendre en compte et la façon de les combiner (pondération).
-Le comportement du matériau (et des sections des poutres) à utiliser.

-A l'ELU : une section de poutre BA est amenée à la rupture lorsque le béton comprimé ou l'acier tendu dépasse leur capacité de résistance et entrent en plasticité. Le calcul est donc mené dans l'hypothèse d'un comportement plastique des matériaux le domaine élastique étant dépassé.

-A L'ELS : est atteint bien que la structure soit encore loin de son effondrement par exemple du fait d'une trop grande déformabilité d'un élément. Le calcul est mené dans l'hypothèse d'un comportement élastique des matériaux.

III.3.1.4.BETON PRECONTRAINT AUX ETATS LIMITES (BPEL91) MODIFIE 99 (Le fascicule 62 titre II, section II)

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

a. Soit de l'équilibre statique ;

b. Soit de la résistance ;

c. Soit de la stabilité de forme ;
d. Soit l'état limite de la fatigue.
-Les états limites de service qui sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation et/ou de durabilité.

III.3.1.5.LE GUIDE SETRA (VIPP) ET CONCEPTION DES PONTS (CALGARO)

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

III.4.MODELES DE CALCUL

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

III.5.CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

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

III.5.1.BETON

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

III.5.2.RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Elle est notée fc28 et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton (généralement elle est de l'ordre de 20 MPa à 40MPa).[2]

$fcj = j$ 4.76+0.83$j * fc28$ $\quad si\ fc28 < 40\ MPa\ ou$
$fcj = j$ 1.40+0.95$j * fc28$ $\quad si\ fc28 > 40\ MPa$

Avec : fc28 = 35 MPa Pour la superstructure ;
fc28 = 27 MPa pour l'infrastructure.

III.5.3. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION

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

ftj= 0.6 + 0.06 fcj

Avec : ftj =2.7 MPa pour la superstructure ;
ftj= 2.22 MPa pour l'infrastructure.

III.5.4.CONTRAINTE ADMISSIBLE

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

III.5.5.CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION

A l'ELU :

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

$f_{bu} = 0.85\, f_{cj}/\theta\gamma_b$

Où Le coefficient θ est fixé à :

1.00 Lorsque La durée d'application considérée est supérieure à 24h
0.90 Lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h
0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1h.
Dans notre cas on prend **θ =1.**

Le coefficient γb est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

1.5 En situation durable ou transitoire (fondamentales) ;
1.15 En situation accidentelle (en construction).
Dans notre cas on prend **γb =1.5** pour une situation durable et transitoire.
On aura pour notre ouvrage :
- fbu = 19.83 MPa pour la superstructure ;
- fbu = 15.30 MPa pour l'infrastructure.

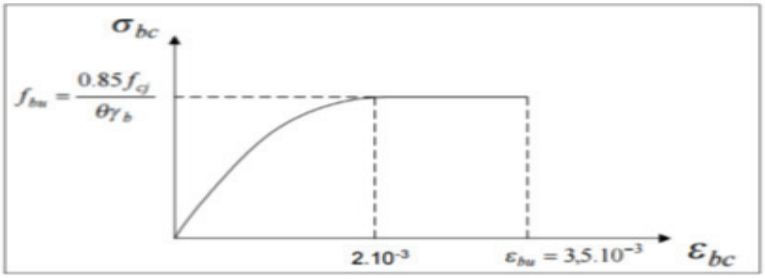


Figure III. 1. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU.

A l'ELS

σbc= 0.5 fc28 en services
0.6 fc28 en construction

σbc= En service : 17.5 MPa pour la superstructure et 13.5 MPa pour l'infrastructure ;
En construction: 21 MPa pour la superstructure et 16.2 MPa pour l'infrastructure.

III.5.6.CONTRAINTE ADMISSIBLE DE TRACTION

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

-CLASSE II :

- En situation d´exploitation, sous l´effet des combinaisons rares : ftj dans la section d´enrobage et 1,5 ftj ailleurs ;
- En situation d´exploitation, sous l´effet des combinaisons fréquentes : ftj =0 dans la section d´enrobage ;
- En situation d´exécution : 0,7 ftj dans la section d´enrobage et 1,5 ftj ailleurs.

III.5.7.CONTRAINTES ADMISSIBLES AU CISAILLEMENT

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

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

$$\tau^2_1 = \sigma_x . \sigma_t + 0.4\, f_{tj} . (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

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

$$\tau^2_2 = \sigma_x . \sigma_t + 2 f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t)(f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

La seconde formule est rarement prépondérante, elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à de fortes compressions longitudinales. (Si $\sigma x + \sigma t > 0{,}4\, f$cj) Avec :

$$\tau = \min(\tau 1, \tau 2)$$

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

σx : est la contrainte normale à la section, calculée à partir de la section nette de la poutre.
σt : est la contrainte normale transversale, s'est-il -dire agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette.
τ est la contrainte tangente (ou de cisaillement) de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette.

III.6.DEFOMATION

III.6.1.DEFOMATION LONGITUDINALE DU BETON

On considère le module de déformation longitudinal pour le béton "Eij" est définit par les règles BPEL comme suit :

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

$$Eij = 11000 \sqrt{(f\text{cj})}\ 3$$

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

$$Evj = Eij\ 3 = 3700 \sqrt{(f\text{cj})}\ 3$$

III.6.2.DEFOMATION TRANSVERSALE DU BETON

Elle est donnée par la formule suivante :

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

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

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

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

En récapitulant les résultats précédents

	fc_{28}	ft_{28}	E_{ij}	E_{vj}	f_{bu}	σ_{bc}	
						En service	En construction
Superstructure	35	2.70	35981,73	11993,91	19.83	17.50	21.00
Infrastructure	27	2.22	33000	11000	15.30	21.00	16.20

Tableau III. 1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux

III.7.LES ACIERS

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

-Les aciers actifs : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

-Les aciers passifs : Reprennent les efforts tranchants et limitent la fissuration

III.7.1.ACIERS PASSIFS

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

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

-Module d'élasticité longitudinale de l'acier Le module de déformation longitudinale de l'acier Es est pris égale à Es = 2.105 MPa.

-Contrainte limite de traction σs

-Calcul à l'ELS :

Cas de fissuration peu nuisible Pas de limitation de la contrainte

Cas de fissuration préjudiciable σst= $(0.5f; 110\sqrt{n})$

Cas de fissuration très préjudiciable $\sigma st = (0.4fe ; 88\sqrt{nftj})$

Le coefficient η est un coefficient de fissuration, il prend les valeurs suivantes :

η= 1.00 Pour les treillis soudés et les ronds lisses,

1.60 Pour les aciers à haute adhérence},

Dans notre cas :

(Fissuration préjudiciable)

σst= $(0.5f; 110\sqrt{n})$ σst = 228,63 MPa

Et η = 1,6 (acier haute adhérence)

Calcul à l'ELU :

σsu= $fe/\gamma s$ = fsu

Le coefficient γs est un coefficient de sécurité, il prend les valeurs suivantes :

γs = {1.15 En situation durable ou transitoire. 1.00 En situation accidentelles}

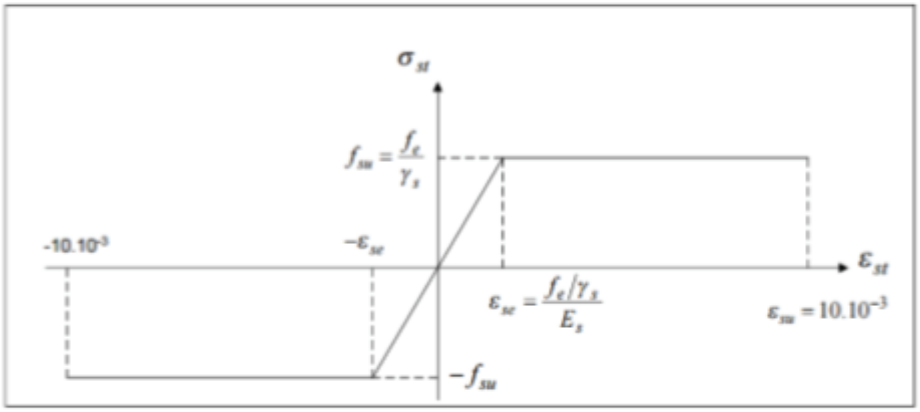


Figure III. 2. Diagramme contrainte - déformation de l'acier

Pour notre ouvrage : γs = 1.15

σsu = 347.83 MPa

fe= 400

III.7.2.ACIERS ACTIFS

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

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

- Type de câble : 12T15 (douze torons avec un diamètre de 15 mm) ;
- Aire nominal de l'acier : Ap=1800 mm2 ;
- Diamètre de la gaine : Ø= 80 mm ;
- Tension minimale de rupture fprg = 1860 MPa ;
- Contrainte élastique de garantie fpeg = 1640 MPa ;
- Relaxation à 1000 heures : ϕ1000 = 2.5 % ;
- Module d'élasticité : Ep = 195000 MPa.

III.8.CONCLUSION

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

Chapitre IV :
CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

IV. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

IV.1.INTRODUCTION :

Les formes géométriques des éléments porteurs répondant aux besoins structuraux, varient selon l'importance de l'ouvrage ‘‘sa longueur de franchissement et notamment la sa largeur’’.
Pour ce volet on valorise les caractéristiques du tablier ainsi les caractéristiques géométriques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

IV.2. CARACTERISITQUE DU TABLIER :

Largeur totale : 11,60 m ;

Largeur roulable : 10 m ;

Largeur d'une voie : 3.5 m ;

Largeur de trottoir : 1 m ;

Larguer chargeable : 9 m ;

Nombre des poutres : 8 poutres ;

Entre axes : 1,50

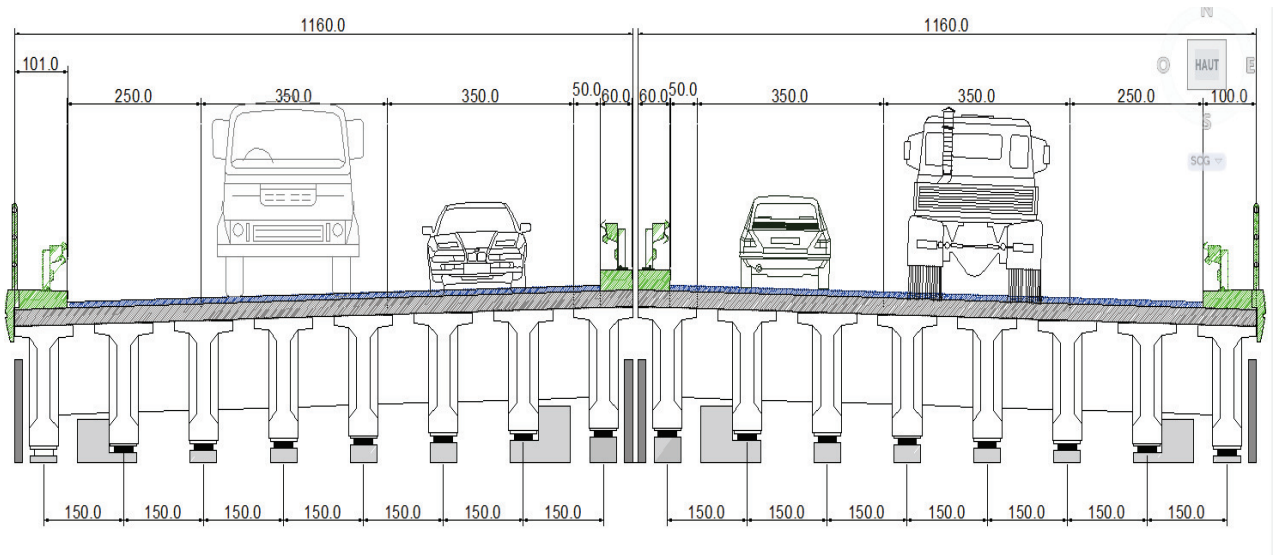


Figure IV. 1. Coupe transversal du pont

IV.3. SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE :

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

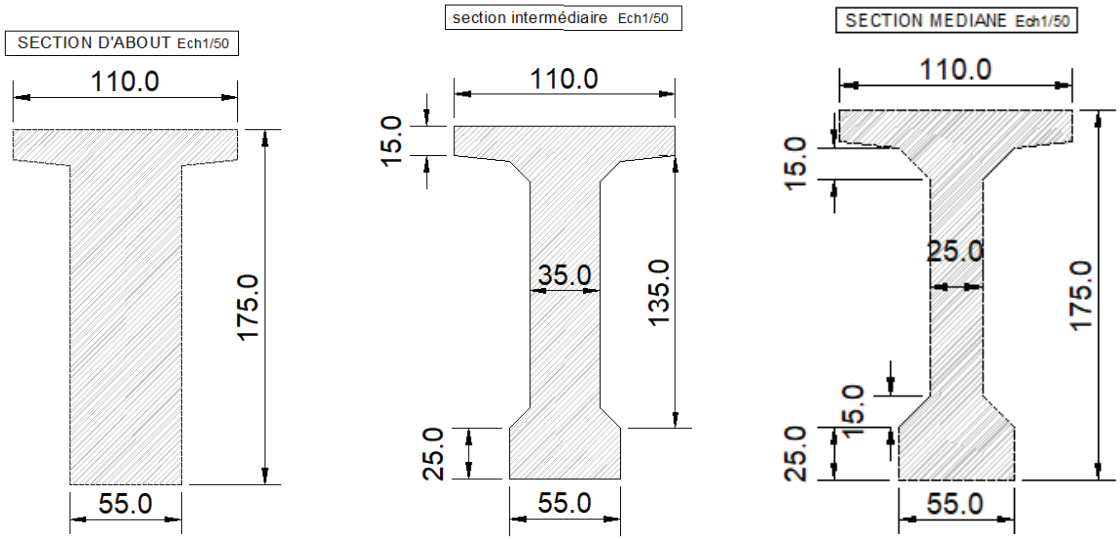


Figure IV. 2 . Sections transversales de la poutre

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

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

Formule	Définition
B brute= x. y	- Section brute de l'élément
S/Δ (brute) = B brute. Z	- Le moment statique brut de la section par rapport à l'axe Δ Tel que : Z= V'
IG = bh3/36 IG = bh3/12	- Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : -Pour une section triangulaire -Pour une section rectangulaire
V'=$\boldsymbol{S}$/ $\boldsymbol{\Delta B}$ V=H-V'	- Distance de la fibre supérieure et inferieur par rapport au CG

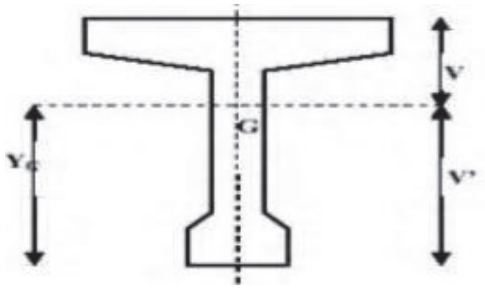
IG = I/Δ- S/Δ * V'	- Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG
B nette = 95%B brute	- Section nette de la poutre
S/Δ net= 95% S/Δ brute	- I/Δ net= 90% I/Δ brute
I/Δ net= 90% I/Δ brute	- Moment d'inertie net de la section par rapport à l'axe Δ
$\rho = \boldsymbol{IG}/\boldsymbol{V'}.\boldsymbol{V}.\boldsymbol{Bbrute}$	- Le rendement géométrique de la section
Tel que V et V' sont montrés dans la figure ci-contre	

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

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

- **SECTION D'ABOUT :**

Section d'about sans hourdis	
Périmètre (m)	**5.6477**
Aire Brute B (m²)	**1.0526**
Aire Nette Bn (m²)	**0.99997**
V (m)	**0.8072**
V' (m)	**0.9428**
I/g brute (m4)	**0.2976**
I/g net (m4)	**0.3011**
S/Δ brute (m3)	**0.99239**
S/Δ net (m3)	**0.94277**
ρ	**0.38**

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

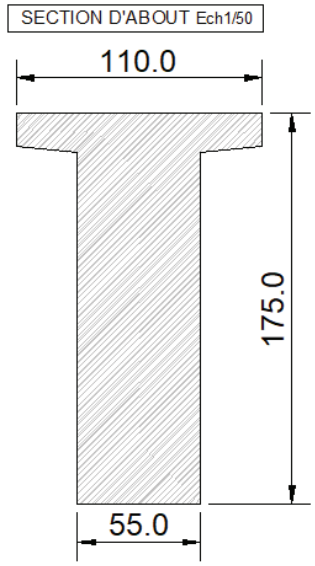


Figure IV. 3. Section d'about sans hourdis

Section d'about avec hourdis	
Périmètre (m)	**6.9477**
Aire Brute B (m²)	**1.4276**
Aire Nette Bn (m²)	**1.35622**
V (m)	**0.8123**
V' (m)	**1.1877**
I/g brute (m4)	**0.5398**
I/g net (m4)	**0.48582**
S/Δ brute (m3)	**1.69556**
S/Δ net (m3)	**1.61078**
ρ	**0.39**

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

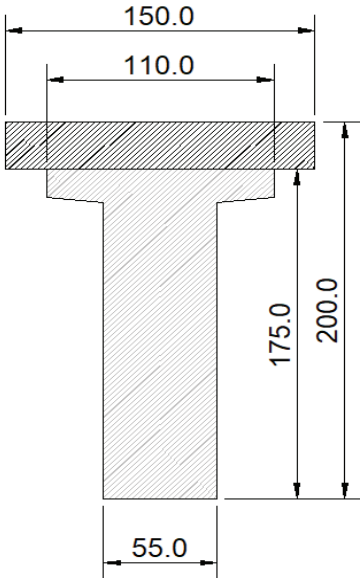


Figure IV.4. Section d'about avec hourdis

- **SECTION INTERMEDIAIRE :**

Section intermédiaire sans hourdis	
Périmètre (m)	**5.8134**
Aire Brute B (m²)	**0.8081**
Aire Nette Bn (m²)	**0.767695**
V (m)	**0.7976**
V' (m)	**0.9524**
I/g brute (m4)	**0.2667**
I/g net (m4)	**0.24003**
S/Δ brute (m3)	**0.76963**
S/Δ net (m3)	**0.73115**
ρ	**0.425**

Tableau IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis.

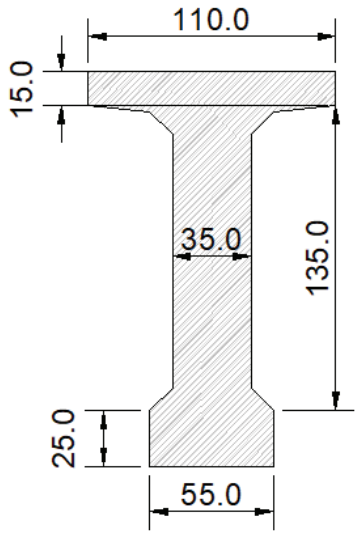


Figure IV.5.Section intermédiaire sans hourdis

Section intermédiaire avec hourdis	
Périmètre (m)	**7.1134**
Aire Brute B (m²)	**1.1831**
Aire Nette Bn (m²)	**1.123945**
V (m)	**0.7552**
V' (m)	**1.2448**
I/g brute (m4)	**0.4866**
I/g net (m4)	**0.43794**
S/Δ brute (m3)	**1.47273**
S/Δ net (m3)	**1.3991**
ρ	**0.43**

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

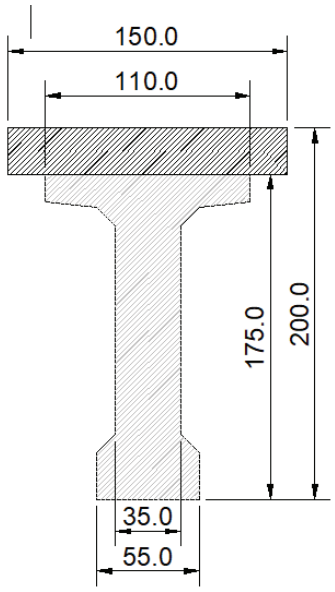


Figure IV.6.Section intermédiaire avec hourdis

- **SECTION MEDIANE :**

Section médiane sans hourdis	
Périmètre (m)	**5.8963**
Aire Brute B (m²)	**0.7008**
Aire Nette Bn (m²)	**0.6658**
V (m)	**0.7913**
V' (m)	**0.9587**
I/g brute (m4)	**0.2561**
I/g net (m4)	**0.2305**
S/Δ brute (m3)	**0.6718**
S/Δ net (m3)	**0.6383**
ρ	**0.48**

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

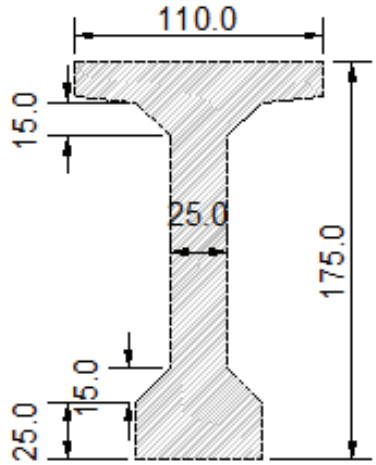


Figure IV. 7. Section médiane sans hourdis

Section médiane avec hourdis	
Périmètre (m)	**7.1963**
Aire Brute B (m²)	**1.0758**
Aire Nette Bn (m²)	**1.0220**
V (m)	**0.7219**
V' (m)	**1.2781**
I/g brute (m4)	**0.4632**
I/g net (m4)	**0.4169**
S/Δ brute (m3)	**1.3749**
S/Δ net (m3)	**1.3062**
ρ	**0.47**

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

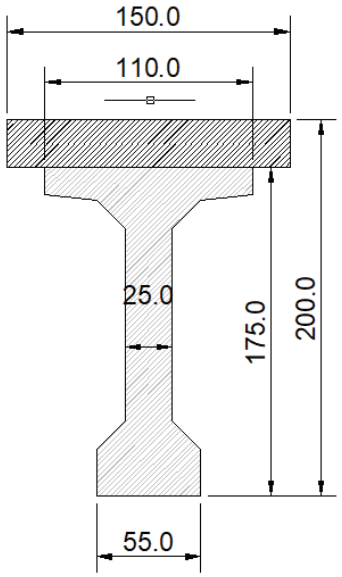


Figure IV. 8. Section médiane avec hourdis

IV.5. Conclusion

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

Chapitre V :
CHARGES ET SURCHARGES

V. CHARGES ET SURCHARGES :

V.1.INTRODUCTION :

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

V.2. EVALUATION DES CHARGES :

V.2.1CALCUL DES CHARGES PERMANENTES :

- **Poids de la poutre :**

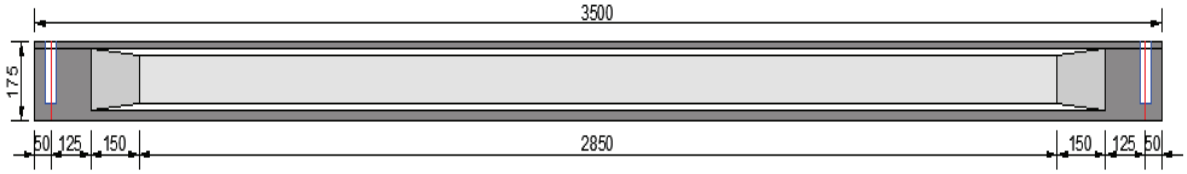


Figure V. 1. Coupe longitudinale de la poutre.

Section	Section d'about	SECTION INTERMEDIAIRE	Section médiane
Longueur (m)	**3**	**3.5**	**28.5**
Aire (m2)	**1.0526**	**0.8081**	**0.7008**
Poids (KN/m3)	**78.9450**	**70.7087**	**499.32**

Tableau V. 1. Calcul du poids de la poutre

Sachant que : ρb **= 25** KN/m3 Et que **Pi = ρb* V**

Et **P poutre = Σ *P*i** ➔ P poutre = **648.974** KN
On 8 poutres sur le sens transversale ➔ P poutres =8* p poutre = **9.806** KN

Poids d'entretoise :

- Pent=Sent*longueur* nombre d'entretoise* ρb ➔ Pent= **151.288** KN

- **Poids de la dalle :**
  - L'épaisseur de la dalle est : hdalle = **0.25** m
  - Pdalle = ρb * hdalle *largeur du tablier *longueur de travée = 25*0.25*11.6*35

➔ Pdalle = **2537.5**KN

V.2.2CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES :

- **Poids des trottoirs et corniches:**

  - P t+c = St+c * ρb * longueur du trottoir = 0.5423*25*35

P t+c = **474.513** KN

- **Poids du Revêtement :**
  - L'épaisseur du Revêtement est **:** hrev= **0.08** m , ρv = **24** KN/m3
  - Prev= hrev*longueur de travée * largeur chargeable * ρv
    = 0.08*35*10*24= 672 KN ➔ Prev = **672** KN

- **Poids des Garde-corps et glissières de sécurité:** Pgs = **52.5** KN

Poid totale du tablier :

- **Donc le poids des éléments porteur est :**
  - Pcp = P poutres+ Pent+ Pdalle ➔ Pcp= **7880.6** KN

- **Donc le poids des charges complémentaires permanentes est :**
  - Pccp = Pt+c + Prev +Pgs ➔ Pccp = **1199** KN

Donc le poids totale du tablier est : ((Pcp + Pccp)/35)* longueut totale du tablier

Ptotale = **27343** KN

V.3.DESCRIPTION DES SURCHARGES :

Ces surcharges comprennent :

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

V.3.1.CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE :

- **CLASSE DE PONT :**

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

- **NOMBRE DE VOIES :**

Notre pont est de type 04 selon les types définis sur **RCPR :**

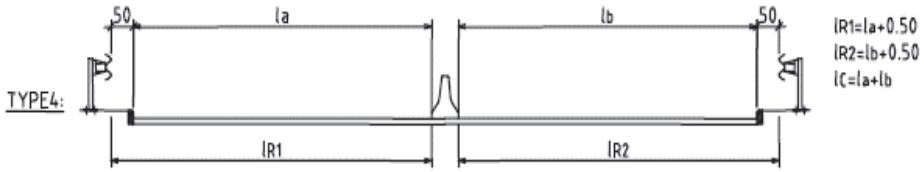


Figure V. 2 . Pont de type 4

Donc on trouve : → **Lr= 10 m** et **Lc = Lr-1= 9 m**

Nombre de voies **:** → **N = Lc/ 3 = 3 voies**

Largeur d'une voie → **L= Lc/N = 3 m**

V.3.2.EVALUATION DES SURCHARGES :

V.3.2.1.Système de charge A :

La chaussé supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à :
A= a1 * a2 * A(l) ; Avec :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \quad (kN/m^2)$$

on a L= 35 m ➔ **A(l) = 9.6 KN / m2**
avec : a1=1 qui est déterminé à partir de la classe du pont et du nombre de voies chargées

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

Tableau V. 2 . Coefficients a1

et a2 = *V*0 / *V* tel que V0 est déterminé à partir de la classe du pont

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

Tableau V. 3 . Classe du pont

Pour les trois voies chargés on trouve :

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	35	9,96	1	1,17	11,62	3,00	34,86
2	35	9,96	1	1,17	11,62	6,00	69,72
3	35	9,96	0,9	1,17	10,46	9,00	94,12

Tableau V. 4 . Système de charge A

V.3.2.2.Système de charge B :

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

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

➢ **CONVOI BC** :

Le système Bc se compose de camions de poids individuel de 30 t. On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation .
Le système Bc est représenté schématiquement sur la figure si dessous :

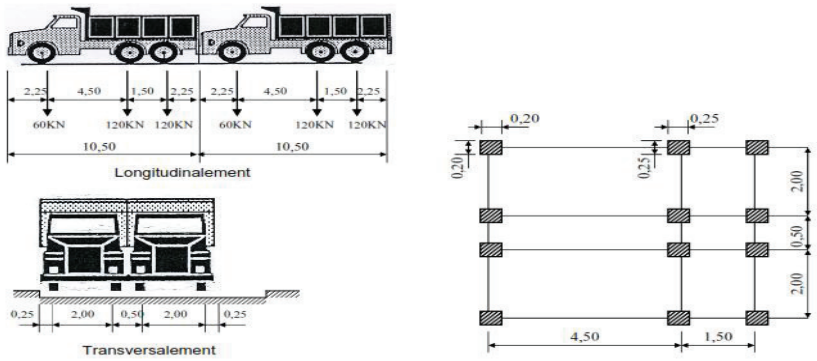


Figure V. 3 . Système BC

Pour le coefficient bc on a :

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

Tableau V. 5 . Valeurs de bc

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

N° des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

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

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

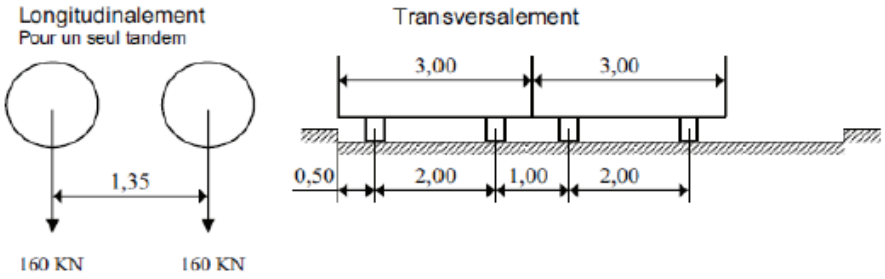


Figure V. 4 . Système Bt

Pour le coefficient bt on a :

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

Tableau V. 7 . Valeurs de bt

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 - 4	640	1,2	768

Tableau V. 8 . Charge par tandem d'un convoi Bt

- **Charges militaires Mc 120 :**

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

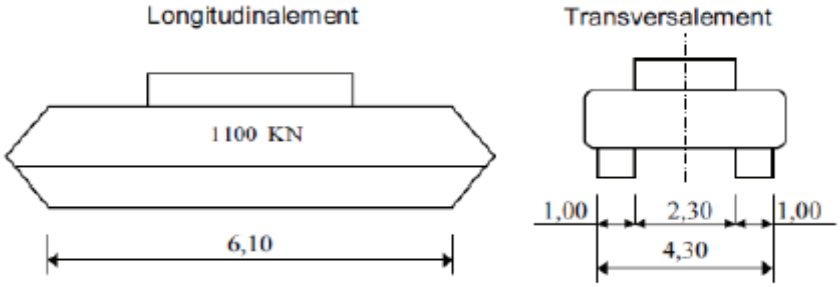


Figure V. 5 . Charges militaires Mc 120

➔ S = **1100** KN

- **Coefficient de majoration dynamique :**

Les charges Bc ,Bt et Mc120 sont majoré par un Coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	35	9079,6	1920	1,080
B_t			768	1,062
Mc120			1100	1,068

Tableau V. 9 . Système de charge

- **Système de charge exceptionnelle D240 :**

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

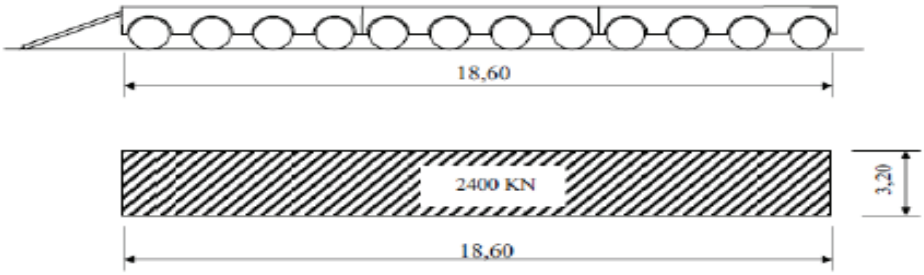


Figure V. 6 . Charge exceptionnelle D240

D240 =2400/18,6 ➔ D240 =**129** KN/ml

- **Efforts de freinage :**

Les charges A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage. Ces réactions sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Freinage du système A(l) :**

$$F = \frac{A.S}{20 + 0{,}0035 \times S} \ (kN)$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	105,00	11,62	59,90
2	210,00	11,62	117,68
3	315,00	10,46	156,10
4	420,00	8,71	170,48

Tableau V. 10 . Effort de freinage

- **Freinage du système Bc :** Fbc = **300** KN

V.4.COMBINAISON D'ACTIONS :

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

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

Tableau V. 11 . Combinaisons de charges réglementaires.

V.5.CONCLUSION

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

Chapitre VI :
REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI. REPARTITION DES EFFORTS LONGITUDINAUX

VI.1.INTRODUCTION :

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

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

Dans le sens longitudinal on estime les valeurs maximales du moment au droit des sections nécessaires pour l'abscisse L/2 et L/4, de même pour l'effort tranchant on calculera alors pour les abscisses 0L et L/4 (qui est maximum au droit des appuis). Pour cela, on utilise la RDM pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux selon le cas de chargement à étudier.

VI.2.1.MOMENTS FLECHISSANT :

VI.2.1.1.CHARGES PERMANENTES :

Le moment fléchissant pour une charge **G** uniformément répartie est donné par les formules suivantes :

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

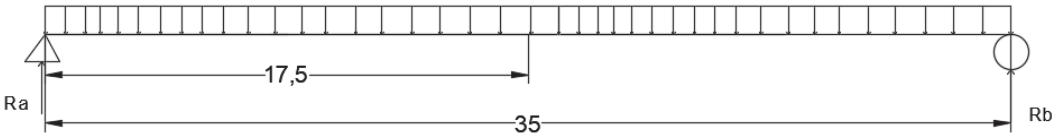


Figure VI. 1. Charge G uniformément repartie

Calculons d'abord les réactions aux appuis Rcullé, Rpile (poids permanents d'une seule travée) , tel que :

- ➔ Rcullé = G/2 = 4539,795 KN
- ➔ Rpile = G = 9079,6 KN

Donc :

- M (L/2) = 259.4* (34)2/8 = 37483.3 KN.m
- M(L/4) = 3/4 * 259.4 * (34)2/8 = 28112.4 KN.m

Le tableau récapitulatif :

Désignation	Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)
Poids Propre G	37483.3	4685.4125	28112.4	3514.05

Tableau VI. 1 . Moment fléchissant sous Charge poids propre G

VI.2.1.2.SURCHARGE A(L) :

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

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

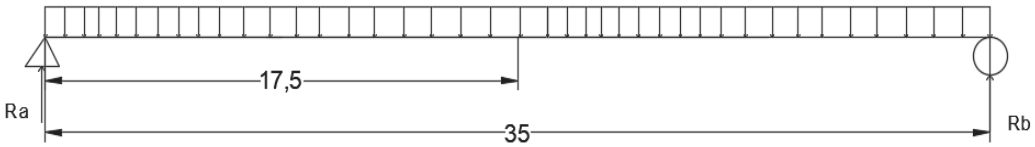


Figure VI. 2 . A(L) uniformément repartie

- Pour une voie chargée on a A(l) = 34.86 KN/m :

M = { 4049.33 KN.m pour x = L /4 ; 5553.99 KN.m pour x = L/2

MP = { 506.166 KN.m pour x = L /4 ; 694.248 .m pour x = L/2

Pour deux voies chargées on a A(l) = 69.72 KN/m :

M = { 8098.67 KN.m pour x = L /4 ; 10798.23 KN.m pour x = L/2

MP = { 1012.33 KN.m pour x = L /4 ; 1349.77 KN.m pour x = L/2

- Pour trois voies chargées on a A(l) = 94.12 KN/m :

M = { 10932.98 KN.m pour x = L /4 ; 14577.3 KN.m pour x = L/2

MP = { 1366.62 KN.m pour x = L /4 ; 1822.16 KN.m pour x = L/2

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
		M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)
Surcharge A(L)	1 voie Chargée	5553.99	694.248	4049.33	506.166
	2 voies chargées	10798.23	1349.77	8098.67	1012.33
	3 voies chargées	14577.3	1822.16	10932.98	1366.62

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

VI.2.1.3.SURCHARGE DE TROTTOIR St :

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

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

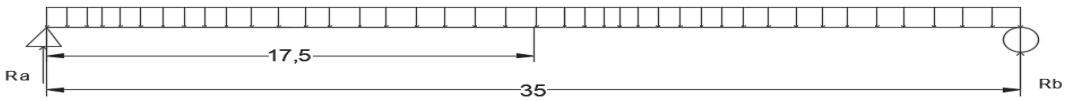


Figure VI. 3 . Charge S trottoir uniformément repartie

- Pour un trottoir chargé : St = 1.5 KN/ml.

$$M = \begin{cases} 174.24\ KN.m & pour\ x = L/4 \\ 232.32\ KN.m & pour\ x = L/2 \end{cases}$$

$$MP = \begin{cases} 21.78\ KN.m & pour\ x = L/4 \\ 29.04\ KN.m & pour\ x = L/2 \end{cases}$$

Pour deux trottoirs chargés : St = 3 KN/ml.

$$M = \begin{cases} 348.48\ KN.m & pour\ x = L/4 \\ 464.64\ KN.m & pour\ x = L/2 \end{cases}$$

$$MP = \begin{cases} 43.56\ KN.m & pour\ x = L/4 \\ 58.08\ KN.m & pour\ x = L/2 \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation		Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
		M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)
Surcharge St	1Tr	232.32	29.04	174.24	21.78
	2 Tr	464.64	58.08	348.48	43.56

Tableau VI. 3 . Moment fléchissant sous Surcharge St

VI.2.1.4.SURCHARGE Bc :

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

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

- Recherche d’essieu où le moment est maximum :

La position de la résultante des forces R:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times P_i}{\sum P_i}$$

Xg = (60 x 0 + 120 x 4.5+120 x 6 + 60 x 10.5 + 120 x 15 + 120 x 16.5) / 600 = 9.45 m

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

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

2 a = Xg – 6 m = 3,45 m ➔ a = 1,725 m

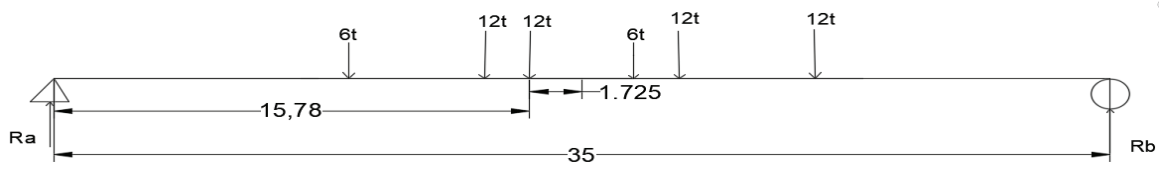


Figure VI. 4 . Surcharge Bc (R est sym avec l'essieu de 12t)

Calcul des réactions :
Σ M/b = 0 ➔ 35.2 x Ra + 600 x 15.875 ➔ Ra = 270.6 KN et Rb = 329.4 KN

Donc : Mmax = 15.875* 270.6-60*6-120*1.5= 3747.65 KN.m

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

2a= 10,5 – x = 1,05 m ➔ a = 0,525 m

Calcul des réactions :
Σ M/a = 0 ➔ 35.2 * Rb – 17.075 * 600 ➔ Rb =291.05 KN et Ra = 308.94 KN
Mmax=17.075*291.05-120*6-120*4.5 = 3709.67 KN.m
➔ Le moment maximum est celui de l'essieu de 12 tonnes

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

Mmax = M0 * Nv * bc * δBc

M0 : Moment fléchissant dû au système Bc
Nv : Nombre de voie
Tel que :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

Donc :

δ =	1,062	Pour une voie chargée
δ =	1,071	Pour deux voies chargées
δ =	1,077	Pour trois voies chargées
δ =	1,080	Pour quatre voies chargées

La valeur de δ

- x = L/2:

Σ M/a = 0 ➔ 35.2 * Rb -21.05 * 600 = 0 ➔ Rb = 358.8 KN et Ra = 241.2 KN

Donc : M0= 17.6*241.2-60*6-120*1.5 = 3705.12 KN.m

- Pour une voie chargée :

Mmax = 3705.12 * 1 * 1.2 * 1.062 = 4721.8 KN.m Mp = 590.22 KN.m

- Pour deux voies chargées :

Mmax = 3705.12 * 2 * 1.1 * 1.071 = 8730 KN.m Mp = 1091.25 KN.m

- Pour trois voies chargées :

Mmax = 3705.12 * 3 * 0.95 * 1.077 = 11372.68 KN.m Mp = 1421.58 KN.m

- x = L/4:

Σ M/a = 0 ➔ 35.2 * Rb – 12.25 * 600 = 0 ➔ Rb =208.8 KN et Ra = 391.2 KN

Donc : M0 = 391.2 * 8.8 – 60 * 6 – 120 * 1.5 = 2902.56 KN.m

- Pour une voie chargée :

Mmax = 2902.56 * 1 * 1.2 * 1.062 = 3699.02 KN.m Mp = 462.38 KN.m

- Pour deux voies chargées :

Mmax = 2902.56 * 2 * 1.1 * 1.071 = 6839.011 KN.m Mp = 854.87 KN.m

- Pour trois voies chargées :

Mmax = 2902.56 * 3 * 0.95 * 1.077 = 8909.26 KN.m Mp = 1113.66 KN.m

- Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation		Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
		M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)
Système Bc	1 voie chargée	4721.8	590.22	3699.02	462.38
	2 voies Chargées	8730	1091.25	6839.011	854.87
	3 voies chargées	11372.68	1421.58	8909.26	1113.66

Tableau VI. 4 . Moment fléchissant sous Système Bc

VI.2.1.5.SURCHARGE Bt :

La position de la résultante des forces R :

Xg= ∑Xi . Pi / ∑Pi = 0.675 m

Le moment fléchissant est : Mmax= M0 * Nt * bt * δBt

M0 : Moment fléchissant dû au système Bt

Nt : Nombre de tandem
Rappelons :

Nombre de tandems	Bt	δBt
1	1,2	1,080
2	1,2	1,092

Valeur de Bt

- Utilisation des lignes d'influences

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

- **x = L/2:**

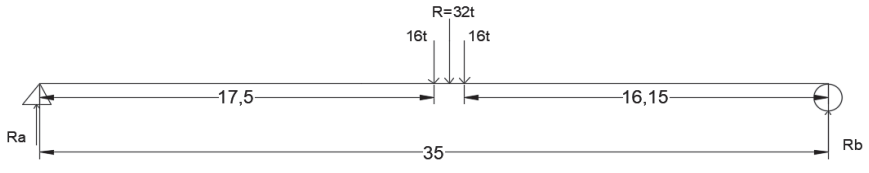


Figure VI. 5 . Surcharge Bt à L/2

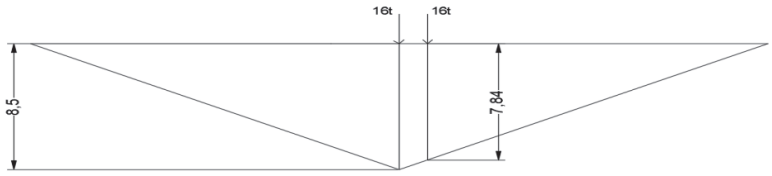


Figure VI. 6 . Ligne d'influence d surcharge Bt à L/2

On trouve :
M0 = 160 * 8.8 + 160* 8.125 = 2708 KN.m

- ✓ 1 TANDEM Mmax=2708*1*1,2*1,080= 3509.56 KN.m Mp= 438.69 KN.m
- ✓ 2 TANDEM Mmax = 2708*2*1,2*1,092=7097.13 KN.m Mp= 887.14 KN.m

VI.2.1.6.CONVOI Mc120 :

- **x = L/2:**

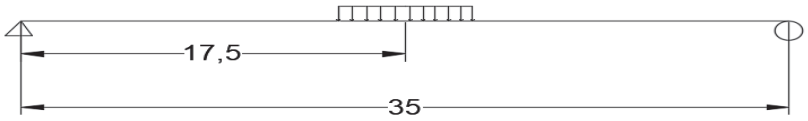


Figure VI. 7 . Surcharge Mc120 à L/2

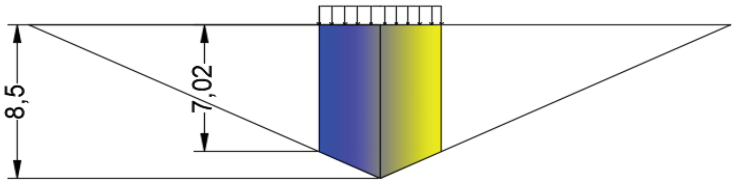


Figure VI. 8 . Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/2

On trouve :
MMax = M0= 198.5*47.3 = 9389.05 KN.m
Mp= 1173.63 KN.m

- **x = L/4:**

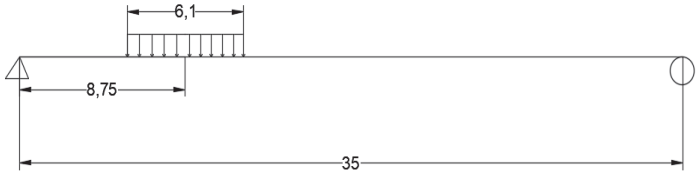


Figure VI. 9 . Surcharge Mc120 à L/4

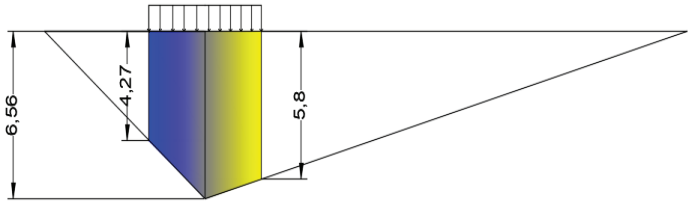


Figure VI. 10 . Ligne d'influence de surcharge Mc120 à L/4

On trouve :
Mmax = M0= q*S= 198.5*33.84= 6717.24 KN.m
Mp= 839.65 KN.m

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)
Convoi Mc120	9389.05	1173.63	6717.24	839.65

Tableau VI. 5 . Moment fléchissant sous charge Mc120

VI.2.1.7.CONVOI D240 :

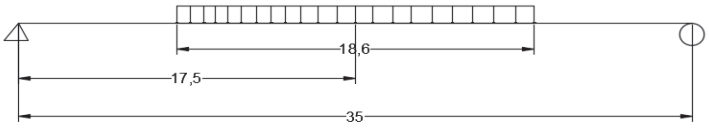


Figure VI. 11 . Surcharge D240 à L/2

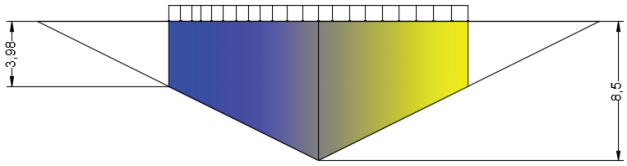


Figure VI. 12 . Ligne d'influence de surcharge D240 à L/2

Mmax= 129*116.06= 14972.25 KN.m Mp= 1871.53 KN.m

- **x = L/4:**

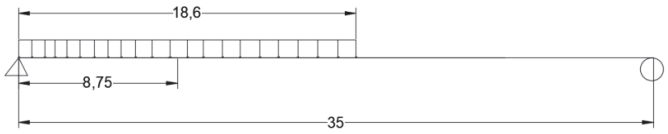


Figure VI. 13 . Surcharge D240 à L/4

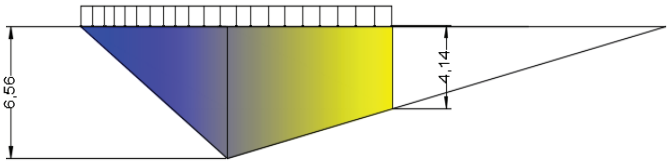


Figure VI. 14 . Ligne d'influence de surcharge D240 à L/4

Calcul de réaction :

Rb = 129*18.6^2/35*2 = 637.55 KN $Ra = 2400 - 637.55 = 1762.45$ KN

Mmax= Ra*L/4-q*L²/32 = 1762.45*35/4-129*35^2/32 =10483.16 KN.m Mp= 1310.39 KN.m

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Désignation	Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)
Convoi D240	14972.25	1871.53	10483.16	1310.39

Tableau VI. 6 . Moment fléchissant sous convoi D240

VI.2.2.EFFORTS TRANCHANTS :

VI.2.2.1.CHARGES PERMANENTES :

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

$$T(x)=Rb-G*x$$

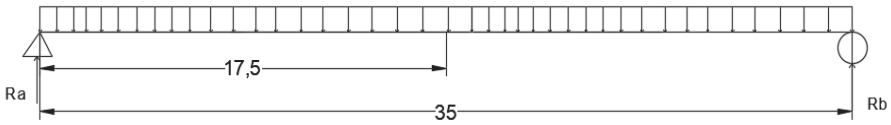


Figure VI. 15 . Charge G uniformément repartie

Ra= Rb= G*L/2= 4539,795 KN

On a :

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

Donc :

T (0) = 4539.795 KN Tp (0) = 567.47 KN

T(0.25L) = 2269.9 KN Tp (0.25L) = 283.74 KN

Le tableau récapitulatif :

Désignation	Pour x= 0 m		Pour x=0.25 L m	
	T total (KN)	T /poutre (KN)	T total (KN)	T /poutre (KN)
Poids Propre G	4539.795	567.47	2269.9	283.74

Tableau VI. 7 . Effort tranchant sous G

VI.2.2.2.SURCHARGE A(L) :

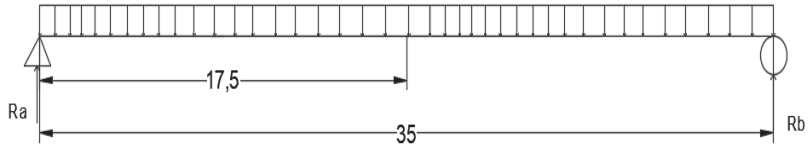


Figure VI. 16 . Charge A(L) uniformément repartie

On a :

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

Donc :

- Pour une voie chargée on a A(l) = 34.86 KN/m

T (0) = 610.05 KN Tp (0) = 76.25 KN

T(0.25L) = 305.03 KN Tp (0.25L) = 38.13 KN

- Pour deux voies chargées on a A(l) = 69.72 KN/m

T (0) = 1220.1 KN Tp (0) = 152.5 KN

T(0.25L) = 610.05 KN Tp (0.25L) = 76.25 KN

- Pour trois voies chargées on a A(l) = 94.12 KN/m

T (0) = 1647.1 KN Tp (0) = 205.88 KN

T(0.25L) = 823.55 KN Tp (0.25L) = 102.94 KN

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour x=0 L		Pour x=0.25 L	
		T total (KN)	T /poutre (KN)	T total (KN)	T /poutre (KN)
Surcharge A(L)	1 voie Chargée	610.05	76.25	305.03	38.13
	2 voies chargées	1220.1	152.5	610.05	76.25
	3 voies chargées	1647.1	205.88	823.55	102.94

Tableau VI. 8 . Effort tranchant sous A(l)

VI.2.2.3.SURCHARGE DE TROTTOIR St :

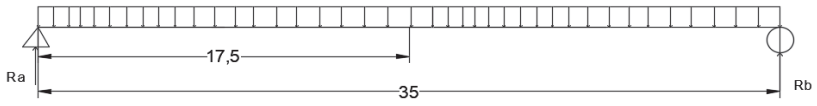


Figure VI. 17 . Charge S trottoir uniformément repartie

On a :

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

Donc :

- Pour un trottoir chargé : St = 1.5 KN/ml.

T (0) = 26.25 KN Tp (0) = 3.28 KN

T(0.25L) = 13.125 KN Tp (0.25L) = 1.64 KN

- Pour deux trottoirs chargés : St = 3 KN/ml

. T (0) = 52.5 KN Tp (0) = 6.56 KN

T(0.25L) = 26.25 KN Tp (0.25L) = 3.28 KN

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour x=0 L		Pour x=0.25 L	
		T total (KN)	T/poutre (KN)	T total (KN)	T /poutre (KN)
Surcharge St	1Tr	26.25	3.28	13.125	1.64
	2 Tr	52.5	6.56	26.25	3.28

Tableau VI. 9 . Effort tranchant sous surcharge trottoir

VI.2.2.4.SURCHARGE Bc :

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

$$Tmax = T_0 * Nv * bc * \delta Bc$$

- **x = 0 m**

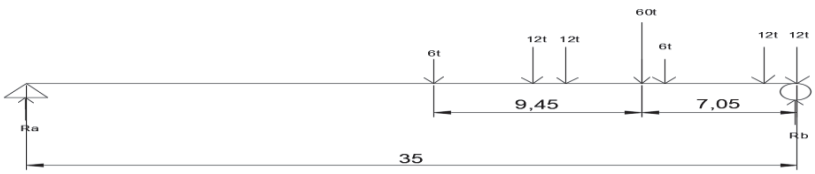


Figure VI. 18 . Surcharge Bc à 0L

Calcul de réactions aux appuis Ra, Rb :

Σ M/b = 0 donc : Ra = 7.05 * 600/35 = 120.86 KN et Rb = 600 – Ra = 479.14 KN

➔ T0 = 479.14 KN

- ✓ 1 voie chargée Tmax = 610.62 KN Tp = 76.33 KN
- ✓ 2 voies chargées Tmax = 1128.95 KN Tp = 141.12 KN
- ✓ 3 voies chargées Tmax = 1470.7 KN Tp =183.84 KN

- **x = L/4:**

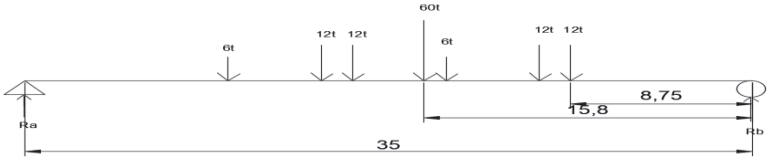


Figure VI. 19 . Surcharge Bc à L/4

Calcul de réactions aux appuis Ra, Rb :

Σ M/b = 0 donc : Ra = 15.8 * 600/35 = 270.86 KN et Rb = 600 – Ra = 329.14 KN

➔ T0 = 329.14 KN

- ✓ 1 voie chargée Tmax = 419.46 KN Tp = 52.43 KN
- ✓ 2 voies chargées Tmax = 775.52 KN Tp =96.94 KN
- ✓ 3 voies chargées Tmax =1010.28 KN Tp =126.28 KN

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation		Pour x=0 L		Pour x=0.25 L	
		T total (KN)	T /poutre (KN)	T total (KN)	T /poutre (KN)
Système Bc	1 voie chargée	610.62	76.33	419.46	52.43
	2 voies Chargées	1128.95	141.12	775.52	96.94
	3 voies chargées	1470.7	183.84	1010.28	126.28

Tableau VI. 10 . Effort tranchant sous Bc

VI.2.2.5.SURCHARGE Bt :

$$Tmax = T_0 * Nt * bt * \delta Bt$$

- **x = 0.0m:**

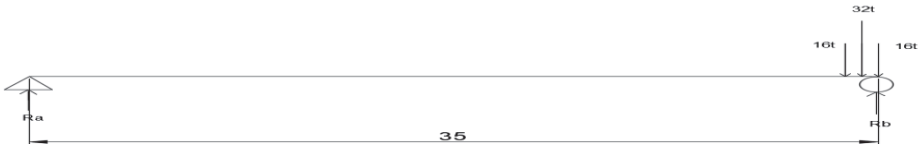


Figure VI. 20 . Surcharge Bt à 0L

Σ M/b = 0 donc : Ra = 0.675 * 320/35 = 6.17KN et Rb = 320 – Ra = 313.82 KN

➔ T0 = 313.82 KN

- ✓ 1 TANDEM Tmax = 406.71 KN Tp = 50.84 KN
- ✓ 2 TANDEMS Tmax = 822.46 KN Tp = 102.8 KN

- **x = L/4:**

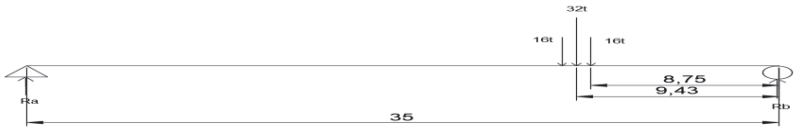


Figure VI. 21 . Surcharge Bt à L/4

Σ M/b = 0 donc : Ra = 9.425 * 320/35 = 86.17 KN et Rb = 320 – Ra = 233.83 KN

➔ T0 = 233.83 KN

- ✓ 1 TANDEM Tmax = 303.04 KN Tp = 37.88 KN
- ✓ 2 TANDEMS Tmax = 612.82 KN Tp = 76.6 KN

VI.2.2.6.CONVOI Mc120 :

$$Tmax = T_0$$

- **x = 0.0m:**

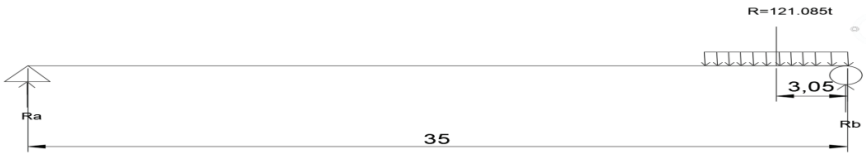


Figure VI. 22 . Surcharge Mc120 à 0L

Σ M/b = 0 donc : Ra = 3.05 * 1210.85/35 = 105.51KN et Rb = 320 – Ra = 1105.33 KN

➔ T0 = 1105.33 KN Tp = 45.84 KN

- **x = L/4 m:**

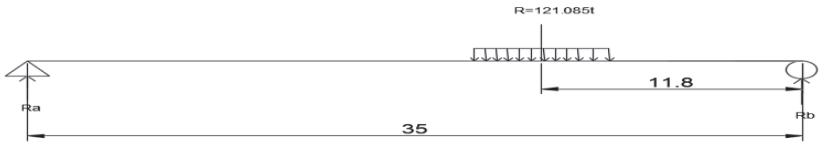


Figure VI. 23 . Surcharge Mc120 à L/4

Σ M/b = 0 donc : Ra = 11.8 * 1210.85/35 = 408.23KN et Rb = 320 – Ra = 802.62 KN

➔ T0 = 802.62 KN Tp = 256.87 KN

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation	Pour x=0 L		Pour x=0.25 L	
	Ttotal (KN)	T /poutre (KN)	T total (KN)	T/poutre (KN)
Convoi Mc120	1105.33	45.84	802.62	256.87

Tableau VI. 11 . Effort tranchant sous convoi Mc120

VI.2.2.7.CONVOI D240 :

- **x = 0.0m:**

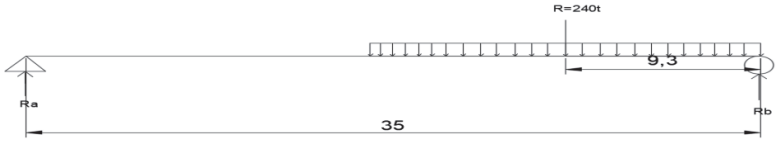


Figure VI. 24 . Surcharge D240 à 0L

Σ M/b = 0 donc : Ra = 9.3 * 2400/35 = 637.71 KN et Rb = 2400 – Ra = 1762.29 KN

➔ T0 = 1762.29 KN Tp = 220.29 KN

- **x = L/4 m:**

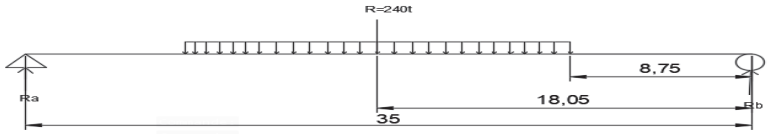


Figure VI. 25 . Surcharge D240 à L/4

Σ M/b = 0 donc : Ra = 18.05 * 2400/35 = 1237.71 KN et Rb = 2400 – Ra = 1162.29 KN

➔ T0 = 1237.71 KN Tp = 154.71 KN

Le tableau récapitulatif est le suivant :

Désignation	Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
	T total (KN)	M/poutre (KN)	M total (KN)	M/poutre (KN)
Convoi D240	1762.29	220.29	1237.71	154.71

Tableau VI. 12 . Effort tranchant sous convoi D240

Chapitre VII :
REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VII.1.INTRODUCTION

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

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

- Méthode de GUYON –MASSONNET
- Méthode de COURBON

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

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

$$r = (n/2)*(bo/L)*\sqrt{\frac{Ip}{IE}}$$

Avec:

n: nombre de poutres

bo: entre axes des poutres

L: portée des poutres

I_P: moment d'inertie d'une poutre

I_E: moment d'inertie de l'entretoise

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

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

r= 2,841 > 0,3 ⇒ la méthode de MASSONNET est applicable.

VII.3. PRINCIPE DE LA METHODE :

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

Cette méthode consiste pour chaque effort, à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour différentes excentricités de charges (e=b ; e=¾b ; e=½b ; e=¼b ; e=0) et pour les neuf sections de la largeur de dalle (y= ±b ; y=±¾b ; y=± ½ b ; y=± ¼b ; y=0)

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

VII.4.METHODOLOGIE

La répartition transversale des efforts faite par la méthode de Guyon-Massonnet est applicable sur un grillage des poutres.
Tout d'abord on calcul les deux paramètres essentiels pour cette méthode, paramètre d'entretoisement θ et Paramètre de torsion α, par la suite, on calcule les coefficients de répartition transversale (CRT) pour chaque poutre pour les différents cas de chargement.

VII.5.DETERMINATION DES PARAMETRE DE CALCUL

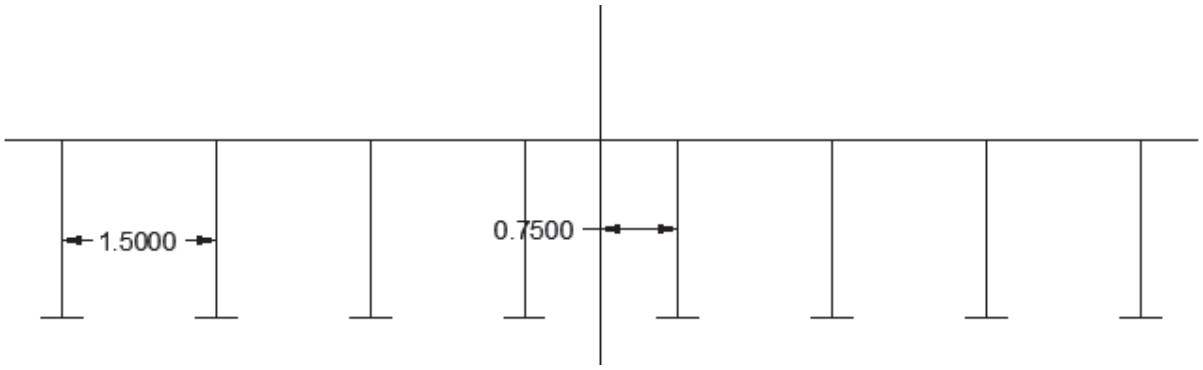


Figure VII. 1. Positions actives des poutres.

Largeur active (b) :

Le pont étant constitué de 8 poutres espacées de 1.5m entre axe des poutres donc la largeur active du pont

$$2*b=8*b_1 \quad \Rightarrow \mathbf{b= 6\ m}$$

Avec :

n : nombre de poutres.
b_1: l'entre axe des poutres.

- **Positon active des poutres :**

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

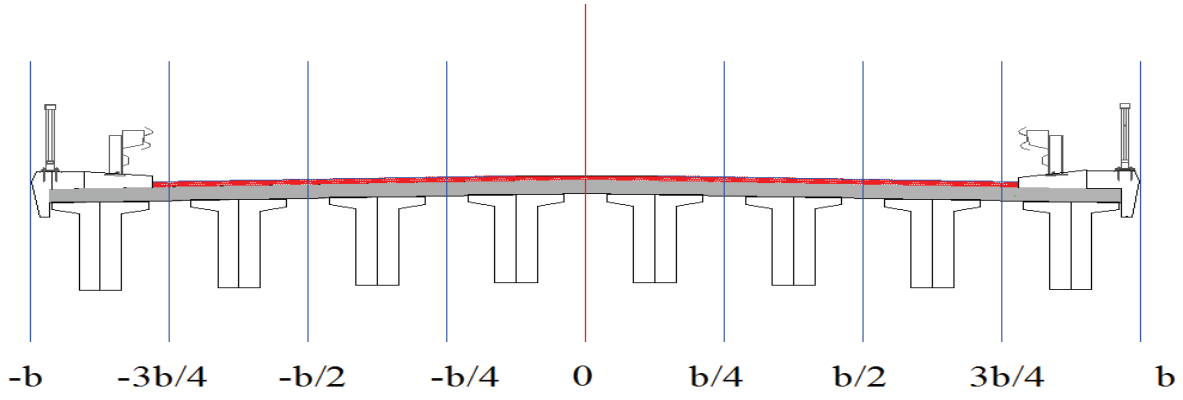


Figure VII. 2 . Disposition des poutres transversalement

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

poutre	P4	P3	P2	P1	axe de symétrie	P1	P2	P3	P4
position réelle	-5,25	-3,75	-2,25	-0,75	0	0,75	2,25	3,75	5,25
position active	-0,875b	-0,625b	-0,375b	-0,125b	0	0,125b	0,375b	0,625b	0,875b

Tableau VII. 1. Positions actives des poutres.

VII.5.1.DETERMINATION DES PARAMETRE α ET θ

Paramètre d'entretoisement

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

Paramètre de torsion

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

b : demi largeur de la dalle ;
L : portée de la travée ;
ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur ;
$\rho_e = \rho_D$: rigidité flexionnelle des entretoises (DALLE) par unité de longueur ;
γ_p rigidité tortionnelle des poutres par unité de largeur ;
$\gamma_e = \gamma_D$: rigidité tortionnelle des entretoises (la dalle) par unité de largeur ;
Avec :

$$\rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E \times I_P}{b_1}$$

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

b_1 : distance entre axe des poutres (b_1=1,50m) ;
l_1 : unité de largeur (on prend l_1=1m) ;

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

I_0 : Moment d'inertie de la section d'about avec hourdis ;
Im : Moment d'inertie de la section à mi- travée avec hourdis ;

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} \quad \gamma_D = \frac{C_D}{I_1}$$

Avec :

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

$$C_E = C_D = 2GI_E$$

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

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

Feuille de calcul

Rigidité flexionnelle des poutres

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

Avec : $Im = 0.4632 \; m^4$

$I_0 = 0.5398 \; m^4$

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

$I_P = 0.4747799 m^4$

$\rho_p = 0.3165199337E$

Rigidité flexionnelle de la dalle

$$I_D = \frac{l_1 d^3}{12} = \frac{100 \times 253}{12} = 0.0013020833 \text{ cm4}$$

Avec :
l_1: Distance entraxe des entretoises (on prend $l_1 = 100$ cm)
d : Epaisseur de la dalle (25 cm)

Donc : $\rho D = \frac{E \times I D}{l} = 0.00130208E$

Paramètre d'entretoisement

$b = 6 \, m$
$L = 34 \, m$

$$\theta = \frac{\mathbf{b}}{\mathbf{L}} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} = 0.70$$

Rigidité de la dalle

$$C_E = C_D = 2GI_D$$

Avec : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0,4167E$

$C_D = 0.001085156222E$

Rigidité de la dalle dans le sens longitudinal

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

$\gamma_D = 0.00108515622E$

Rigidité de la poutre

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

- Détermination des paramètres de la poutre équivalente :

Afin de simplifier les calculs, nous substituons la section réelle par une section équivalente.
La section réelle de la poutre est égale à 7008 cm²

$$d = \frac{\text{La section de la table de compression}}{\text{La largeur de la table de compression}} = 22.5 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{\text{La section du talon}}{\text{La largeur du talon}} = 35.9\text{cm}$$

h = 175 – d – d’ = 116.6 cm

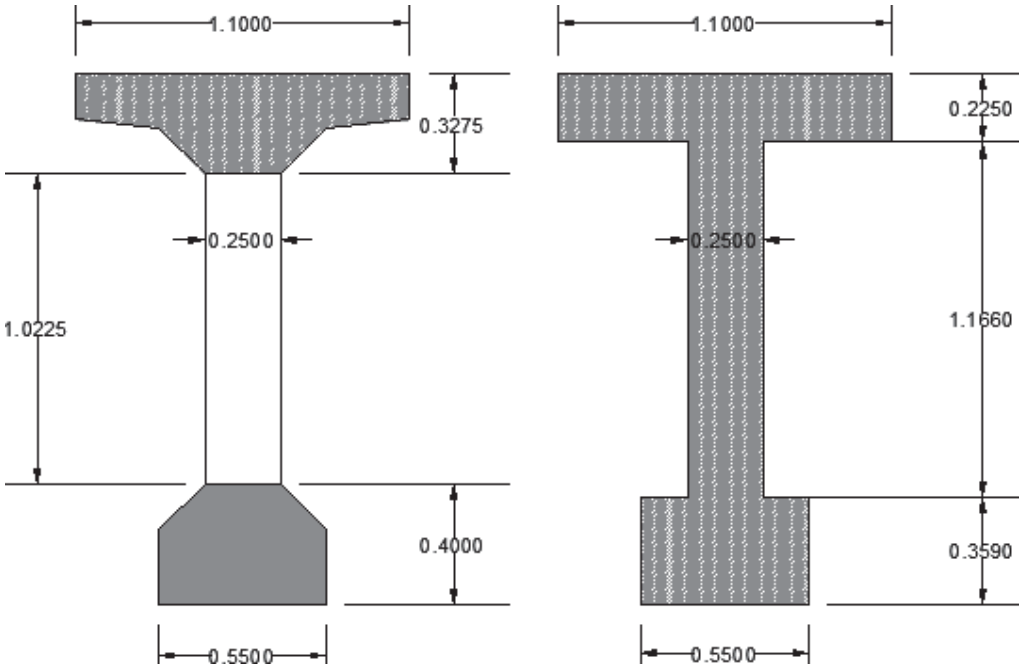


Figure VII. 3 . Section Equivalente

D’où :

$$Cp = \mathrm{G}/3 \times \frac{150\times 25_3}{2} + 55 \times 35.9_3 + 110 \times 22.5_3 + 116.6 \times 25_3 = 943335\mathrm{E}$$

$$Cp = 0.00943335\mathrm{E}$$

Rigidité de la poutre dans le sens longitudinal

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{943335}{150} = 628890$$

$\gamma_p = 0.00628890$ E

Paramètre d'entretoisement

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

$\alpha = 0.181$

θ	α
0.70	0.181

VII.5.2.CALCUL DU MOMENT FLECHISSANT LONGITUDINAL

VII.5.2.1.CALCUL DE K0, K1 ET k_α POUR θ=0,677:

Vu que la valeur de θ trouvée est de 0,70, nous n'aurons pas besoin d'interpoler entres les les tables de GUYON -MASSONNET donnant les valeurs de K0 et K1 pour la valeur de θ égale à 0,70,

Les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :

Pour α=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

Tableau VII. 2. Les valeurs de coefficient K0 pour θ=0,70

Pour α=1

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

Tableau VII. 3. Les valeurs de coefficient K1 pour θ=0,70

CALCUL DE COEFFICIENT DE REPARTITION DE MOMENT FLECHISSANT kα :

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

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^\beta \quad Si \quad 0.3 \le \theta \le 1$$

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

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

Pour notre cas on utilise la première formule

$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha_\beta$ on trouve : $K_\alpha = K_0 + 0.35\times (K_1 - K_0)$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

Kα									
Θ= 0.70	α=0.181								
e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
0,00000	0,2618	0,6463	1,0350	1,3818	1,5495	1,3818	1,0350	0,6463	0,2618
b/4	-0,0650	0,2779	0,6403	1,0238	1,3818	1,5784	0,8095	0,8313	0,8737
b/2	-0,2154	0,0347	0,3106	0,6403	1,0350	1,4595	1,7902	1,8799	1,8743
3b/4	-0,2778	-0,1356	0,0347	0,2779	0,6463	1,1813	1,8799	2,6422	3,3117
b	-0,3103	-0,2778	-0,2154	-0,0650	0,2618	0,8737	1,8743	3,3117	5,3684

Tableau VII. 4. Les valeurs de coefficient Kα pour θ=0,70

CALCUL DE « Kα » POUR CHACUNE DES POUTRES POUR θ=0,70

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

Θ= 0.70	α=0.181								
e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0,00000	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1	0,0984	0,4621	0,8376	1,2028	1,4656	1,4801	0,9222	0,7388	0,5678
Poutre2	-0,1402	0,1563	0,4754	0,8321	1,2084	1,5189	1,2998	1,3556	1,3740
Poutre3	-0,2466	-0,0505	0,1727	0,4591	0,8407	1,3204	1,8351	2,2610	2,5930
Poutre4	-0,2940	-0,2067	-0,0904	0,1064	0,4541	1,0275	1,8771	2,9769	4,3400

Tableau VII. 5. Les valeurs de coefficient Kα pour chaque poutre pour θ=0,70

VII.5.2.2.REPARTITION DE MOMENTS FLECHISSANT

On trace pour chaque poutre la ligne d'influence représentée par ces coefficients de répartition. L'ordonnée de chaque point du diagramme représente la valeur de K*α* pour cette

poutre quand une charge unitaire serait placée sur son abscisse.
Le coefficient Kα représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition équitable sur l'ensemble des poutres.

On distingue deux types de chargement :

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

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

Tel que :
n : nombre de charges.

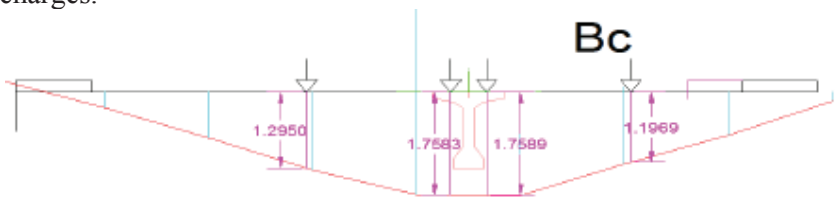


Figure VII. 4 . Calcul de Kα moy cas d'une surcharge concentré Bc

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

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

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

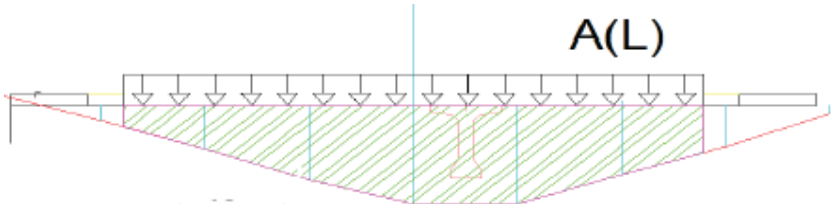


Figure VII. 5 . Calcul de Kα moy cas d'une charge répartie A(L)

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

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

Tableau VII. 6. Disposition des surcharges.

NB : les lignes d'influence de Kα pour chaque poutre sans présentées dans l'annexe

Moment due au poids propre pour les valeurs de x= 0.25L et x= 0.5L

Désignation	Pour x=0.5 L		Pour x=0.25 L	
	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)	M total (KN.m)	M/poutre (KN.m)
Poids Propre G	37483.3	4685.4125	28112.4	3514.05

Tableau VII. 7. Moment due au poids propre

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

VALEURS DE Kα moy POUR CHAQUE POUTRE

	poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4
	Kα moy	Kα moy	Kα moy	Kα moy
A(l)	1,0824	1,0151	0,9555	0,7933
St	0,363	0,4867	0,8343	1,3597
Bc	1,0669	0,8518	0,6215	0,3546
Bt	1,0225	0,7237	0,4194	0,13
Mc120	0,9652	0,6478	0,3445	0,062
D240	1,2676	0,9575	0,602	0,2494

Tableau VII. 8. Valeur de $K\alpha_{moy}$ pour chaque poutre.

VALEUR DES MOMENTS

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

$M_{réel} = M_0 * K\alpha_{moy}$

Surcharge		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	M0	Ka moy	Mréel	Ka moy	Mréel	Ka moy	Mréel	Ka moy	Mréel
A(l)	1366,62	1,0824	1479,23	1,0151	1387,26	0,9555	1305,81	0,7933	1084,14
St	43,56	0,363	15,81	0,4867	21,20	0,8343	36,34	1,3597	59,29
Bc	1113,66	1,0669	1188,16	0,8518	948,62	0,6215	692,14	0,3546	394,90
Bt	638,69	1,0225	653,06	0,7237	462,22	0,4194	267,87	0,13	83,03
Mc120	839,65	0,9652	810,43	0,6478	543,93	0,3445	289,26	0,062	52,06
D240	1310,39	1,2676	1661,05	0,9575	1254,7	0,602	788,85	0,2494	326,81

Tableau VII. 9. Moment de chaque poutre à L/4

COMBINAISON DES EFFORTS AUX ETATS LIMITENT

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

	combinaisons	poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4
ELS	G +1.2AL + ST	5073,95	5066,22	5017,60	4774,61
	G +1.2bc + ST	4856,61	4574,54	4281,91	3948,11
	G +1.2bt + ST	4214,48	3990,86	3772,78	3573,86
	G + Mc120	4225,43	3958,93	3704,26	3498,03
	G + D240	5163,72	4669,70	4203,85	3741,81
ELU	1.35G + 1.6 (Al1 + ST	6826,40	6817,53	6756,74	6438,85
	1.35G + 1.6 (bc1 + ST)	6536,61	6161,96	5775,82	5336,86
	1.35G + 1.6 (bt2 + ST)	5680,45	5383,72	5096,98	4837,86
	1.35G + 1.35Mc120	5704,33	5344,55	5000,75	4680,53
	1.35G + 1.35D240	6971,02	6304,09	5675,20	5051,45

Tableau VII. 10. Les combinaisons de charges

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

Surcharge		Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	M0	Ka moy	Mréel	Ka moy	Mréel	Ka moy	Mréel	Ka moy	Mréel
A(l)	1822,16	1,0824	1972,31	1,0151	1849,67	0,9555	1741,07	0,7933	1445,52
St	58,08	0,363	21,08	0,4867	28,27	0,8343	48,46	1,3597	78,97
Bc	1421,58	1,0669	1516,68	0,8518	1210,90	0,6215	883,51	0,3546	504,09
Bt	887,14	1,0225	907,10	0,7237	642,02	0,4194	372,07	0,13	115,33
Mc120	1173,63	0,9652	1132,79	0,6478	760,28	0,3445	404,32	0,062	72,77
D240	1871,53	1,2676	2372,35	0,9575	1791,99	0,602	1126,66	0,2494	466,76

Tableau VII. 11. Moment de chaque poutre à L/2

COMBINAISON DES EFFORTS AUX ETATS LIMITENT

	combinaisons	poutre 1	poutre 2	poutre 3	poutre 4
ELS	G +1.2AL + ST	6898,36	6888,03	6823,16	6499,01
	G +1.2bc + ST	6526,52	6166,76	5794,08	5369,30
	G +1.2bt + ST	5795,02	5484,11	5180,35	4902,78
	G + Mc120	5818,20	5445,69	5089,73	4758,18
	G + D240	7182,97	6477,40	5812,07	5152,17
ELU	1.35G + 1.6 (Al1 + ST	9281,49	9269,66	9188,56	8764,49
	1.35G + 1.6 (bc1 + ST)	8785,73	8307,98	7816,46	7258,21
	1.35G + 1.6 (bt2 + ST)	7810,40	7397,77	6998,14	6636,19
	1.35G + 1.35Mc120	7854,57	7351,68	6871,13	6423,54
	1.35G + 1.35D240	9697,01	8744,49	7846,30	6955,43

Tableau VII. 12. Les combinaisons de charges

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

VII.6.MODELISATION NUMERIQUE

VII.6.1.INTRODUCTION

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

VII.6.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE

VII.6.2.1.MODELE STRUCTUREL

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

Pour l'analyse du tablier dans la direction longitudinale, on a utilisé un modèle de grille constitue par 8 poutres de 35 m de longueur également distribuée, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarisées transversalement par une dalle de 25 cm d'épaisseur.

Rappelons que l'ouvrage est composé de 3 travées, identiques et indépendantes, que nous a conduit à modéliser une seule travée pour évaluer les efforts.

VII.6.2.2.LES ETAPES DE MODELISATION

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

1. La déclaration des lignes de construction ;
2. La déclaration des noeuds ;
3. Relier les noeuds par des éléments rectilignes (Barre) ;
4. Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Béton) ;
5. Définition et affectation des différentes sections ;
6. Définition et affectation des différentes charges et surcharges ;
7. Définition des différentes combinaisons de charges ;
8. Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure ;
9. Analyse sous les différentes combinaisons de charges ;
10. L'exploitation des résultats obtenus

VII.6.2.3. MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Pour l'analyse globale de la structure on a réalisé un modèle FEM qui représente une

seule travée, c'est à dire qu'on a modélisé les éléments du pont (Poutres, dalles). Le modèle FEM représente les éléments structurels ci-après

LES POUTRES

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

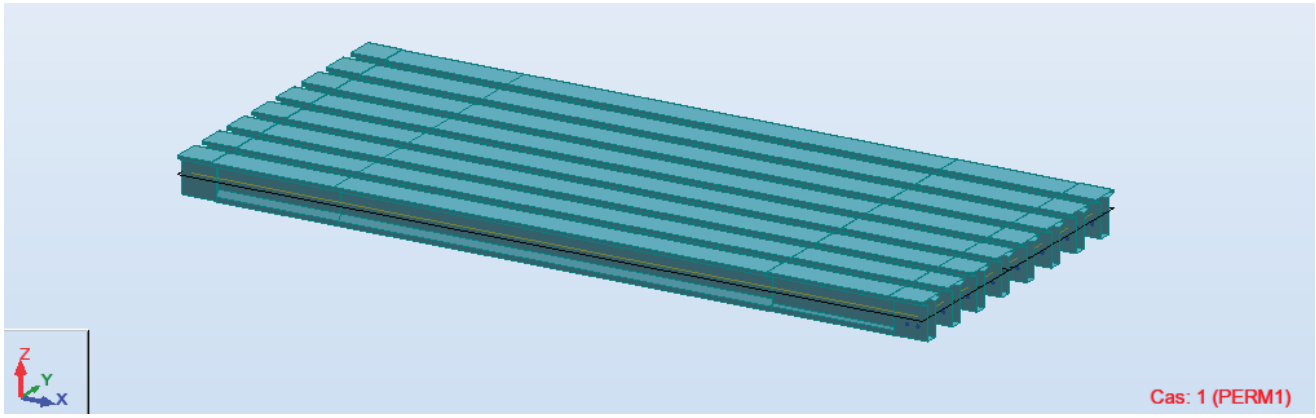


Figure VII. 6 . Modélisation des poutres.

La dalle :

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

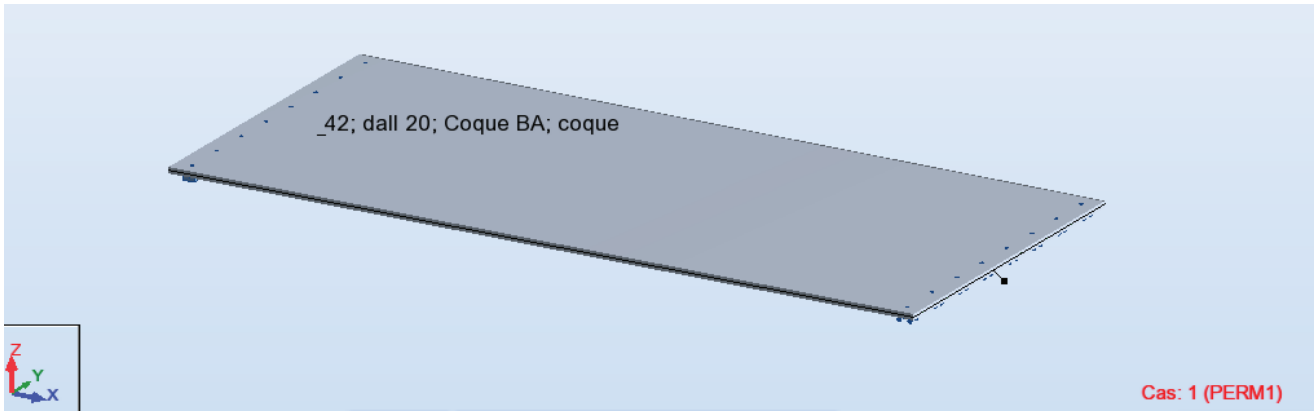


Figure VII. 7. Modélisation de la dalle.

LES APPUIS

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

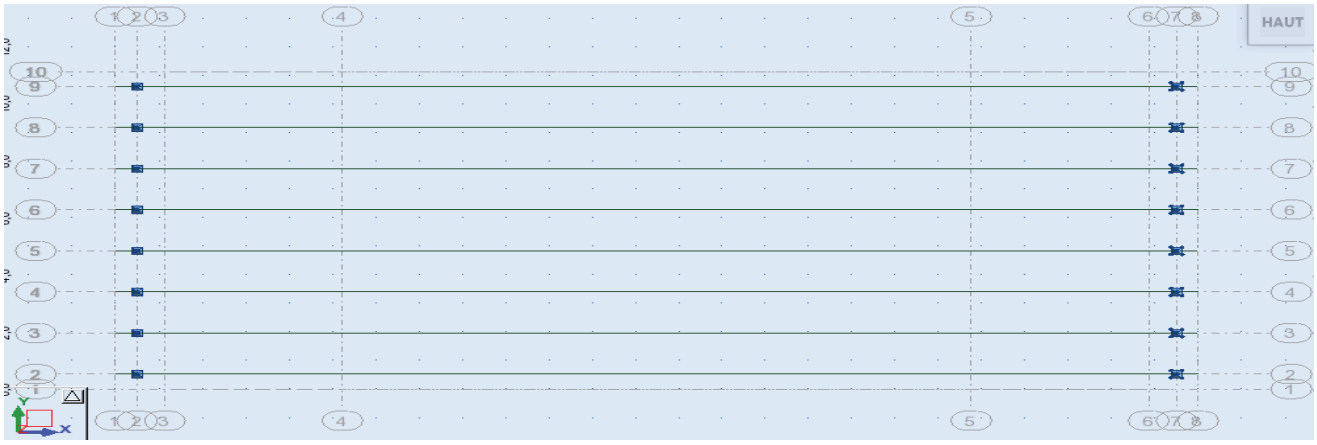


Figure VII. 8. Modélisation des appuis.

On a utilisé deux types d'appuis :
- Appuis simples ;
- Appuis double.

VII.6.3. MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

VII.6.3.1. DEFINITION DES CHARGES

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :
- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques (A(l), St) soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont définies dans le tableau suivant :

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

Tableau VII. 13. Définition des charges et surcharges.

VII.6.3.2.AFFECTATION DES CHARGES

CHARGES PERMANENTES

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel.
Les autres charges permanentes « compléments de charges » sont appliquées comme suit :

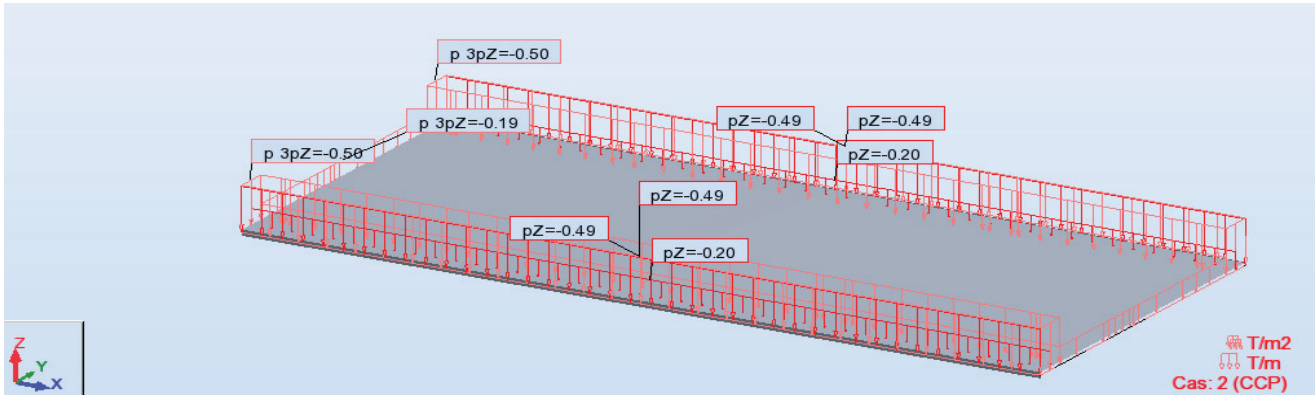


Figure VII. 9. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

SURCHARGES A(l)

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

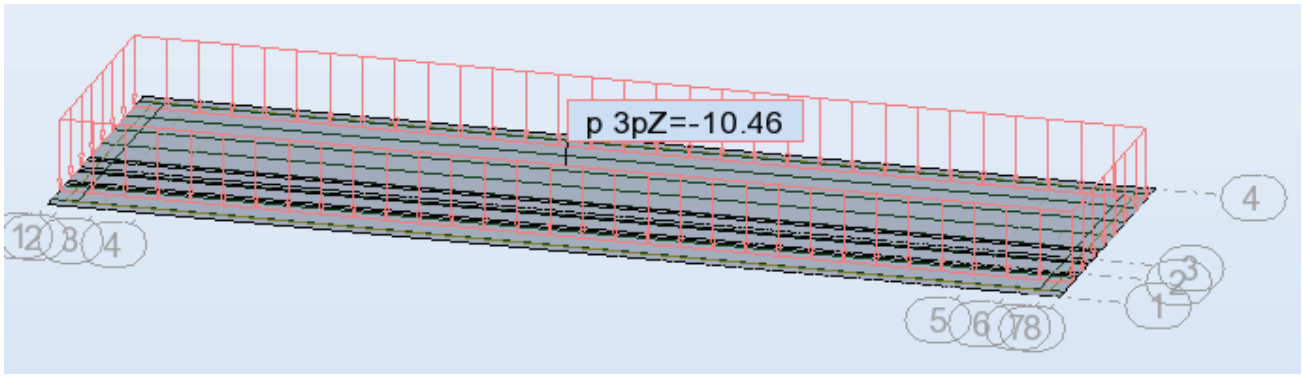


Figure VII. 10. Affectations des charges type A.

SURCHARGES St

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

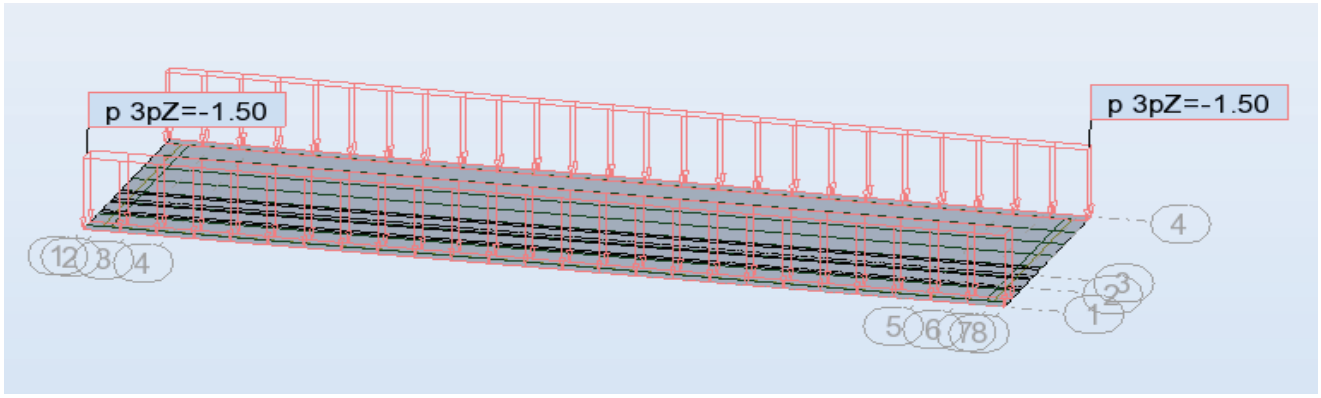


Figure VII. 11. Affectations des surcharges St.

LES CHARGES MOBILES

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

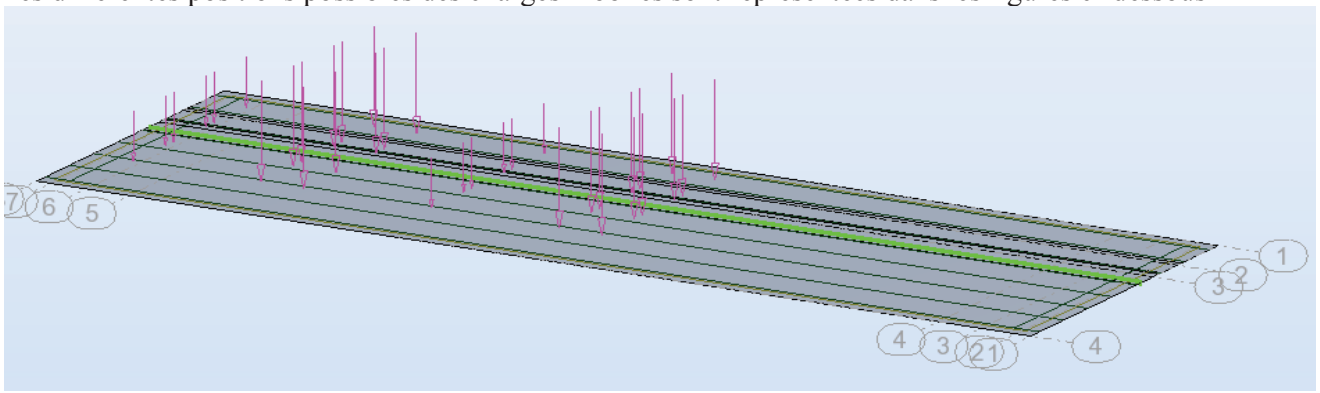


Figure VII. 12. Affectations des charges type Bc.

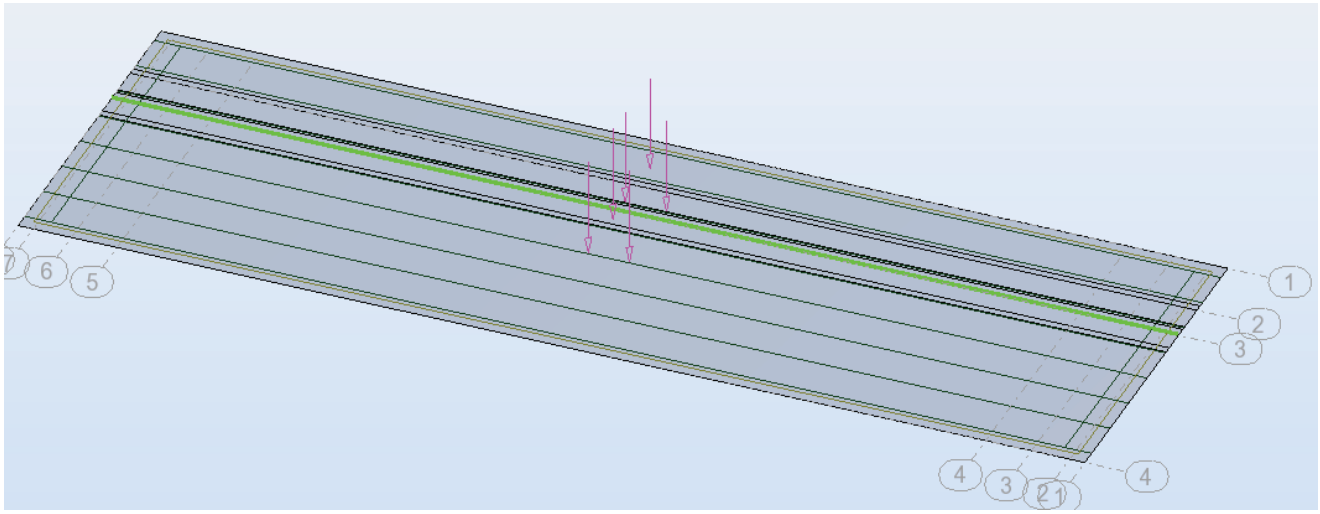


Figure VII. 13. Affectations des charges type Bt.

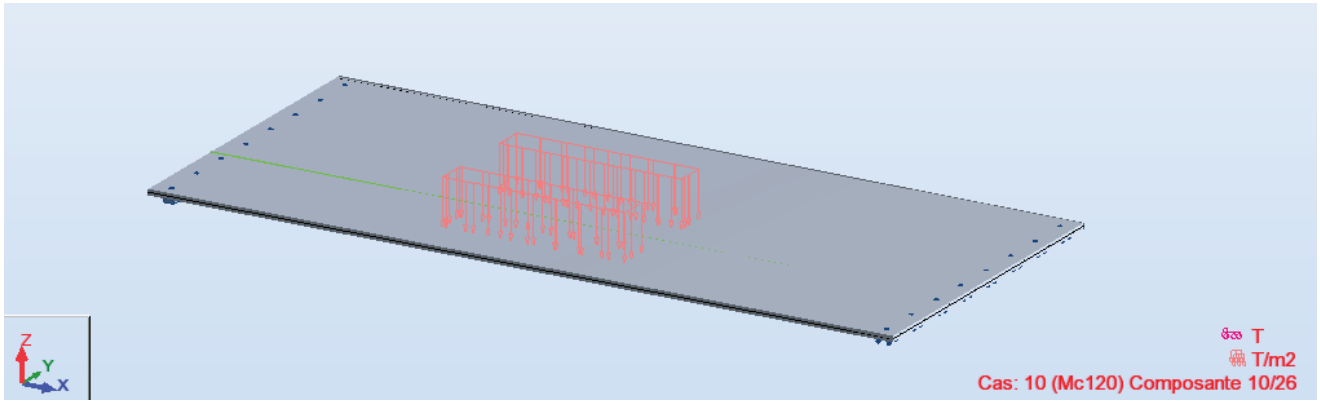


Figure VII. 14. Affectations des charges type Mc120

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

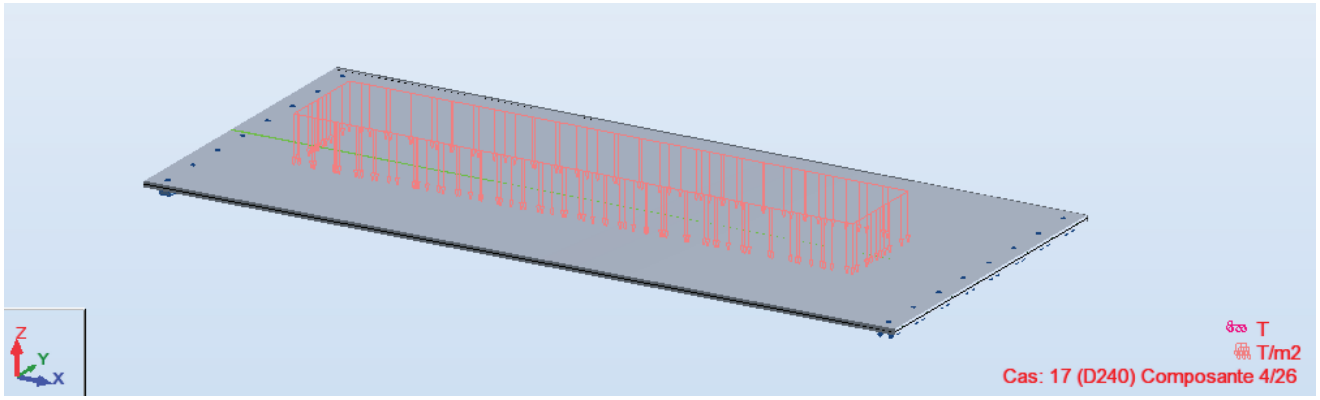


Figure VII. 15. Affectations des charges type D240.

VII.6.4.RESULTATS

➢ Tableaux récapitulatifs des valeurs maximales obtenues par le calcul numérique

chargement	Moment KN.m	effort tranchant KN	Réactions KN
poids propre	3805.98	474.02	530.86
Ccp	930.43	163.49	203.99
charge permanente	4736.41	637.51	734.85
St	77.48	15.73	20.20
Al3	1791.08	228.95	259.34
Bc3	1461.25	120.15	236.58
bt2	1201.68	110.35	81.87
MC120	1719.46	170.09	149.40
D240	1916.75	168.09	558.77

Tableau VII. 14. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT

Après toute combinaison faite :

Combinaison	Moment KN.m	Effort tranchant KN	Réactions KN
ELS : G + 1.2 (Al + St)	6471.69	805.21	899.11
ELS : G + 1.2 (Bt + St)	5972.97	396.08	918.14
ELS : G + 1.2 (Bc + St)	6550.36	864.22	1001.04
ELS : G + Mc120	6263.67	836.31	979.67
ELS : G + D240	6763.37	960.56	1151.00
ELU : 1.35G + 1.6 (Al + St)	8798.15	1094.45	1221.92
ELU : 1.35G+1.6 (Bt + St))	8118.37	1082.12	1248.40
ELU : 1.35G+1.6 (Bc + St))	8912.29	1175.80	1362.39
ELU : 1.35 (G+Mc120)	8455.96	1129.02	1321.72
ELU : 1.35 (G+D240)	9130.55	1296.76	1553.86

Tableau VII. 15. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique

➢ Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures Suivantes

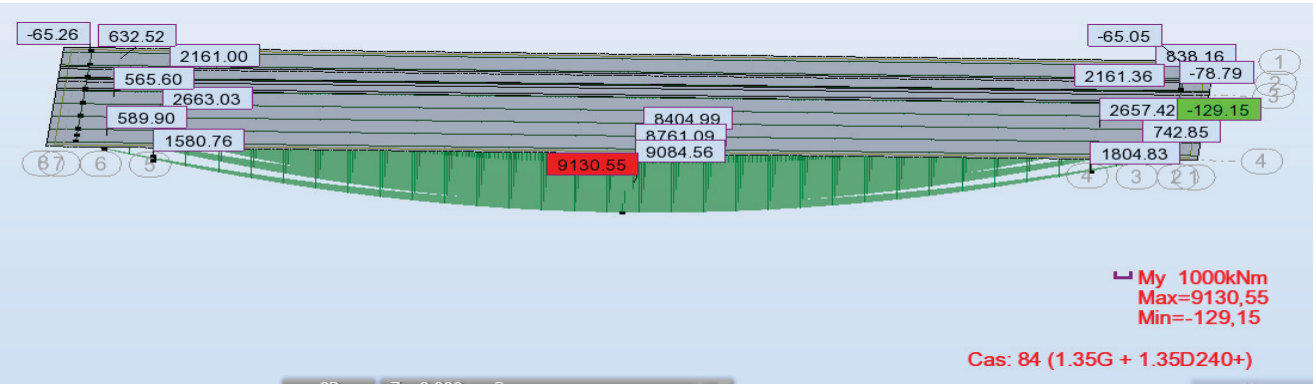


Figure VII. 16. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT

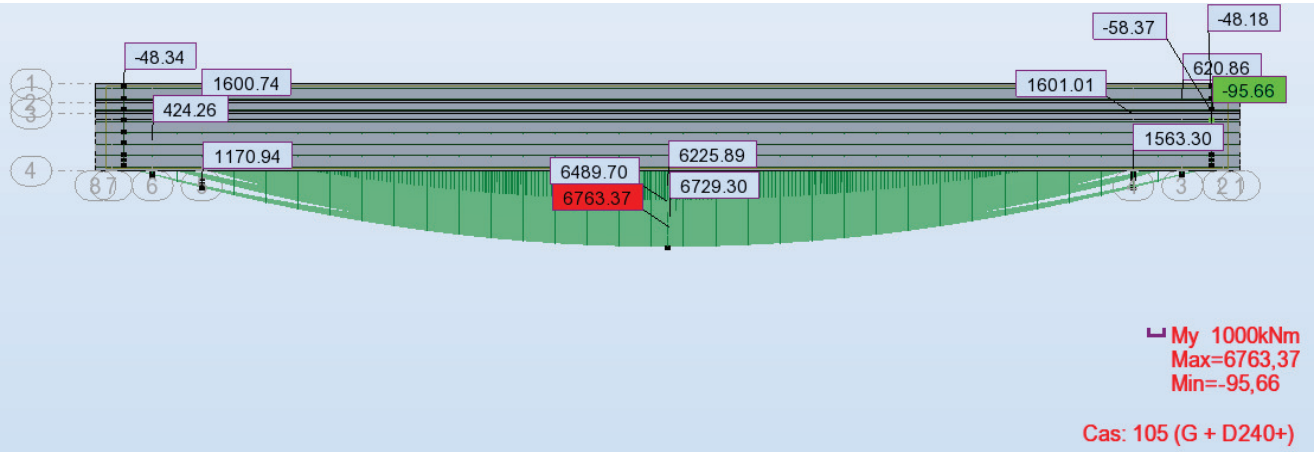


Figure VII. 17. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT

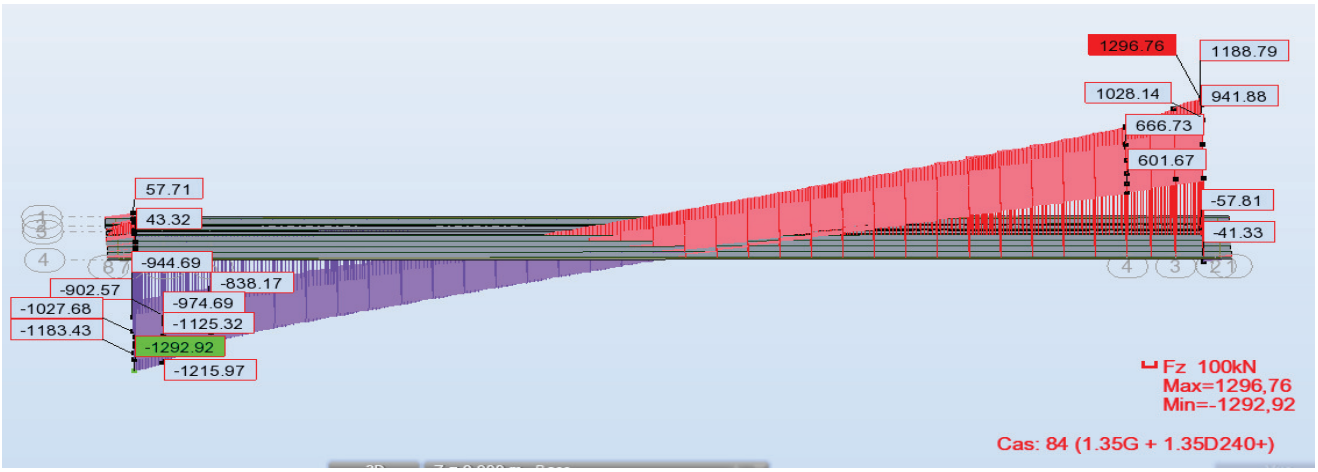


Figure VII. 18. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT

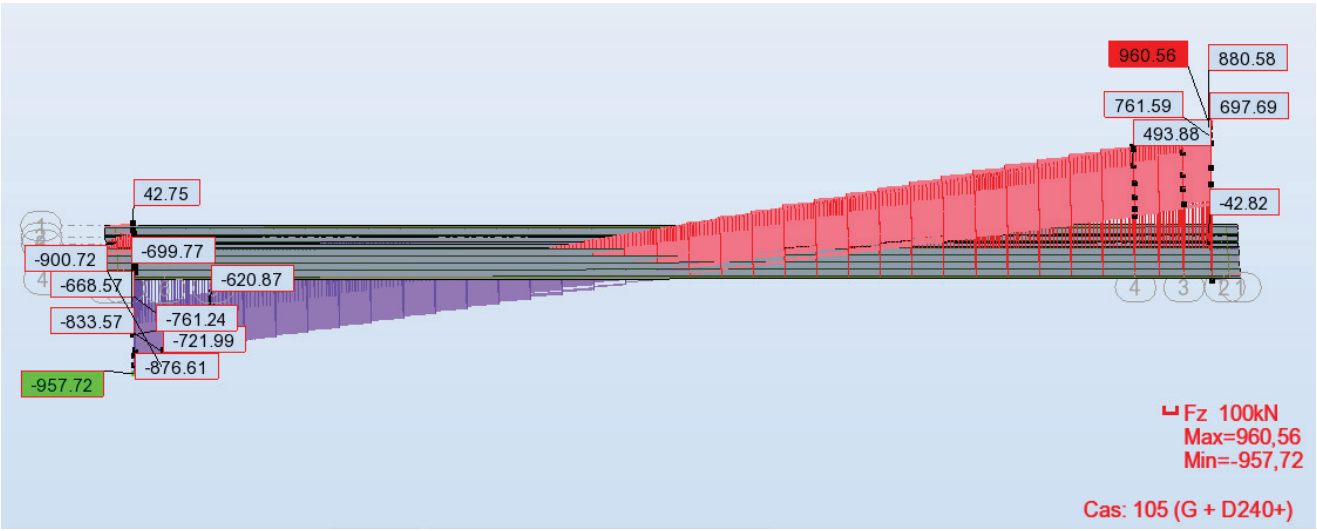


Figure VII. 19. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT

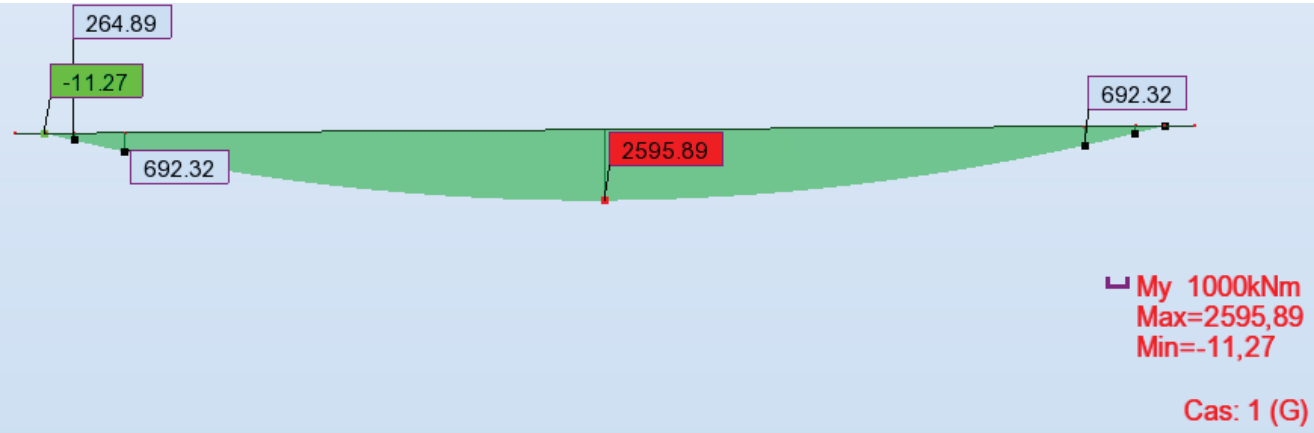


Figure VII. 20. Moment max de la poutre seule.

VII.7. CONCLUSION

Après avoir fait l'étude transversale et longitudinale nous concluons que la poutre 4 est défavorable, son moment nous permettra de ferrailler nos poutres convenablement.

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

Chapitre VIII :
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET DES DFORMATIONS

VIII.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE ET DES DFORMATIONS:

VIII.1.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE:

VIII.1.1.INTRODEUCTION:

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

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

VIII.1.2.DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE:

VIII.1.2.1.CARACTERISTIQUES ET DONNEES:

Les caractéristiques pris en considération sont notés comme suit :

Données

Cable	T15		**H (P)**	**1,75**	**m**
Nbr Toron	12		**H(P+D)**	**2**	**m**
Ap 1 Toron	140	mm²	**Lpoutre**	**35**	**m**
Ap 1Toron (m²)	0,0001	m²	**L porté**	**34**	**m**
Ap (mm²) =	0,0017	m²	**N poutres**	**8**	
f_{prg} =	1770	MPa	**Edalle**	**0,25**	**m**
F_{p0}=	196,2	kn	**Ec**	**0,03**	**m**
f_{peg} =	1593	MPa	**λ =**	**1,5**	**m**
D gaine =	0,08	m	**LT.cm =**	**1,1**	**m**
f =	0,18	(rd^{-1})	**bAbout =**	**0,55**	**m**
φ =	0,002	(m^{-1})			
g =	6	mm			
μ_0=	0,43				
ρ_{1000h}=	2,5				
Ep =	190000	MPa			
fe	500	MPa			
sigma S	434,783	MPa			

POUR LES MOMENTS:

- Moment due à la surcharge G+D240 à l'ELS = Mmax
- Moment due aux charges permanentes = Mmin
- ΔM = Mmax – Mmin

Moments fléchissants			
Mmax (MN.m)	**Mmin (M.m)**	**ΔM**	**Mp: Moment de la poutre seule (MN.m)**
6.76	4.65	2.11	2.59
Efforts tranchants MN			
Vmax (G + D240)		**V min (G)**	
0.96		0.6	

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

- **POUR LA POUTRE:**

	About		Médiane	
	Poutre seul	**Poutre+ dalle**	**Poutre seul**	**Poutre+ dalle**
B (m^2)	1,05	1,42	0,7008	1,0758
u' (m)	0,94	1,18	0,9587	1,2781
u (m)	0,81	0,82	0,7913	0,7219
I_G (m^4)	0,30	0,54	0,2561	0,4632
i^2 (m^2)	0,29	0,38	0,37	0,43
ρ	0,38	0,39	0,48	0,47

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

POUR LES CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II :

D'après le BPEL 91:

	Contraintes admissibles du béton.	
	A vide	**En service**
En compression	σcs= 0,6 fc28 =21 MPa	σci= 0,5 fc28 = 17,5 MPa
En traction	σts= - 1,5 ft28 = -4,05 MPa	σti= - ft28 = -2,7 MPa

Tableau VIII. 3. Contraintes admissibles

VIII.1.2.2.FORCE ET EXCENTRICITEDE LA PRECONTRAINTE:

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

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

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

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

- Section sous critique:

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$

- Section sur critique:

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$$

On aura :

P_I	-1,17	MN
P_{II}	4,09	MN

➔ Pmin = 4.09 MN

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

VIII.1.2.3.CALCUL DU NOMBRE DE CABLE:

- **A MI TRAVEE**

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

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

$$P_0 = \min \{(0{,}8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0{,}9 \times f_{peg} \times A_p)\}$$

➔ P0 = 2.38 MN

Nous estimons les pertes de précontrainte total à 25 % de P0 donc :

$$n \geq \frac{P_{MIN}}{P_0}$$

➔ n > 4.09/2.38*0.75 ➔ n >2.29 donc :

n =	**3**	Cables

- **A L'ABOUT**

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mitravée. Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle.

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

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

On trouve :

$\begin{cases} P < 7.19 \\ P < 13.14 \end{cases}$ donc : $\begin{cases} n < 3.02 \\ n < 5.52 \end{cases}$ alors : n = 3 câbles

VIII.1.2.4.VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES:

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mitravée.

On vérifie les contraintes normales par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \dfrac{P}{B_n} + \dfrac{v}{I_n}(Pe_0 + Mg) \geq -1{,}5\, f_{tj} = \overline{\sigma}_{bt} & = 4.05 \text{ MPA} \\ \sigma_{inf} = \dfrac{P}{B_n} - \dfrac{v'}{I_n}(Pe_0 + Mg) \leq 0{,}6\, f_{cj} = \overline{\sigma}_{bc} & = 21 \text{ MPA} \end{cases}$$

➢ VERIFICATION DES CONTRAINTES A COURTE TERMES:

➢ PREMIERE ETAPE

- Après le septième (7) jour, la mise en tension est 50 %.

- Les pertes considérées sont de 10 %.

f_{c7} =	23,18	MPa
f_{t7} =	1,99	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,39	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2,99	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$:	13,91	MPa
ΔP =	10	%
n cable	3	

➢ DEUXIEME ETAPE:

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours.

- Les pertes considérées sont de 10 %

f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$:	21,00	MPa
ΔP =	10	%
n cable	3	

➢ VERIFICATION DES CONTRAINTES A LONG TERMES:

➢ TROISIEME ETAPE:

- La mise en tension des cables est après coulage de la dalle

- Les pertes considérées sont de 15

f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,89	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$:	21,00	MPa
ΔP =	15	%
n cable	3	

➢ QUATRIEME ETAPE :

- En service

- Les pertes considérées sont de 25

f_{c28} =	35,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2,70	MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4,05	MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$:	21,00	MPa
ΔP =	25	%
n cable	3	

➢ Le tableau suivant récapitule les vérifications faites pour chaque phase :

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,76	2,59	3,21	5,06	4,01	C.V
Phase 2	0,76	2,59	6,42	2,11	17,71	C.V
Phase 3	1,08	4,65	6,07	2,69	10,85	C.V
Phase 4	1,08	6,76	5,35	6,52	2,25	C.V

Tableau VIII. 4. Effet de la précontrainte dans les 4 phases

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I}$$

Ig (m^4)	B (m^2)	v (m)	v' (m)
0,2561	0,7008	0,7913	0,9587
0,2561	0,7008	0,7913	0,9587
0,4632	1,0758	0,7219	1,2781
0,4632	1,0758	0,7219	1,2781

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

VIII.1.3.DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES:

SECTION D'ABOUT:

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about. En prenant un espacement de 0,50 m entre 2 plaques d'encrages successifs à l'about.

$\sum M/O = 0 \Rightarrow 2P.\ V' = d1P + P(d1 + B) + p(d1+2B)$

Avec B= 0.32 m et V'= 0,94 m

On aura d1= (2V'-B)/2 et d2= d1+ B

⇒ d1=0.69 m et d2=1.01 m et d3 = 1.33 m

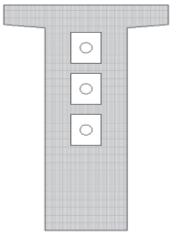


Figure VIII. 1. Section d'about

SECTION MEDIANE

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

- Diamètre de la gaine Ø =8cm

- Distance des câbles aux parements de la poutre c :

c > Ø =8 cm, on prend c= 10 cm

Espacement vertical ev : ev > Ø. On prend ev = 15 cm

Avec c+ ev < 35 cm

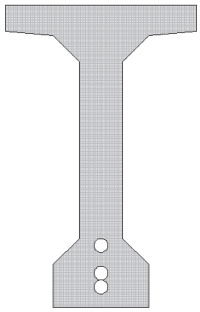


Figure VIII. 2. section médiane

TRACE DES CABLES:

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

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

- La précontrainte P(x) est admise constante sur le tronçon considéré « P(x) = P0 =constante ».

- L'inclinaison α(x) des câbles de précontrainte par rapport à l'axe X (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

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

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

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

Pour le câble n° 3 $Y=e.X^2+f$; $tg\alpha = Y' = 2.e.X$

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

➢ **Pour le câble n° 1** :

X=0 ⇒ Y=c=0,78

X=17.5 ⇒ Y=0.12

= a*(17.5)²+0,78

⇒ a= -0,0022

D'où Y= -0,0022. X²+0,78

Y'= = 0.0044 X

X	Y	$tg\alpha$	α(deg)
0	0,78	0	0
1	0,7778	0.0044	0.252
5	0.725	0.022	1.260
10	0.56	0.044	2.519
15	0.285	0.066	3.776
17.5	0.10625	0.077	4.403

Tableau VIII. 5. Caractéristiques géométriques du câble°1 sur différents points

➢ **Pour le cable n° 2 :**

X=0 ⇒ Y=d=1.1

X=17.5 ⇒ Y=0,2

= b*(17.5)²+1.1

⇒ b= -0.0029

D'où Y= -0.0029. X²+1.1

Y'= = 0.0058X

X	Y	$tg\alpha$	α(deg)
0	1.1	0	0
1	1.097	0.0058	0.332
5	1.027	0.029	1.661
10	0.810	0.058	3.319
15	0.447	0.087	4.972
17.5	0.211	0.1015	5.795

Tableau VIII. 6. Caractéristiques géométriques du câble°2 sur différents points

➢ **Pour le cable n° 3:**

X=0 ⇒ Y=f=1.42

X=17.5 ⇒ Y=0.36

= e*(17.5)²+1.42

⇒e = -0.0034

D'où Y= -0,0034. X²+1.42

Y'= = 0.0068 X

X	Y	$tg\alpha$	α(deg)
0	1.42	0	0
1	1.416	0.0068	0.389
5	1.335	0.0034	1.947
10	1.08	0.068	3.890
15	0.665	0.102	5.824
17.5	0.414	0.119	6.786

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

Tracé des câbles :

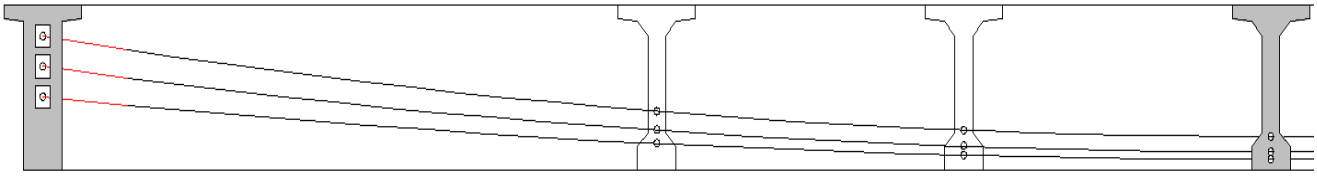


Figure VIII. 3. tracé des câbles de la précontrainte

LA VERIFICATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE SELON LE BPEL

L'angle de relevage du câble moyen α au niveau de l'appui donné par la formule suivante:

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

Telle que :

P : Effort de précontrainte

VM : L'effort tranchant le plus défavorable

Vm : L'effort tranchant sous poids propre

V: Effort tranchant limite supportée par la section d'about :

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$$

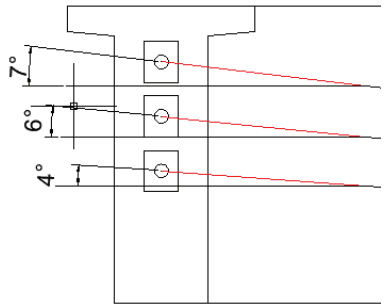


Figure VIII. 4. L'angle de relevage

Avec :

h : hauteur de la poutre et l'hourdis

bn : largeur nette = b0 - m $K\phi$

m = 1 : nombre de gaines par lit ;

K=0,5 pour des gaines injectées au coulis de ciment :

τ: Contrainte tangentielle limité en état limite de service.

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

σ x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre :

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

- L'angle de relevage est applique sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m partir de son ancrage

Les résultats sont représentés dans le Tableau suivant:

bn =	0,47	m	L Cable =	35	m
Bn =	1,40	m2	L rel =	1	m
P =	5,35	MN	l pb =	33	m
σ_x =	3,81	MPa			
$\bar{\tau}$ =	2,65	MPa			
$\bar{V}$:	1,99	MPa			

Donc on trouve : **$-11.14 \leq \alpha \leq 28.99$**

- À partir d'Autocad on peut déterminer l'angle de relevage pour chaque câble

Le tableau récapitulatif est le suivant :

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	1	17,5			
C1	33	4,17	0,78	0,71	0,12	0,59	231,86	0,071
C2	33	5,69	1,1	1,00	0,2	0,80	170,08	0,097
C3	33	6,69	1,42	1,30	0,36	0,94	144,40	0,114

Tableau VIII. 8. Les trajectoires des câbles.

VIII.1.5.CALCUL DES PERTES :

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

Les pertes instantanées : Se produisent dans un temps relativement court, Elles sont dues :

-Au frottement ;

-Au recul à l'ancrage ;

-Au raccourcissement instantané du béton.

Les pertes différées : Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

-Au retrait du béton ;

-Au fluage ;

-A la relaxation des aciers.

VIII.1.5.1.LES PERTES INSTANTANEES:

- **PERTES PAR FROTTEMENT:**

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

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times \left(1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]}\right)$$

σ p : Tension à l'origine. σp0 =P0/Ap= 1416 MPa

f : Coefficient de frottement en courbe et vaut 0,18 rad-1

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

α(x) = α(x)– α(0) α(x) : Angle du câble à une distance (x) ; α(0) : Angle du câble à x = 0

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur. φ= 0,002 m-1

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

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	17,5	0,071	0,048	66,11	71,67	0,0506
C2	17,5	0,097	0,052	72,37		
C3	17,5	0,114	0,056	76,54		

Tableau VIII. 9. PERTES PAR FROTTEMENT

➢ PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE:

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

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d - x) \text{ , avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

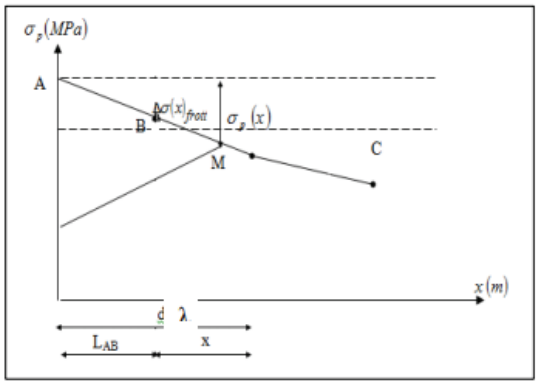


Figure VIII. 5. Schéma descriptif sur les pertes

Avec :

Δσrec : Les pertes max
Δσ'rec : Les pertes en différentes sections
σ0 : tension sous vérin.

k : La courbe totale. k = f.α L + Φ
L : Longueur de câble (calculée par AUTOCAD).
d : la longueur d'influence. λ=√ $gxEp\ \sigma 0x\psi$
*E*p : module d'élasticité d'acier. *E*p=1,9 .105 MPa
Les résultats sont représentées dans les tableaux suivant :

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
C1	17,5	0,0027	17,17	**0**	**132,82 (MPa)**
C2	17,5	0,0030	16,39	**0**	**139,13 (MPa)**
C3	17,5	0,0032	15,92	**0**	**143,19 (MPa)**

Tableau VIII. 10. PERTES DUES AU RECUL D'ANCRAGE

➢ Pertes par déformation instantanée du béton :

Le fait de tirer les câbles un par un entraine une perte de tension dite par raccourcissement élastique du béton, le câble n+1 fera perdre de la tension au câble n, ceci étant dû à la non simultanéité des mises en tension.

- Les pertes dues au raccourcissement du béton sont calculées par les formules suivantes :

$$\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{E_P}{E_{ij}}\sigma_{bi} \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

Δσbi : Contrainte de compression sous l'action des charges à la mise en tension au niveau du câble moyen

Ep : Module de Young instantané des aciers de précontrainte Ep= 190000 MPa ;

Eij : Module de Young longitudinale instantanée du béton au jour j.

Les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :

n cable =	3				
Mg =	2,59	MN	**IGnette =**	0,25	m⁴
Eij =	35981,73	MPa	**σbi =**	16,88	MPa
e =	0,73	m	**σe =**	**44,58**	**MPa**
Bnette =	0,69	m²	**σe =**	**0,0315**	**%**

Tableau VIII. 10. Pertes par déformation instantanée du béton

VIII.1.5.2.PERTES DIFFEREES :

➢ PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON

Les pertes dues au retrait du béton sont calculées par la formule suivante :

$$(\Delta\sigma_p)_r = \varepsilon_r [1 - r(j)] E_p \quad [Mpa] \qquad \text{Ou} \qquad \Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$$

Avec :

εr : Le retrait total du béton

$$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$$

r (j) : Fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps

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

j : Age du béton à la date de la mise en tension

rm : Le rayon moyen en (cm)

Les résultats du calcul des pertes par retrait du béton sont comme suit :

Δσr =	**38,00**	**MPa**
Δσr =	**0,0268**	**%**

Tableau VIII. 11. PERTES DUES AU RETRAIT DU BETON

➢ PERTES PAR RELAXATION DES ARMATURES :

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

La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

Avec :
$\mu = \sigma_{p_i}(x)/f_{prg} = (\sigma p_0 - \Delta\sigma_{inst})/f_{prg}$
$\mu_0 = 0{,}43$
$\rho_{1000} = 2{,}5\%$
$f_{prg} = 1860$ MPa

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$\Delta\sigma_{fl}$ =		59,33	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$ =		0,0419	%

Tableau VIII. 12. PERTES PAR RELAXATION DES ARMATURES

➢ PERTES PAR FLUAGE :

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

$$\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\,\sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

σ_b: Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen, elle est fonction des charges permanentes et de la précontrainte.

j : Age du béton à la date de la mise en tension (28ème jour)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

M_p =	4,65	MN.m
Inette	0,4461	m4
B nette =	1,0607	m
v'nette=	1,293	m
e_0 =	1,05	m
P=	6,55	MN

σ_b =	11,45	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$ =	151,15	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$ =	0,1067	%

Tableau VIII. 13. PERTES PAR FLUAGE

- Donc à partir de cette formule on peut estimer la valeur totale des pertes :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}$$

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	116,25	8,21
$\Delta\sigma_{Diff}$	238,59	16,85
$\Delta\sigma_{\infty}$ =	354,85	**25,06**

Tableau VIII. 14. PERTES TOTALE

VIII.1.6.VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

➢ CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET HOMOGENES:

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

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00	1,75	2,00
B_{nette} (m^2)	1,03	1,40	0,686	1,060	0,686	1,060	0,69	1,06
v_n (m)	0,810	0,811	0,780	0,710	0,777	0,708	0,775	0,707
v'_n (m)	0,940	1,189	0,970	1,290	0,974	1,292	0,975	1,293
I_{nG} (m^4)	0,296	0,539	0,252	0,450	0,249	0,448	0,248	0,446
ρ (%)	37,56	39,76	48,54	46,35	48,02	46,20	47,80	46,00

Tableau VIII. 14. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET HOMOGENES

- Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est à-dire vérifié le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicité (à mi- travée).

Effort de précontrainte :

Selon le BPEL :

P1 (x, t) = 1.02 P0 – 0.80 ΔP (x, t)

P2 (x, t) = 0.98 P0 – 1.20 ΔP (x, t) Avec: P0 = 2.38 MN

➢ Les resultats pour chaque phase sont donnés dans le tableau suivant :

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	$d_{x=0}$	$d_{x=L/4}$	$d_{x=3L/8}$	$d_{x=L/2}$
Phase 1	3	50	4,10	3,52	3,32	1,10	0,45	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8,21	6,81	6,29	1,10	0,45	0,29	0,23
Phase 3	3	100	16,63	6,33	5,57	1,10	0,45	0,29	0,23
Phase 4	3	100	25,06	5,85	4,85	1,10	0,45	0,29	0,23

Tableau VIII. 14. Effort de précontrainte

VIII.1.6.1.VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes que celles subits par l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contrainte en 5° phase durant lequel se fait la réalisation de l'ouvrage .On vérifie que la contrainte normale $\sigma(y)$ est comprise entre les contraintes limites σ_{bc} et σ_{bt}

$$\overline{\sigma}_{bt} \le \sigma(y) \le \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

Avec :

Phase 1 : Au 7ème jour
La poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50% de P_0 et consomment 50% des pertes instantanées.

$$\Delta\sigma_{inst} = (\Delta\sigma p)_f + (\Delta\sigma p)_g + (\Delta\sigma) rac_{1/1}$$

Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

$$\sigma_1(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_0 + M^P}{I_n} . y$$

Phase 2 : Au 28ème jour
Les câbles sont tirés à 100% de P_0, ils consomment 100% des pertes instantanées.
Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes

$$\sigma_2(y) = \sigma_1(y) + \Delta\sigma_2(y)$$

$$\Delta\sigma_2(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1}{I_n} . y$$

Phase 3 : Au 35ème jour
On coule la dalle, les câbles vont consommer en plus des pertes instantanées $r(j)$% des pertes différées.
j : étant le nombre de jours entre la mise en tension à 100% et cette phase

$$\Delta\sigma_d = r(35-28)\% \, \Delta\sigma_d^T$$

Section résistante : poutre seule et caractéristiques nettes.

$$\sigma_3(y) = \sigma_2(y) + \Delta\sigma_3(y)$$

$$\Delta\sigma_3(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1 + M^d}{I_n} . y$$

Phase 4 : Au 63ème jour
Mise en place des éléments du tablier au 63ème jour après durcissement de la dalle. Les câbles consomment $r(63-35)$% des pertes différées, dans cette phase on prend en compte l'effet de des compléments sur les câbles $(c/1)_{rac} \Delta\sigma$.
Section résistante : poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$\sigma_4(y) = \sigma_3(y) + \Delta\sigma_4(y)$$

$$\Delta\sigma_4(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1 e_1 + M_c}{I_n} \cdot y$$

Phase 5 :

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes la surcharge maximale correspond à la combinaison la plus défavorable (G+D_{240}).

A vide : Section résistante : poutre + dalle et caractéristiques nettes.

$$\sigma_5(y) = \sigma_4(y) + \Delta\sigma_5(y)$$

$$\Delta\sigma_5(y) = \frac{P_1}{B_n} + \frac{P_1}{I_n} y$$

En charge : Section résistante Poutre + dalle et caractéristiques homogènes.

$$\sigma_6(y)_{en\ charge} = \sigma_6(y)_{à\ vide} + \sigma_M(y)_{D240}$$

$$\sigma_M(y) = \frac{M_{D240}}{I_n}$$

- Voici les tableaux suivants qui résument les quatre phases :

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,16	0,52	0,69	0,75	-0,16	0,52	0,69	0,75
M_{Els}		0,00	1,88	2,41	2,59	0	1,88	2,41	2,59
P1 (MN)		3,52	3,52	3,52	3,52	6,81	6,81	6,81	6,81
P2 (MN)		3,32	3,32	3,32	3,32	6,29	6,29	6,29	6,29
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,82	7,52	8,11	0,00	5,82	7,52	8,11
	σ_{inf}	0,00	-7,24	-6,91	-10,19	0,00	-7,24	-9,43	-10,19
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,95	-0,55	-2,42	-3,11	9,56	-1,07	-4,68	-6,01
	σ_{inf}	1,61	12,21	14,61	15,51	3,12	23,61	28,25	29,98
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	4,66	-0,52	-2,28	-2,93	8,83	-0,98	-4,33	-5,55
	σ_{inf}	1,52	11,51	13,78	14,62	2,88	21,81	26,10	27,70
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	**4,95**	**5,27**	**5,10**	**5,00**	**9,56**	**4,76**	**2,84**	**2,09**
	σ_{inf}	**1,61**	**4,97**	**7,70**	**5,32**	**3,12**	**16,37**	**18,83**	**19,79**
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	**4,66**	**5,30**	**5,24**	**5,17**	**8,83**	**4,84**	**3,19**	**2,55**
	σ_{inf}	**1,52**	**4,27**	**6,87**	**4,43**	**2,88**	**14,57**	**16,67**	**17,50**

Tableau VIII. 15. La vérification des contraintes dans les deux premier phases

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,09	0,84	1,01	1,07	0,09	0,84	1,01	1,07
MEls		0,00	3,36	4,31	4,63	0	4,69	6,62	6,73
P1 (MN)		6,33	6,33	6,33	6,33	5,85	5,85	5,85	5,85
P2 (MN)		5,57	5,57	5,57	5,57	4,85	4,85	4,85	4,85
σp (MPa)	σsup	0,00	5,30	6,81	7,34	0,00	7,40	10,46	10,67
	σinf	0,00	-9,63	-12,43	-13,42	0,00	-13,44	-19,10	-19,51
σP1 (MPa)	σsup	3,66	-2,43	-4,10	-4,73	3,38	-2,25	-3,79	-4,37
	σinf	5,74	21,24	24,35	25,53	5,31	19,62	22,50	23,59
σP2 (MPa)	σsup	3,22	0,40	-0,48	-4,16	5,99	0,76	-0,90	-3,62
	σinf	5,05	18,69	21,43	22,47	4,40	16,27	18,65	19,56
σMax (MPa)	σsup	**3,66**	**2,87**	**2,71**	**2,61**	**3,38**	**5,15**	**6,68**	**6,30**
	σinf	**5,74**	**11,61**	**11,92**	**12,11**	**5,31**	**6,18**	**3,40**	**4,08**
σMin (MPa)	σsup	**3,22**	**5,70**	**6,33**	**3,18**	**5,99**	**8,16**	**9,56**	**7,04**
	σinf	**5,05**	**9,05**	**8,99**	**9,04**	**4,40**	**2,82**	**-0,45**	**0,05**

Tableau VIII. 16. La vérification des contraintes dans la 3eme et la 4eme phase

Contraintes Admissibles :

- Donc on doit vérifier que les contraintes dans les quatre phase sont inferieur au contraintes admissibles

j ≥ 28 jours

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 MPa Exé / Q.R / Q.F — $\overline{\sigma_{t1}}$ = -4,05 MPa

$\overline{\sigma_{t2}}$ = -1,89 MPa Exécution — $\overline{\sigma_{t2}}$ = -2,7 MPa Q.Rares

j = 7 jours

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 13,91 MPa Exé / Q.R / Q.F — $\overline{\sigma_{t1}}$ = -2,99 MPa

$\overline{\sigma_{t2}}$ = -1,39 MPa Exécution — $\overline{\sigma_{t2}}$ = -1,99 MPa Q.Rares

Toutes les contraintes normales sont **vérifiées**

VIII.1.6.2.VERIFICATION DES CONTRAINTE TANGENTIELLE

Notre objectif dans cette étape, est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, de ce fait on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \le 0{,}4 f_{tj}\left[f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right] = \overline{\tau_1}^2$$

$$\tau^2 \le 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0{,}6 f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right] = \overline{\tau_2}^2$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle.

σ : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Remarque :

Si : $\begin{cases} \sigma_x \le 0{,}4 f_{cj} \Rightarrow \bar{\tau} = \bar{\tau}_1 \\ \tau^2 \le 0{,}4 f_{tj}\left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right) = \bar{\tau}_1^2 \end{cases}$

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

$$\sigma_x(y) = \frac{P}{B_n} \qquad \text{Avec} \quad P = \sum P_i \cos\alpha_i$$

				Pcos α	Psin α
α1 =	4,17 (°)	P1	1,78	1,78	0,13
α2 =	5,69 (°)	P2	1,78	1,77	0,18
α3 =	6,69 (°)	P3	1,78	1,77	0,21
			Somme	**5,32**	**0,51**

- Donc on trouve :

B_n =	1,40	m²
σ_x =	3,79	MPa
τ_1 =	**2,65**	MPa

VIII.1.6.3.DETERMINATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES:

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \quad , \text{Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

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

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

V_{ser} =	0,96	MPa
V_{red} =	0,45	MPa
S_n =	0,48	m³
I_n =	0,54	m⁴
b_n =	0,47	m
τ =	**0,85**	MPa

Tableau VIII. 17. contrainte tangentielle

- On a trouvé : $\tau = 0{,}85$ MPa $<$ $\tau 1 = 2{,}65$ MPa donc la condition est **vérifié.**

VIII.1.7.ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ZONES TENDUES:

➢ Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

Avec :

B_t : Air du béton tendu.

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

σ_{bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

fe : La limite élastique des armatures utilisées fe = 400 MPa.

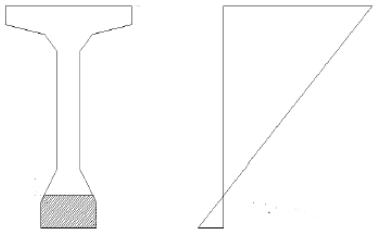


Figure VIII. 6. La section tendue (poutre)

➢ on trouve :

B_t =	0,1057	m²
σ_{Bt} =	1,07	MPa
N_{Bt} =	0,075	MN
As =	**4,84**	**cm2**

Tableau VIII. 18. Section d'armature tendu

➢ donc : As= 4.84 cm2 on prend **4HA14 As = 6.16 cm2**

Section minimale :

$$A_{min} \geq 0.23.b.d.{}^{f_t}/_{f_e}$$

On trouve : As =13.66 cm2 on prend **9HA14 As = 13.85 cm2**

Section des armatures de peau :

Leur rôle est de répartir les effets de retrait différentiel et de variation de température, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne

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

B_h (poutre) = 6932 cm2 → 0.1% B = 6.932cm2, soit **7HA12** (7.92 cm²)

VIII.1.8.JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELU:

La justification doit se faire avec l'hypothèse de la formation d'un treillis après la fissuration du béton.
Ce calcul justificatif consiste à vérifier :

- La non rupture des armatures transversales ;

- Le non écrasement des bielles de béton.

$$tg\ 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30°$$

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u\,red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Vult =	1,30	MPa
Vred =	0,78	MPa
Sn =	0,48	m³
In =	0,54	m⁴
bn =	0,47	m

Bn =	1,40	m²
σ_x =	3,79	MPa
τ_u =	**1,48**	MPa
β_u =	**19,04**	°

- on prend βu = 30°

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale At. donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times tg\ \beta_u$$

Avec : $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **4,54** cm

τ_u =	1,48	MPa
f_e =	400,00	MPa
f_{t28} =	2,70	MPa
bn =	0,47	m
γ_s =	1,15	
st =	15	cm
At =	68,1688	cm2

Justifications du béton :

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton . Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

τ_u =	1,48	MPa
f_{c28} =	35,00	MPa

- On trouve: 1.48 < 5.83 donc la **condition est vérifié**.

Etude de la zone d'about :

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffue ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au cout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régulation Lt :

Zone de surface :

On doit disposer un ferraillage supplémentaire au niveau de la zone d'about de surface

- On peut utiliser une méthode très simple a partir un tableau suivants :

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4

Tableau VIII. 19. Armature supplémentaire pour la zone d'about

D'après le tableau on utilise des cadres équivalents (feE235) de diamètre d = 14 mm et des aciers complémentaires de diamètre d = 16 mm de type

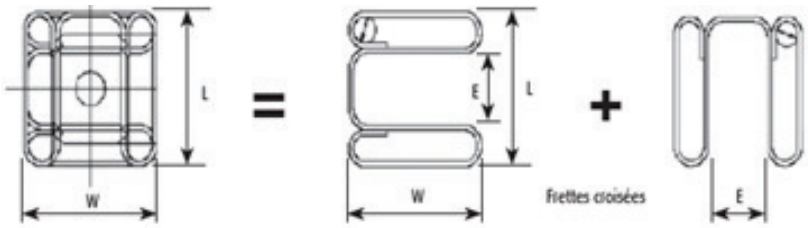


Figure VIII. 7. Schéma descriptif sur les pertes

VIII.1.9.SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE :

La poutre est équipée des armatures longitudinale et transversale déjà calculé précédemment et d'autre armatures de construction pour permettre la mise en œuvre des câbles. D'autres armatures d'attentes sont aussi présentes pour permettre la mise en place de la poutre et assuré la jonction avec la dalle.

La figure suivante illustre un plan de ferraillage type pour une poutre :

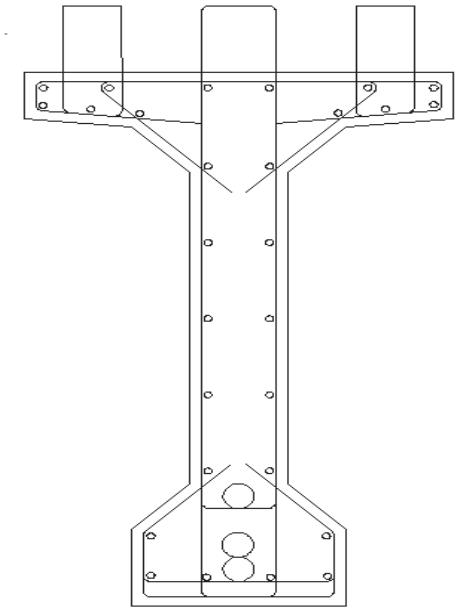


Figure VIII. 8. Ferraillage d'une poutre précontrainte

VIII.2.CALCUL DES DEFORMATIONS :

VIII.2.1.CALCUL DE LA FLECHE DUE AU POIDS PROPRE :

- Cette flèche prend sa valeur maximale à mi travée, elle est donnée par la formule suivante :

$$Fg(x) = \frac{gL^4}{24.E_v I_{eq}} \left[\frac{x}{L} - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 + \left(\frac{x}{L}\right)^4 \right]$$

En x= L/2 :

$$F_g\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{5.gL^4}{384.E_v I_{eq}}$$

g = 259.41*10-3 /8 =0.0324 MN/ml (poids propre du tablier porté par une poutre)

L : La portée 34 m

Ev : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_{inst} = 11000 * 3\sqrt{f_{c28}}$$

Donc : Einst= 35981.73 MPa

et

$$E_v = \frac{E_{inst}}{3}$$

Ev = 11993,910 MPa

I eq : Moment d'inertie de la section équivalente « poutre + hourdis », tel que :

$$I_{eq} = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i}$$

I1 = 0.2976 m4 L1 = 1.75 m

I2 = 0.2667 m4 L2 = 1.5 m ➔ Ieq = 0.2611 m4

I3 = 0.2561 m4 L3 =14.25 m

- Donc on peut déduire la valeur de F_g : D'où : F_g= 18 cm

VIII.2.2.CALCUL DE LA FLECHE DUE A LA PRECONTRAINTE :

Pour le calcul de cette flèche, on utilisera la méthode graphique de MOHR pour le calcul des flèches **:**

$$F_p = \frac{2}{E_v \cdot I_{eq}} \int_0^{L/2} M_p(x) \cdot \bar{M}\, dx$$

Avec :

M p(x) : Moment dû à la précontrainte.

$$M_p(x) = \sum N_i ep_i \quad , \quad N = \sum P \cos\alpha_i \quad , \quad P = \left(\sigma_{po} - \Delta\sigma_T\right) A_p$$

M : Moment sous une charge unitaire appliquée au milieu de la travée.
epi : L'excentricité des câbles

Le calcul d'intégrale se fait en multipliant la surface sous diagramme de moment (calculer à l'aide de l'Autocad) la valeur du moment unitaire au centre de gravité de ce dernier.

- On trouve :

$F_p = \mathbf{2/11993,10} * \mathbf{0,1725}$*(-209,785)=-20,27 cm

VIII.2.3.FLECHE DE CONSTRUCTION:

On adopte pour le fond de coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte. Elle est calculée par la formule suivante :

$$F_c = \frac{3}{4}\left(|F_p| - F_g\right) \quad \rightarrow \quad \boxed{Fc = 1.7 \text{ cm}}$$

VIII.2.4.FLECHE DUE A LA SURCHARGE EXCEPTIONNELLE D240 :

Le cas le plus défavorable est donné par le convoi D240 à x=L/2, cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_D = \frac{1}{E_{inst} I_{eq}} \cdot \frac{K_\alpha}{n} \cdot 2 \int_0^{L/2} Mp\, \overline{M} d_x$$

Avec :

n : Nombre de poutre n = 8

$K\alpha$ = 1.9154

Le diagramme des moments M 240(x)et Mest représenté dans la figure suivante :

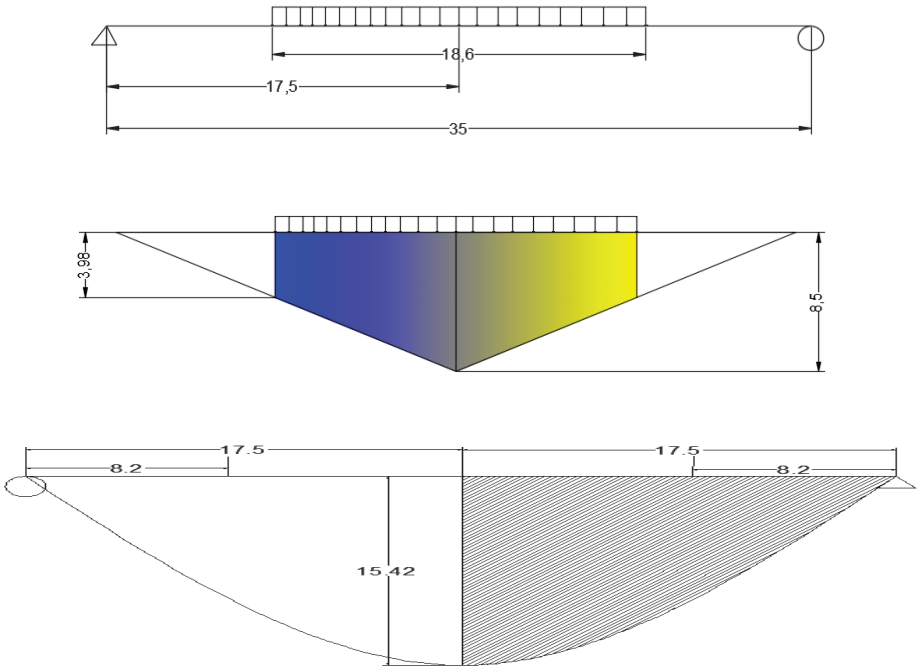


Figure VIII. 9 . Diagramme des moments dus à la surcharge exceptionnelle.

Calcul de M(x) :

$$\begin{cases} 1.2x & 0 < x < 8.2 \text{ (m)} \\ 1.2x - 0.129/2\,(x - 8.2)^2 & 8.2 < x < 17.5 \text{ (m)} \end{cases}$$

Donc : $F_D = 4.56$ cm

VIII.2.5.ROTATION DUE AUX CHARGES PERMANENTES:

$$\theta_G = \frac{g \cdot l^3}{24 \cdot E_v \cdot I_{eq}}$$

On trouve la rotation = 7.41x 10^-3 rad

VIII.2.6.ROTATION DUE A LA PRECONTRAINTE:

$$\theta_p = \frac{1}{2.E_v \cdot I_{eq}} \cdot \int_0^L M_p(x) \cdot \bar{M}\, dx = \frac{1}{E_v \cdot I_{eq}} \cdot \int_0^{L/2} M_p(x) \cdot dx$$

M : Moment unitaire appliqué sur l'appui gauche.

M(x) : Moment dû à la précontrainte.

L'aire sous le diagramme de moment due à la précontrainte (demi portée) est déjà calculé (B=32,56 m²).

Donc la rotation = -17,03 x 10^-3 rad

VIII.2.7.ROTATION DUE A LA SURCHARGE D240 :

$$\theta_{D240} = \frac{1}{E_i \cdot I_{eq}} \cdot \frac{k_\alpha}{n} \cdot \int_0^l M(x) \cdot \bar{M}\, dx = \frac{1}{E_i \cdot I_{eq}} \cdot \frac{k_\alpha}{n} \cdot 2. \int_0^{l/2} M(x) \cdot\, dx$$

L'aire sous le diagramme de moment sous chargement D240 (demi portée) est déjà calculé (B53.23m²)

θ_{D240} = 4.54x10^-3 rad

VIII.3.CONCLUSION:

Le câblage choisit ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service. Notamment notre ouvrage est moyennement déformé.

Chapitre IX :
ETUDE DU
HOURDIS

IX. ETUDE DE LA DALLE :

IX.1.INTRODUCTION

L'hourdis pour notre ouvrage est constitué d'une dalle en béton armé, destiné à recevoir
Les surcharges et les transmettre aux poutres principales. Ce dernier est un élément qui travail
En flexion simple sous un chargement perpendiculaire à son plan, les moments correspondants
Sont donnés par l'effort locale (**flexion locale**) en chaque point de la dalle, on aura donc a étudié
Deux sortes de flexions pour déterminer le ferraillage nécessaire.
- Flexion transversale ;
- Flexion locale.

IX.2.ETUDE DE LA FLEXION

La dalle présente une largeur de 11,6 m et une épaisseur de 25 cm, et s'appuie
Longitudinalement sur 8 poutres avec un entraxe de 1,50 m.

IX.2.1.FLEXION LOCALE

Ce type de flexion est dû au moment de flexion transversale quand une charge répartie, partiellement répartie ou ponctuelle est appliqué, la présence des poutres sous l'hourdis mène à découper cette dernière en plusieurs panneaux de largeur unitaire de 1m ; ce type de flexion se manifeste dans un seul sens (moment suivant xx). De ce fait, nous allons calculer le Ferraillage transversal de la dalle du pont, en utilisant les valeurs de moments Mxx obtenu par RSAP sous les différents cas de chargement.

IX.2.1.1.CALCUL DES SOLLICITATIONS

Pour avoir les sollicitations, nous utilisons la fonction '' cartographies- panneaux'' puis nous allons prendre les résultats du modèle robot (Moment suivant YY)

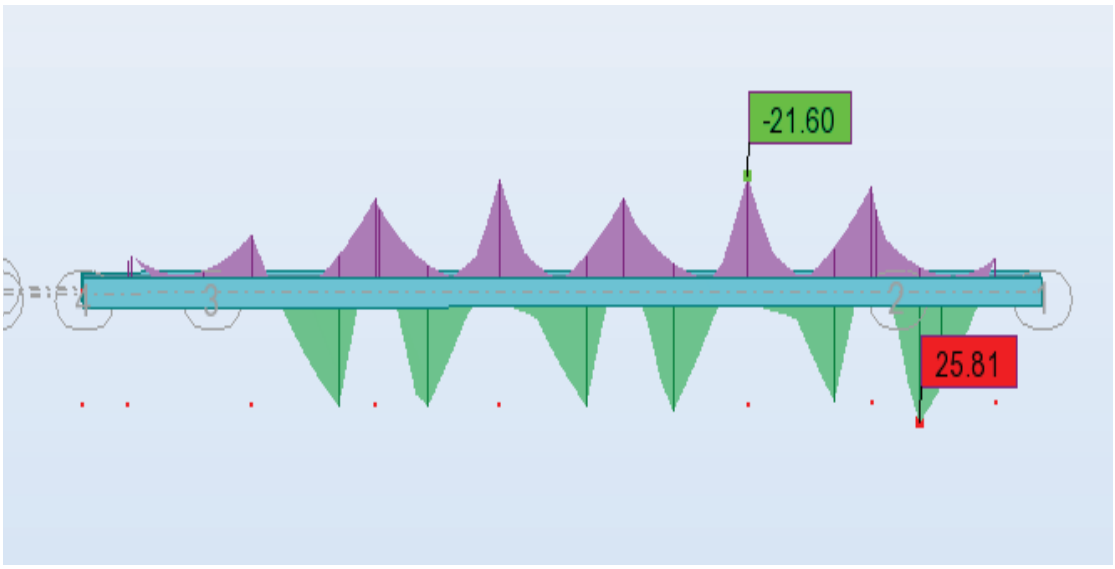


Figure IX. 1.Moment Max pour la dalle a l'ELS

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

ELS	Moment (kN.m)	
	sur appuis	A mi- travée
G+ 1,2(Al + St)	3.50	- 6.82
G+ 1,2(Bc + St)	22.26	-18.61
G+ 1,2(Bt + St)	25.17	-21.60
G + Mc120	15.97	-13.66
G + D240	6.95	-13.50
Max	25.17	-21.60

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

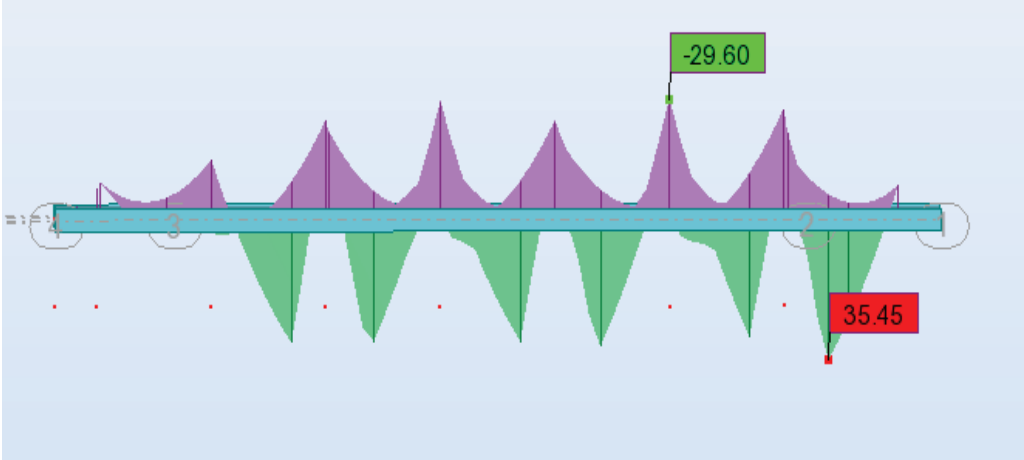


Figure IX. 2.Moment Max pour la dalle a l'ELU

ELU	Moment (kN.m)	
	sur appuis	A mi- travée
1.35G+ 1,65(Al + St)	4.76	- 9.22
1.35G+ 1,65(Bc + St)	30.59	-25.49
1.35G+ 1,65(Bt + St)	35.45	-29.60
1.35G + 1.35Mc120	21.56	-18.45
1.35G + 1.35D240	9.38	-18.22
Max	35.45	-29.60

Tableau IX. 2.Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELU

IX.2.1.2.FERRAILLAGE

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre III), le dimensionnement de ferraillage de la dalle se fait à l'ELS [4] sur la section rectangulaire suivante :

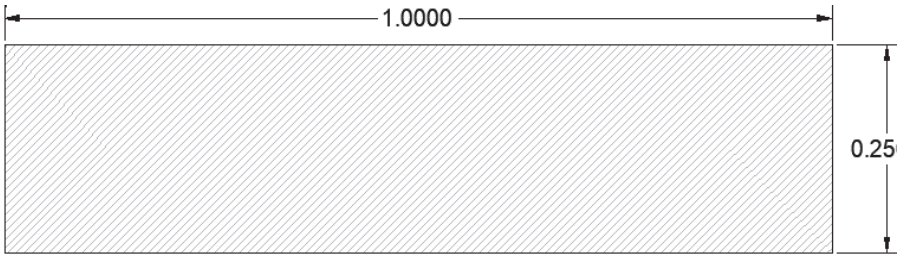


Figure IX. 3.Section d'étude du ferraillage de la dalle

IX.2.1.2.1.DIMENSIONNEMENT À L'ELS

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes

Si $M_{ser} \le \overline{M_1} \quad \Rightarrow \quad A_{ser} = \dfrac{M_{ser}}{Z.\overline{\sigma_{st}}}$

Avec $\overline{M_1} = \dfrac{1}{2}.\times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z$

$$Z = d - \frac{x}{3} \quad \rightarrow \quad (x = \frac{\overline{3\sigma_{bc}}}{\overline{15\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d$$

Et d= 9h/10 = 0.225m

$$fc_{28} = 35MPa \quad \Rightarrow \quad ft_{28} = 2{,}7MPa$$

Tel que: $\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times fc_{28} = 21MPa \\ \sigma st = Max\left(0.5fe;\ 110\sqrt{nftj}\right) = \text{ 228,63 MPa (déja calculée en chap III)} \end{cases}$

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

$$A_{ser} > A_{\min} = 0{,}23 \times \frac{ft_j}{fe} \times b \times d$$

	ELS	
	Sur appuis	En travée
M ser (MN.m)	2.517x 10-2	2.16x 10-2
x	0.026	0.026
Z	0.147	0.147
M1 (MN.m)	38.58x 10-2	38.58x 10-2
Aser (cm²)	7.489	6.4269
Amin (cm²/ml)	3.49	3.49

Tableau IX. 3.Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS

IX.2.1.2.2.CHOIX DES ARMATURES

Les sections d'acier maximales retenues sont :

ELS	Sections d'acier	Barres
Nappe inférieure	7.489	5HA16/ml (As=10.05 cm²) Une barre **HA16** tous les 20 cm
Nappe supérieure	6.4269	5HA14/ml (As=7.70 cm²) Une barre **HA14** tous les 20 cm

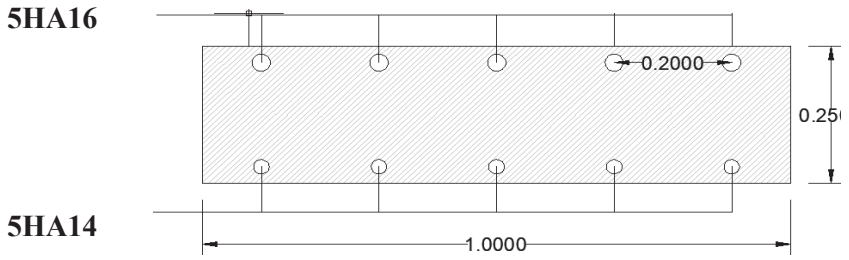


Figure IX. 4.Schéma de ferraillage transversal de la dalle

IX.2.1.3 Les Armatures longitudinale :

Pour la dalle d'un pont a poutres les armatures longitudinales sont des armatures de construction égale a 1/3 de la section des armatures transversales

Donc on prend : **5HA12** (As=5.65cm²) avec un espacement de 20 cm

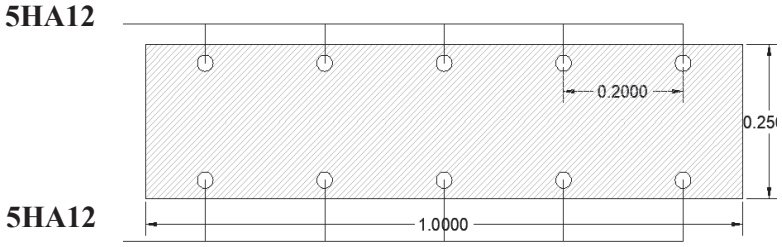


Figure IX. 5.Schéma de ferraillage longitudinal de la dalle

IX.2.2VERIFICATION DES ESPACEMENTS

Les espacements maximaux à ne pas dépasser suivant les deux directions (xx) et (yy) [2]

Suivant xx : S tmax = min (2h ; 22cm) =22 cm ; condition vérifiée.

Suivant yy : S tmax =min (3h ; 33cm) = 33cm ; condition vérifiée.

IX.2.3VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT

La vérification de non poinçonnement se vérifie par la formule suivante

$$Q_u \leq Q = (0{,}045\, U_c \,.\, h \,.\, f_{c28} / \gamma_b)$$

$$Q_u = 1{,}6\ P$$

Avec : P : charge de la roue (Bc, Bt,

h = 0.25 m (Hauteur de la dalle);
h0 (Epaisseur du revêtement) = 0.08 m.

Uc =2(u+ v) : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

Tel que :

v = v0 + hd + 2 ξ hrev (ξ=0,75)
u = u0 + hd + 2 ξ hrev

Charges	$P(t)$	u0	v0	u	v	Uc	$0{,}045 U_c h \,.\, \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Q (MN)	Conclusion
Bc	6	0.25	0.25	0.62	0.62	2.48	0,744	0,096	Vérifiée
	3	0.20	0.20	0.57	0.57	2.28	0,684	0,048	Vérifiée
Bt	8	0.25	0.60	0.62	0.97	3.18	0,954	0,128	Vérifiée

Tableau IX. 4.Vérification de non poinçonnement

IX.3.CONCLUSION

Le dimensionnement de la dalle du pont est une étape primordiale, car elle joue un rôle très important se présente à la répartition des charges sur les poutres néanmoins c'est un élément support.

Chapitre X :
ETUDE
SISMIQUE

X.ETUDE SISMIQUE

X.1.INTRODUCTION

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique (relatif à la terre) sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

X.2.CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le **RPOA** suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

Classe de pont : Groupe 1 (Pont important)
Zone sismique : Wilaya de RELIZANE zone **II.a (Sismicité moyenne)**
Classification du site : S3 (site meuble), les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique
Coefficient d'accélération de zone : A = 0.20

Dimensionnement Appareil d'Appui

Selon Guide Technique SETRA

a. Aire l'appareil d'appui :

$$\sigma_{max} = R_{max} / axb \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

R_{max} : Réaction d'appui à ELU obtenue a partir du logiciel ROBO

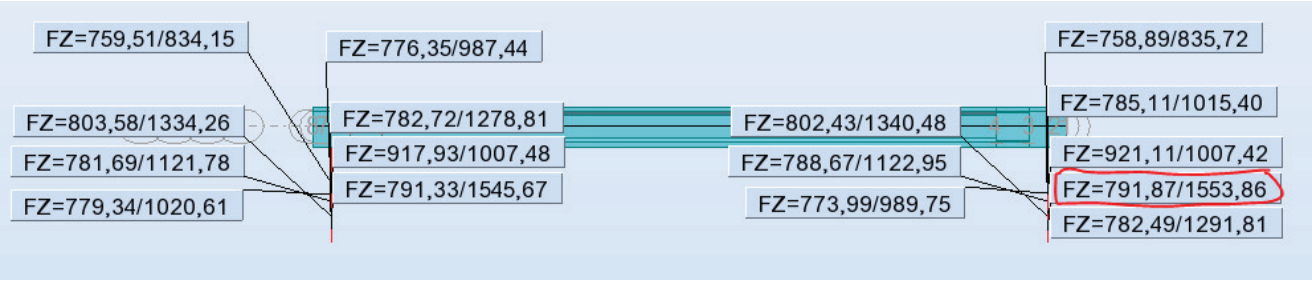


Figure X. 1. Réaction d'appui à ELU

Selon la relation précédente on trouve :

R_{max} =	1,553	MN
axb ≥	776,5	cmxcm

tel que axb est l'air de l'appareil d'appuis

a et b : les dimensions de l'appareil d'appuis

On prendra a.b ≈ 350 x 350 mm²

b. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

a/10 ≤ T ≤ a/5 (condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté)

35,00	≤	T	≤	65,00 mm

c. Dimensionnement des frettes :

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

$$\begin{cases} t_s > \dfrac{a}{\beta} \times \dfrac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235\,Kg/mm^2 \quad (\text{pour l'acier } 24-1) \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \qquad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

σ_m = 14,79 MPa

β = 8,97

t_s = 2,10 mm

G= 0,90 MPa

Donc on prend :

Feuillets d'élastomère : t_i =	10	mm				
Frettes métalliques de : t_s =	3	mm	T_d =	**86**	mm	Ep total
Enrobage des chants :	4	mm	**T =**	**65**	mm	Ep caetchou
Enrobage extérieur :	2,5	mm				

X.3.ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

PRINCIPE ET CRITERES D'UTILISATION

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale

L'application de la méthode monomodale est régie par les critères ci-dessous :

CRITERE N°1 : MASSES MODALES

" La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre)"

Ce critère est à vérifier aussi bien pour le séisme longitudinal que pour le séisme transversal.

M modale > 70 % M totale cette condition est vérifiée si M pile < 0,43 M totale
M = G + α.Q Tel que : α = 0 Pont non urbain (RPOA 2008)

M totale = M tablier * Nombre de travée
= (M poutres+ M dalle+ M équipements) * Nombre de travée

M totale = 27343 KN
On a : M pile = M chevêtre + (M fût × 3)
M pile = 1407.225 KN
M piles= 1407.225 KN < 0.43 M totale = 11757.49 KN La condition est **vérifiée**.

CRITERE N°2 : ANGLE DE BIAIS

" L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de 95,35 gr > 70 gr, l'ouvrage étudié présente un faible angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

CRITERE N°3 : ANGLE DE COURBURE

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ".
L'ouvrage étudié ne présente pas de courbure, donc pas de vérification vis-à-vis de cette condition.

CRITERE N° 4 : SYMETRIE TRANSVERSALE

" La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal ".
Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien Géométriquement que mécaniquement.
$e_0 = |cdm - cea| < 5\%\ L$
Avec : cdm : centre de masse
cea : centre élastique des appuis

CALCUL DU CENTRE DE MASSE

Le tablier étant parfaitement symétrique de plus, il est complètement isolé par des appuis, donc le centre de masse se situe au milieu.
cdm= 105.4 /3 = 35.13 m

CALCUL DU CENTRE ELASTIQUE DES APPUIS

$$cea = \frac{\sum Ki \,.Xi}{\sum ki}$$

DETERMINATION DE LA RAIDEUR LONGITUDINALE DU SYSTEME

La raideur du système comprend la raideur des appuis et la raideur des appareils d'appui sur culées.

- Raideur de la culée (K culé)

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

$$K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{culée\ 1}} + \frac{1}{K_{appareils\ d'appuis}}}$$

$$K_{culée1} = \infty \Rightarrow \frac{1}{K_{culée\ 1}} = 0$$

$$\text{Donc :} \quad K_C = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareils\ d'appuis}}} \Rightarrow \quad Kc = K_{\text{ appareils d'appuis}}$$

$$K_{ap.app} = n\frac{G.a.b}{e}$$

Avec :

- n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur **(n = 8 appareils sur culée) ;**
- G : module de cisaillement de l'appareil **(G= 1.2 MPa en condition sismique) ;**
- (a, b) : les dimensions en plan de l'appareil **(0,3*0,35 m²) ;**
- e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil **(e= 0,065 m).**

On aura donc :

Ka-app =	2,26	(MN/m)

Alors on peut déduire **KC :**

Culées	k Ap-d'appui	nA-Apps	KP
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,26	8	18,09
C2	2,26	8	18,09

Raideur de la pile (k pile)

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$K_{pile1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fûts}} + \frac{1}{K_{appareils\ pile}}}$$

Raideur des fûts (K fût)

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la RDM

par la formule suivante : $$K_{fûts}=n*\frac{3*E*I}{l^3}$$

- n : Nombre de fût composant la pile **(n = 3) ;**
- E : module de déformation instantanée de béton (Eij =33000 MPa) ;
- I : moment d'inertie longitudinal d'un fût (I= πd^4 64= 0,1017m4);
- l: H et la hauteur moyenne de la pile

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m^4)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	6,1	1,2	0,10	3	133,12
P2	6,36	1,2	0,10	3	117,45

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap\text{-}d'appui}$ (MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$	K_P (MN/m)
P1	133,12	2,26	16	28,45
P2	117,45	2,26	16	27,66

X.4.SEISME LONGITUDINAL

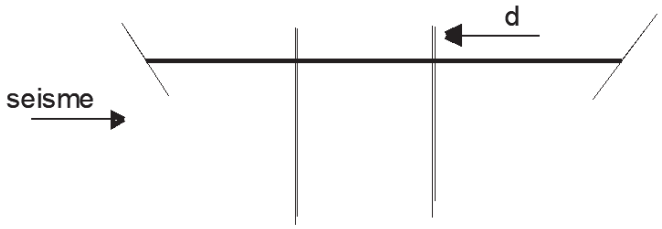


Figure X. 2. Séisme longitudinal

X.4.1.DETERMINATION DE LA RAIDEUR DU SYSTEME

Ksys = 2K pile + 2 K culé (Kc et Kp sont calculées auparavant)

K_{lon} =	**92,30**	(MN/m)

X.4.2.PÉRIODE LONGITUDINALE DU SYSTEME

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

T=	**1,08**	**s**

K : Raideur longitudinale de système
M : est la masse totale du tablier

X.4.3.DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES

L'effort longitudinal global vaut : F = M. Sa (T)

Sa(T) : étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T et Sa (T) = Sae (T) pour le calcul élastique. (**RPOA 2008).**

X.4.3.1.SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (g=9,81m/s2).
T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (T1= 0,20s, T2=0,50s)
S : Coefficient de site. (S=1,2).
η: Facteur de correction de l'amortissement. **(**$\eta = \sqrt{(7/(2+\xi))} = 1$ **)**
(ξ):Taux d'amortissement $\xi = 5$.

On a : $T2 = 0,4 < T = 1,08 < 3,00$ s

Donc Sa est donnée par la 3eme branche

Sa =	2.5*A*η*S*g*(T2/T)	
Sa =	**2,72**	m/s²

X.4.3.2.EFFORT LONGITUDINAL GLOBALE

$$F_{longétudinal} = M.Sae(T)$$

Flong =	**7440,91**	KN

X.4.3.3.REPARTITION DES EFFORTS SISMIQUES SUR LES APPUIS

$$F_{long}^{i} = \frac{K_i}{K_{sys}} F_{long}^{TOT}$$

- Effort longitudinal sur culée :

$$F_{long}^{culée1} = \frac{K_{culée}}{K_{sys}} F_{long}^{TOT}$$

- Effort longitudinal sur pile :

$$F_{long}^{pile1} = \frac{K_{pile}}{K_{sys}} F_{long}^{TOT}$$

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	18,09	92,2	7440,0	1458,6
P1	28,45	92,3	7440,0	2293,7
P2	27,66	92,3	7440,0	2230,1
C2	18,09	92,3	7440,0	1337,0

X.4.3.4.EVALUATION DES DEPLACEMENTS

- Déplacement du tablier par rapport au sol

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

d_{long} =	0,081	m

- Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{long}^{pile} = \frac{F_{long}^{pile}}{K_{pile}}$$

	F(KN)	K(MN/m)	D(m)
P1	2293,7	28,45	0.0806
P2	2230,1	27,66	0.0806

X.5.SEISME TRANSVERSAL

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si : $L / b \leq 5$

Dans notre cas on a : L / b = 105.4 / 11.6 = 9.08 La condition est **non vérifiée.**

X.5.1.Détermination de la raideur transversale de la structure

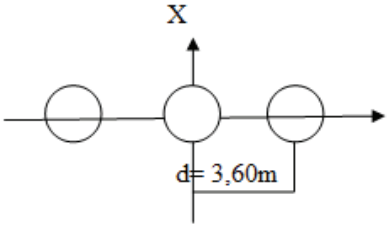
- On détermine d'abord le raideur de l'appareil d'appuis

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

K_{a-app} =	2,26	(MN/m)

- **On détermine aussi le Raideur des futs**

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



- On calcule I_{eq} :

$I_{eq} = 2(I + A (d_2)) + I = 2 (0,1017 + 1,131 (3,6_2)) + 0,1017$

On trouve : $I_{eq} = 29,620\ m^4$

- A partir de cette formule on peut Déterminer le raideur des futs.

$$k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

Piles	H_{moy} (m)	I (m^4)	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	6,1	29.62	12919.05
P2	6,36	29.62	11398.53

Tableau X. 1.Raideur des futs

Donc a partir de cette formule on peut deduire le raideur de chaque appuis

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pille}} + \frac{1}{k_{A-APP}}}$$

Appui	K (MN/m)
P1	36.08
P2	36.07

-Et pour les culées

C1/C2	18.09

Donc Ksys = 2K pile + 2 K appareil culé **Ksys = 108.33 MN/m**

X.5.2.PÉRIODE PROPRE DU SYSTEME

La période longitudinale du système vaut :

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

T=	1,12	s

X.5.3.DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES

X.5.3.1.SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

La période du système se situe entre T2 et 3.0s, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

T_2=0,40s <T <3s $\Rightarrow$ $Sae(T,\xi) = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right)$

Sae(T, ξ) = 2.61 m/s$_2$

X.5.3.2.EFFORT TRANSVERSAL GLOBALE

$F_{Transversal} = M.S_a(T) = 3417627{,}78*2.61$ $\Rightarrow$ **$F_{Transversal}$ = 8 920 KN**

X.5.3.3.EFFORT PAR ELEMENT PORTEUR

- Effort longitudinal sur culée :

$$F_{Trans}^{pile} = \frac{K_{pile}}{K_{sys}} F_{Trans}^{TOT}$$

- Effort longitudinal sur pile :

$$F_{Trans}^{culée} = \frac{K_{culée}}{K_{sys}} F_{Trans}^{TOT}$$

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	s_a m/s²	Fi KN
P1	36,08	1139209.78	1,13	2.61	3 031,62
P2	36,07	1139209.78	1,13	2.61	3 031,06
C1/C2	18,09	569604.89	1,13	2.61	1 517,93

Tableau X. 2. Effort longitudinal

X.5.3.4.EVALUATION DES DEPLACEMENTS

- Déplacement du tablier par rapport au sol

⇒ $d_{trans\ tablier} = 0.084$ m $\qquad d_{long}^{tablier} = \frac{T^2}{4.\pi^2}.S_a(T)$

- Déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{long}^{pile} = \frac{F_{long}^{pile}}{K_{pile}}$$

	F(KN)	K(MN/m)	D(m)
P1	3031.62	36.08	0.084
P2	3031.06	36.07	0.084

Condition à vérifier : $0.95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$ T1/T2= 1 donc la condition est vérifier

X.6.Verticalement

Le Guide AFPS 92 précise que, lorsque la méthode monomodale est applicable, le séisme vertical peut être négligé.
Toutefois, il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.
Lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis (pas d'encastrement), les réactions d'appui Ri peuvent être calculées simplement à l'aide de la relation suivante :

$$\mathbf{R_i = a.b.\mu.L}$$

Où :
L : La longueur de la travée principale **(L = 35.2 m)**
μ : La masse linéique du tablier comprenant les équipements **(μ = 25941.7 Kg/ml)**
a : Accélération du sol a = 0.7 $a_N.R_M$
a_N : Accélération nominale
R_M : Le plateau du spectre élastique normalisé

On utilisant le **RPOA** on a : a = α.Saev (T) = 0.70 × (2.5ηαAgS) = 3
Avec α = 0.7 (Selon RPOA)
b : La réaction d'appui pour un ouvrage normalisé (L=1, μ=1, R(T)=1 pour toute période T)

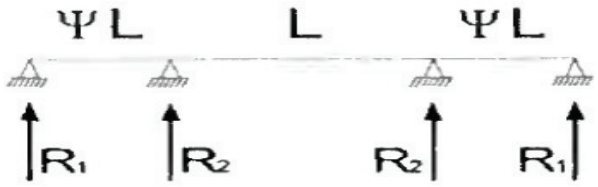


Figure X. 3. Réactions d'appui pour le cas à 3 travées

Donc on trouve :

R_c =	799,0039	KN
R_p =	1598,008	KN

X.7. Effort de l'action sismique dans chaque direction

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = Ex \pm 0.3\ Ey \pm 0.3\ Ez$$
$$E_2 = Ey \pm 0.3\ Ex \pm 0.3\ Ez$$
$$E_3 = Ez \pm 0.3\ Ex \pm 0.3\ Ey$$

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1458,57	1 517,93	799,004	2 153,65	2 195,20	1 691,95
P1	2293,67	3 031,62	1598,01	3 682,56	4 199,13	3 195,60
P2	2230,09	3 031,06	1598,01	3 618,81	4 179,49	3 176,35
C2	1458,57	1 517,93	799,004	2 153,65	2 195,20	1 691,95

Tableau X. 3.Combinaisons des efforts

X.8.Vérification des Appareils d'Appui :

Résistance à la compression :

On doit vérifier : $\sigma_m \leq 20\,MPa$ Avec : $\sigma_m = \frac{N}{a.b}$

N : Réaction d'appui à ELU.

N = 1,553 MN $\sigma_m = 12.68$ MPa donc la Condition est vérifiée

Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s.Pu \leq Pc$

γ_s *: Le coefficient de sécurité*

Pu*: La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.*

Pc *: La charge critique de flambement*

B : L'aire nominale de l'appui

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui

$S = \frac{a.b}{2.t.(a+b)}$ *: Le facteur de forme*

hc : Epaisseur total du caoutchouc

t, : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc

S =	8,75	
d =	0,013	m
h =	0,086	m
B =	0,12	m²
Pc =	5.10	MN
Pu =	1,55	MN

$$P_c = 4.G.B.S^2.d/h$$

On trouve : 4,66 MN ≤ 5.10

Don la condition est vérifiée

Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

$$\delta = \tan(\gamma) < \delta_c \qquad \text{Pour } p = Pu/Pc \le 0,25 : \quad \delta \le 0,7 + 4(\delta o - 0,7)(0,25 - p)$$

$\delta o = c/hc$, borné par $[0,7 < \delta o < 2]$

c : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire,

hc : épaisseur totale d'élastomère.

Pour $p \ge 0,25$: $\delta \le 1,4(1-2p)$

P = P_u / P_c ⇒

δ = γ/Td

P =	0,304	MN > 0.25
γ =	0,1	m

δ_c = 0,55 > δ = 1,163

donc la condition et non vérifier

- pour cette raison on doit faire des dispositifs de non distorsion.

Non glissement :

On doit vérifier : **H < ʃ . N** *Avec ʃ = 0.1+ (0.6 / σ_m)*

a. Pile :

N = 0,79 MN

σ_m = 6,43 MPa d'où f = 0,19

0,24 MN < 0,15 MN Condition non vérifiée

b. Culée :

N = 0,81 MN

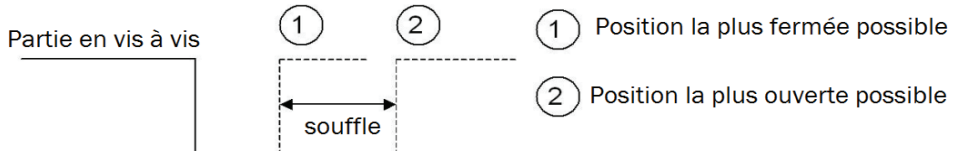
σ_m = 6,61 MPa d'où f = 0,19

0,28 MN < 0,15 MN Condition non vérifiée

Le néoprène doit être équiper d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée**.**

Joint de chaussée :

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.



$$W = W_D + 0{,}3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint,
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage),
W_T : souffle thermique,
W_S : souffle sismique.

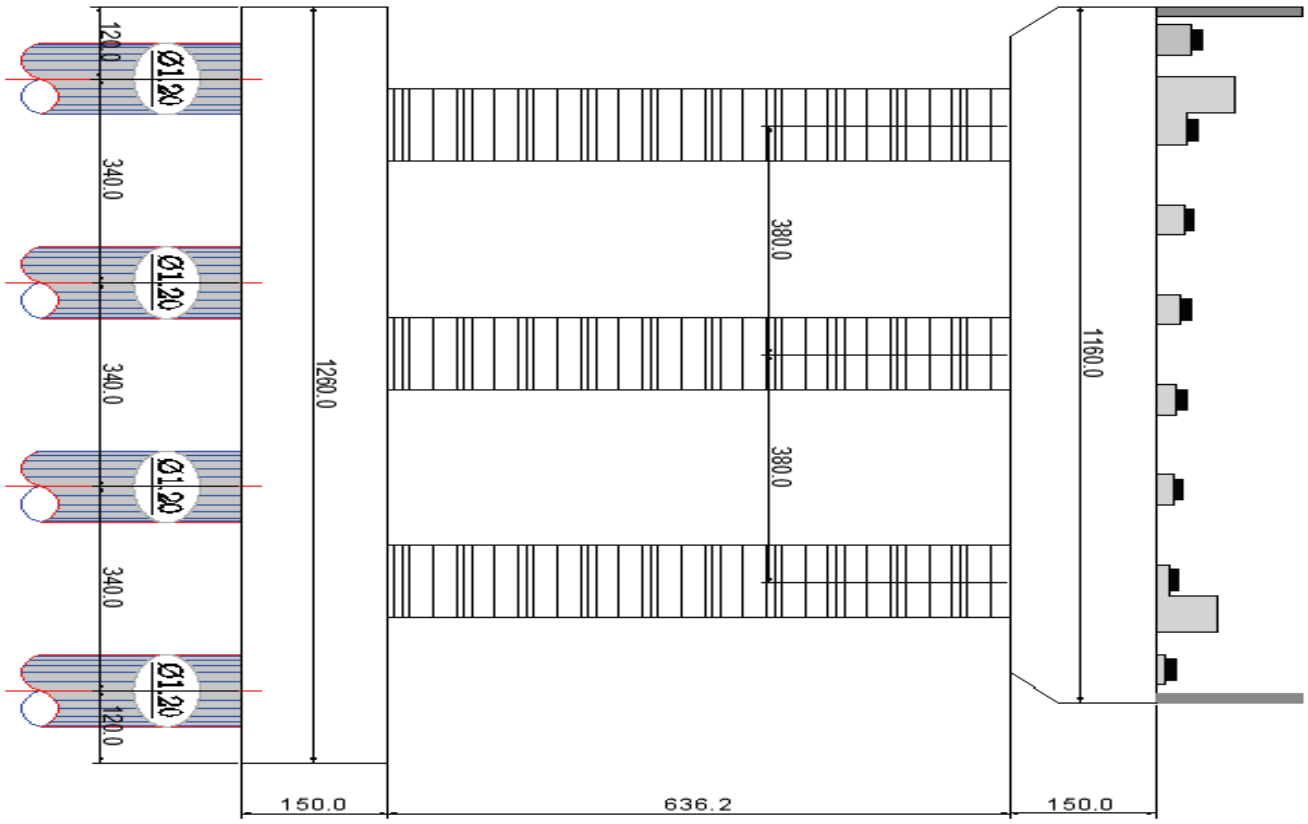
On trouve :

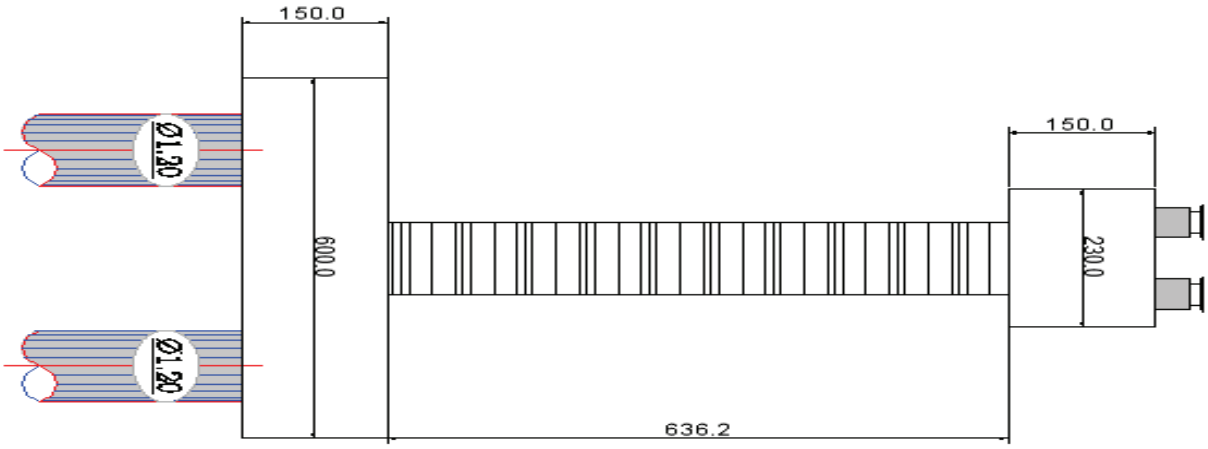
W =	0,037	m

X.9.Conclusion

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'avoir un aperçu des sollicitations que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. De plus les valeurs obtenues seront utilisées pour l'étude des équipements du pont ainsi que pour le ferraillage des appuis (piles et culées).

Chapitre XI :
ÉTUDE STATIQUE DE LA PILE


120.0
Ø1.20
340.0
Ø1.20
340.0
Ø1.20
340.0
Ø1.20
120.0
1260.0
380.0
380.0
1160.0
150.0
636.2
150.0


150.0
Ø1.20
Ø1.20
600.0
150.0
230.0
636.2

XI. ÉTUDE DE LA PILE :

XI.1.INTRODUCTION :

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile**,** nous avons opté pour la solution d'une pile portique pour la simple raison qui est la permission de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts et puis la semelle.

XI.2.DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA PILE:

XI.2.1.CHEVETRE:

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- ✓ Longueur : L = 11,60 m ;
- ✓ Largeur : B = 2,30 m ;
- ✓ Hauteur : H = 1,50 m.

XI.2.2.Fûts:

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous avons trois (03) fûts à un diamètre constant Φ=1,2m et un entraxe de 3,867 m.

XI.2.3.SEMELLE:

- ✓ Epaisseur : 1,5 m ;
- ✓ Largeur : 6 m ;
- ✓ Longueur : 12,60 m ;

XI.3.EVALUATION DES EFFORTS :

Dans cette partie on calcul l'effet du chargement des deux travées adjacentes pour déduire la réaction des deux travées chargées sur la pile sachant que les réactions d'une seule travée sur pile ont été déjà calculé précédemment.

XI.3.1.REPARTITION DE CHARGE SUR PILE:

- ✓ **Poids propre de chevêtre :**

$Pch = \gamma b \cdot V = 1.5*2.3*11.6*25 = 1000.5$ KN ➔ Pch = 86.25 KN/ml

- ✓ **Poids propre de tablier :**

Cas 01 : 1 travée:

Gt = 4539.8 KN → R1=R2=Rmax = 2269.9 KN ➔ Rmax/p = 283.74 KN

Cas 02 : 2 travée :

Gt = 9079.6 KN → R1 = R2 = Rmax = 4539.8 → Rmax/p = 567.475 KN

XI.3.2.REPARTITION DE SURCHARGE SUR PILE :

✓ La surcharge A(l) :

Cas 01 : 1 travée:

A(l) = 2,30 + 360/ L+12 kN/m² → qA(l) =A(l)*a1*a2*L= 94.11 KN/ ml (max trois voies chargées ,L=35 m)

R= Rmax = qA(l)*35 = 3293.85 KN → Rmax/p = 411.73 KN

Cas 02 : 2 travée:

A(l) = 2,30 + 360/ 2L+12 kN/m² → qA(l) =A(l)*a1*a2*L= 63.22 KN/ ml (max trois voies chargées ,L=35 m)

R= Rmax = qA(l)*35 =2212.7 KN → Rmax/p = 276.58 KN

✓ Le chargement Bc:

Cas 01 : 1 travée:

R= 475.59 KN , R max = δ *R* n *bc avec : δ = 1 ,077 ; bc = 0.95 et n = 3

R max = 1459.77KN → R max/p = 182.375 KN

Cas 02 : 2 travée :

R= 517.94 KN , R max = δ *R* n *bc avec : δ = 1 ,077 ; bc = 0.95 et n = 3

R max = 1589.76KN → R max/p = 182.375 KN

✓ La charge militaire Mc120 :

Cas 01 : 1 travée :

Q =1100 KN → R = Q*(L-2.55)/L = 1017,50 KN

Rmax = R* δ = 1086,32 KN avec δ = 1,06764 → Rmax/p = 135.79 KN

Cas 02 : 2 travée :

R = 1070,07 KN

Rmax = R* δ = 1142,45 KN avec δ = 1,06764 → Rmax/p = 142.8 KN

✓ La charge exceptionnelle D240 :

Cas 01 : 1 travée :

Q= 2400 KN

Rmax = 1778,82 KN ➔ Rmax/p = 222.35 KN

Cas 02 : 2 travée :

Q= 2400 KN

Rmax = 2114,12 KN ➔ Rmax/p = 264.26 KN

✓ Surcharge sur trottoir :

Q (tr) = 0.30 t/m²

Cas 01 : 1 travée

R max = 2 * Q * L /2 = 52,50 KN avec L = 35 m

Cas 02 : 2 travée :

Rmax = 2 * Q * L = 105,00KN avec L = 35 m

Le tableau suivant récapitule les réactions trouvées par poutre :

Charges et Surcharges	R(KN) (KN/ml) (Deux travées chargées)
Gt	567.475
Pch	86.25
A(l)	276.58
Bc	182.375
Mc120	142.8
D240	264.26
St	**105,00**

Tableau XI. 1 . Réactions sur le chevêtre

XI.4.ETUDE DU CHEVETRE :

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique cidessous. Son étude est faite en deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion.

XI.4.1.ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA FLEXION :

XI.4.1.1.EVALUATION DES EFFORTS :

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel Robot 2014, le chevêtre est modélisé telle une poutre encastrée sur les fûts. Les forces concentrées présentent les forces transmis par les poutres (la valeur des forces est prise dans le cas le plus défavorable).

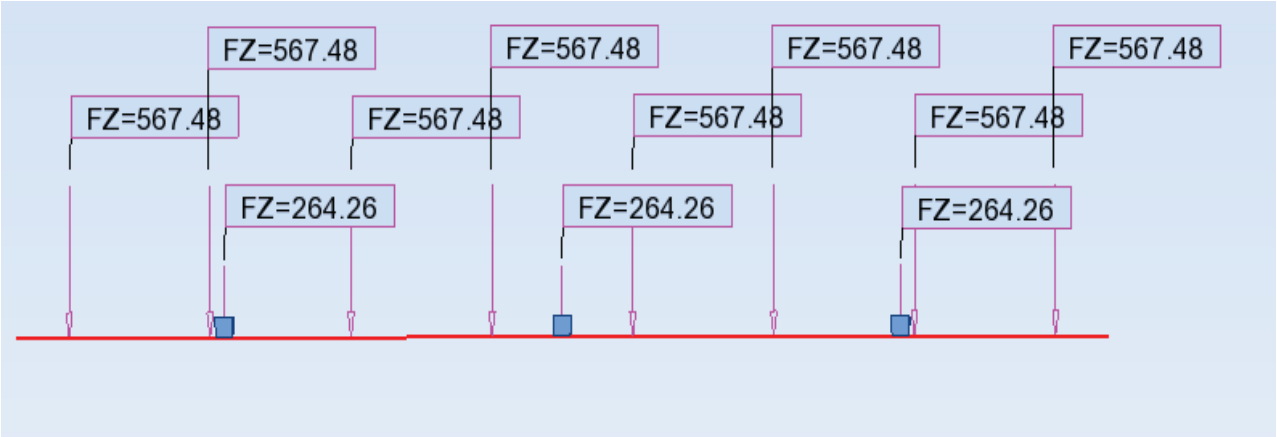


Figure XI. 1 Efforts agissants sur le chevêtre

Ces cas de charges nous donneront les moments et efforts tranchants Max avec les combinaisons G+D240 , 1.35G+1.35D240 et les résultats sont les suivants :

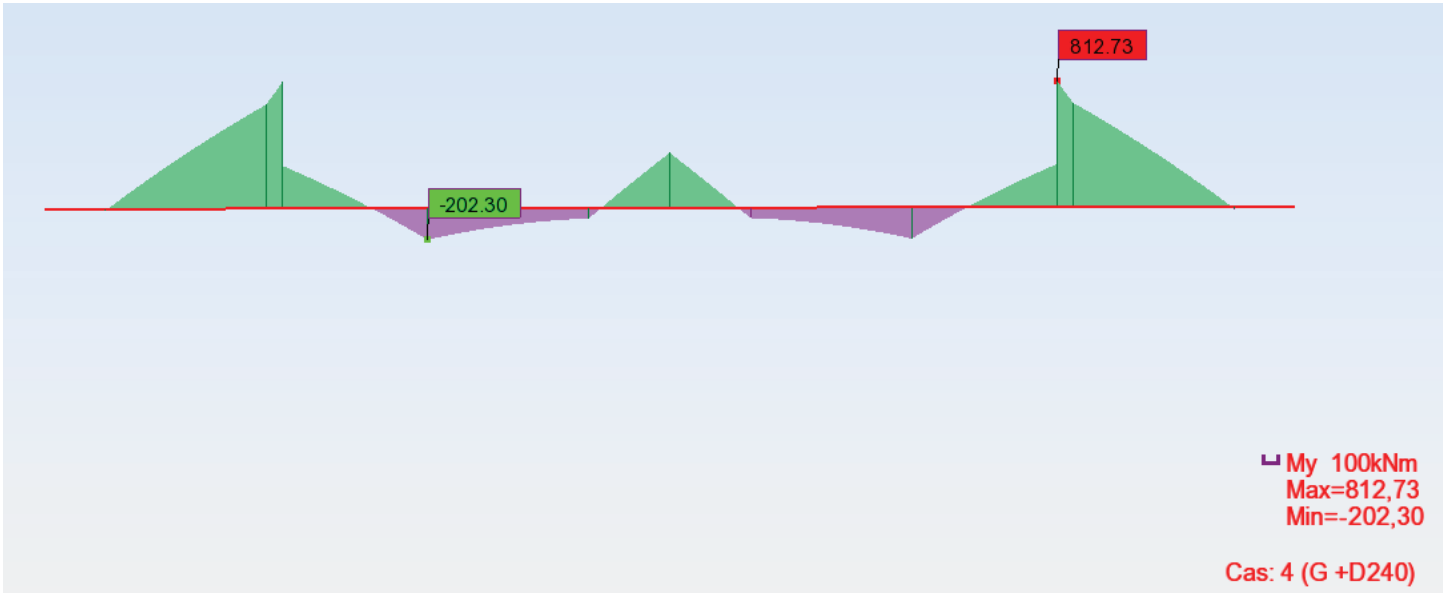


Figure XI. 2 Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G+D240

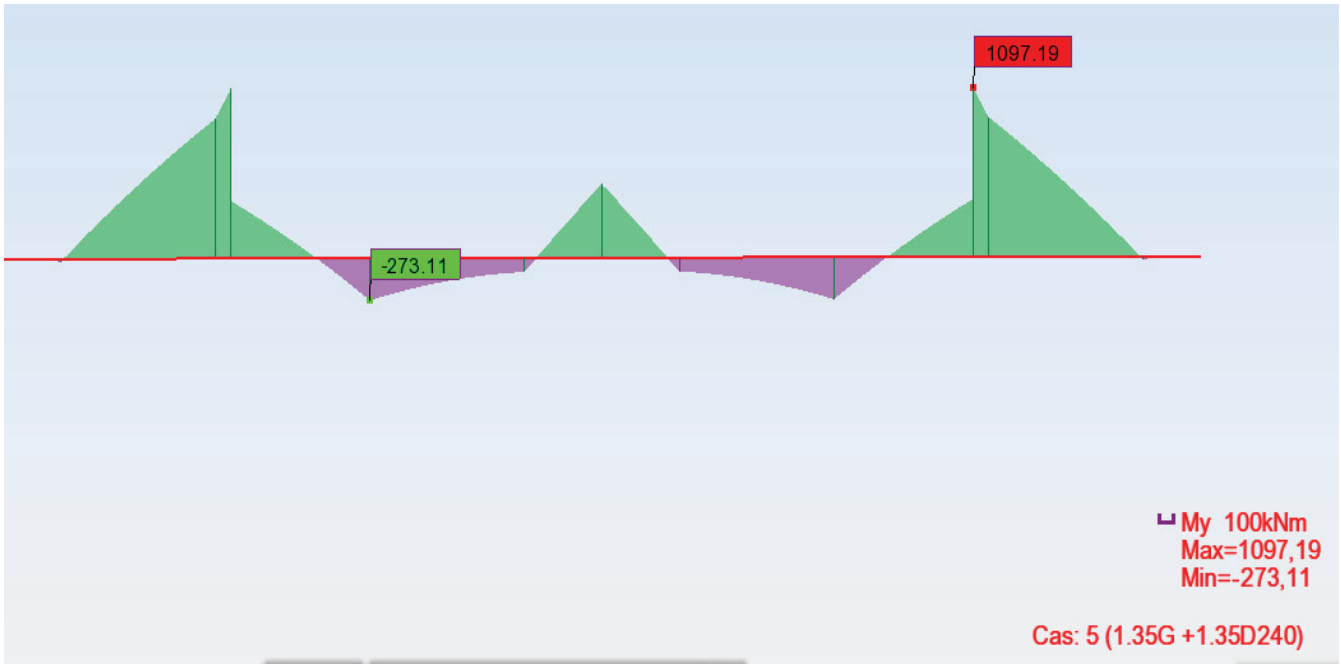


Figure XI. 3 Moment fléchissant à l'ELU sous combinaison 1.35G+1.35D240

- **Effort tranchant :**

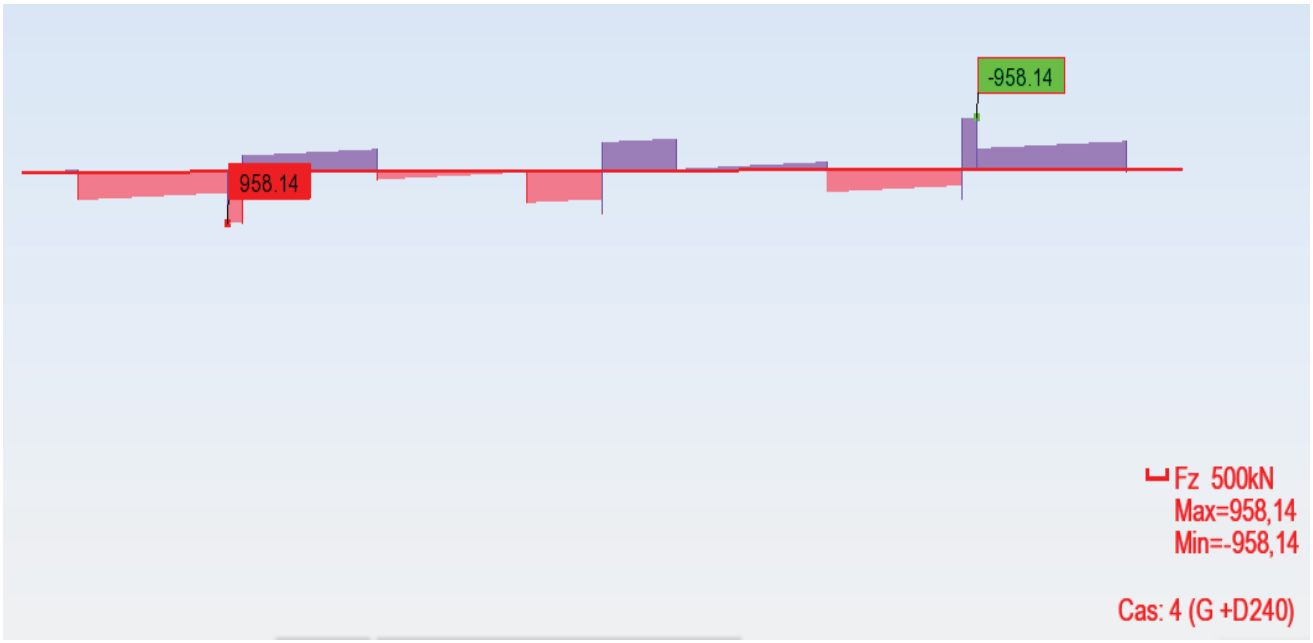


Figure XI. 4 Effort tranchant à l'ELS sous combinaison G+D240

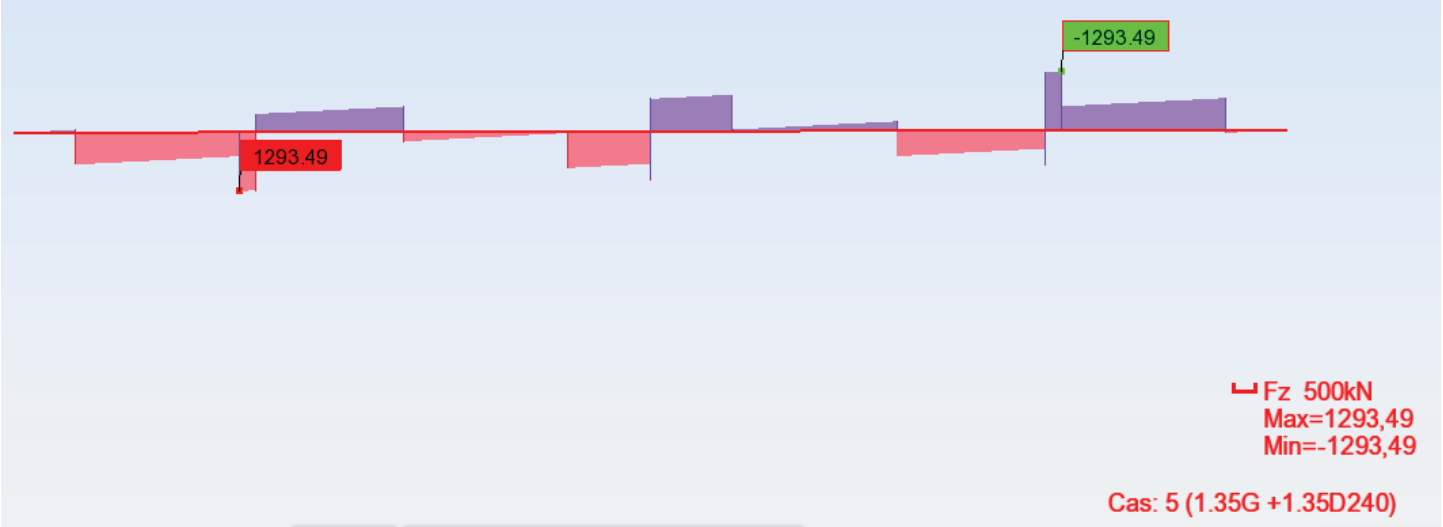


Figure XI. 5 Effort tranchant à l'ELU sous combinaison 1.35G+1.35D240

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M+ max (TRAVEE) (MN.m)	M-min (TRAVEE) (MN.m)	Tmax (MN)
ELU	**1.10**	**0.27**	**1.29**
ELS	**0.81**	**0.20**	**0.96**

Tableau XI. 2 Résultats de modélisation du chevêtre

XI.4.1.2.FERAILLAGE LONGITUDINALE:

On utilisera le logiciel ROBOT EXPERT pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (2.2 x 1.5) et on aura comme résultat :

As = 36.7 cm²

XI.4.1.3.FERAILLAGE TRANSVERSALE :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \min(0{,}1.f_{c28};4\,\text{MPa})$$

Tel que :

τ u: Contrainte tangentielle dans le béton. = 2.7 MPa

Vu : effort tranchant sur appui à l'ELU.

τ u = 0,415MPa< 2.7MPa ⇒ . Condition vérifiée

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » et on prend St =15cm.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0{,}3 f_{t28} k)}{0{,}9 f_e} \gamma_s b_0$$

Avec :

K = 0 reprise de bétonnage.

γs=1, 15

Nous trouvons alors : At = 4.574 cm²

- ✓ Calcul de section d'armature minimale

Amin = 3.45 cm²

$$A_{min} \geq \frac{0{,}4 b_0 S_t}{f_e}$$

At=max (At; Amin) = At = 4,574 cm²

XI.4.2.ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à Ø/ 6

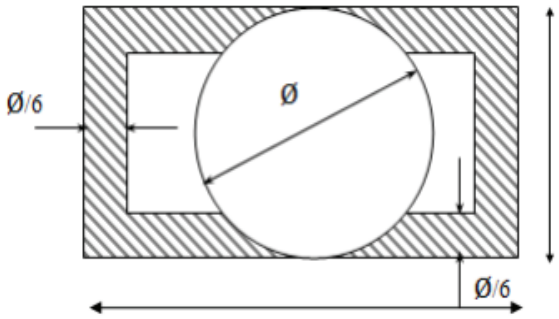
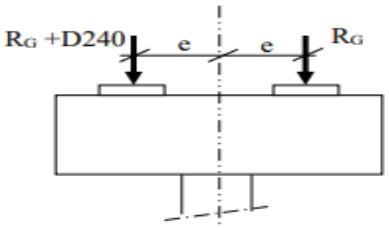


Figure XI. 6 Section de torsion

XI.4.2.1. CALCUL DU MOMENT DE TORSION

Rappelons que le moment de torsion égale à la réaction d'appuis multiplié par l'excentricité. L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e=0.6 m

Mtu = (1, 35*RG+1.35*RD240-1.35 RG). e



⇒ Mtu = 1, 35. (RD240).e avec : e = 0,6 m

⇒ Mtu = 214.05 KN.m = 0.21 MN.m

XI.4.2.1. CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE:

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu}}{2\Omega b_n}$$

Avec :

bn : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente : bn= h/6 = 0,25 m

Ω = (b-bn).(h-bn) = 2,5625 m2

On trouve alors τ bt = 0,164M

XI.4.2.3.ARMATURES LONGITUDINALES:

$$A_l \geq \frac{M_{tu\,max} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : U : périmètre extérieur du chevêtre U = 7,6 m

On trouve Al= 8.96 cm² donc on opte pour un ferraillage de 6HA14 avec Al= 9.24 cm²

XI.4.2.4.ARMATURES TRANSVERSALES :

$$A_t \geq \frac{M_{tu\,max} \cdot S_t}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Donc: At2 = 0,178 cm2 avec: St = 15 cm

« la section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales (SETRA) »

$$At = At1 + At2$$

D'où: At = 4,752 cm2 Soit 5 cadres HA12 (At =5.65 cm²).

XI.4.2.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES :

Il faut que. $Tb^2 + \tau v^2 \leq \tau lim^2$.

τ u = 0,415 MPa τ bt = 0,164 MPa τ u = 2.7 MPa

⇒ 0.2 MPa < 7.29 MPa (condition vérifiée)

XI.4.2.6.SCHÉMA DE FERRAILLAGE DU CHEVETRE :

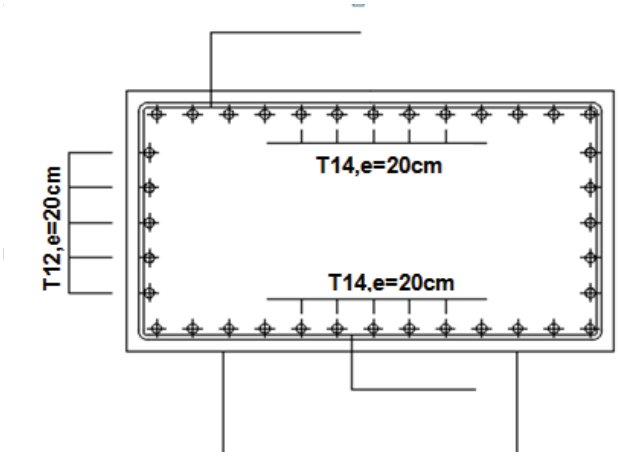


Figure XI. 7 Ferraillage du chevêtre

XI.5.ETUDE DES FUTS :

XI.5.1.VERIFICATION DU FLAMBEMENT:

On vérifie que $\lambda < \bar{\lambda}$

Tel que : $\lambda = Lc / i$ et $\bar{\lambda} = 50$

Lc =0.7 x 6.36 = 4,45 m (fut encastrer en semelle) ; i = D /4 = 0,3

Donc : 14.83 ≤ 50 ⇒ La vérification de flambement n'est pas nécessaire.

XI.5.2.EVALUATION DES EFFORTS :

Le tableau suivant englobe tous les efforts internes pour la pile :

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	2835,00	/	0,00	0,75	0,00	/
Fûts	539,47	/	0,00	4,68	0,00	/
Chevetre	1000,50	/	0,00	8,61	0,00	/
G Tablier	9079,59	/	0,00	9,36	0,00	/
Hf+r	/	170,33	/	9,36	/	1594,27
HT°	/	76,65	/	9,36	/	717,42
Somme	13454,56	216,32	/	/	0,00	2024,72

(Al)	2458,66	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1589,76	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1142,45	/	0,00	/	0,00	/
D240	2114,12	/	0,00	/	0,00	/
ST	105,00	/	0,00	/	0,00	/
frainage	/	156,10	/	9,36	/	1461,11
Bc	/	150,00	/	9,36	/	1404,00

Tableau XI. 3 Sollicitation sur pile.

XI.5.3.COMBINAISON DES EFFORTS :

A ELS :

	N	H	MH	MV	ΔM
G+0,6T	10619,56	246,98	1941,22	0,00	1941,22
G+1.2Al+0,6T+ ST	13674,96	434,30	3413,57	0,00	3413,57
G+1.2Bc+0,6T +ST	12632,28	426,98	4828,37	0,00	4828,37
G+0,6T+Mc120	11762,02	246,98	1941,22	0,00	1941,22
G+0,6T+D240	12733,68	246,98	1941,22	0,00	1941,22

Tableau XI. 4 Effort combinaison ELS

Sollicitations les plus défavorables (pour un fut)

M = 1609.46 KN/ml T = 144.77 KN

A ELU :

	N	H	MH	MV	Δ M
1,35G+0,9T	14336,41	103,47	813,31	0,00	813,31
1.35G+1.6Al+1.6ST+0,9T	18438,27	353,23	2776,44	0,00	2776,44
1.35G+1.26B+1.6ST+0,9T	17048,03	343,47	2699,71	0,00	2699,71
1.36G+1.35Mc120+0,9T	17190,47	103,47	813,31	0,00	813,31
1.35G+1.35D240+0,9T	14478,16	103,47	813,31	0,00	813,31

Tableau XI. 5 Effort combinaison ELU

Sollicitations les plus défavorables (pour un fut)

M_{max} =	925,48	KN.m/ml

T_{max} =	117,75	KN./ml

XI.5.4.FERRAILLAGE DES FUTS :

✓ LONGITUDINALEMENT:

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée. On utilise pour le ferraillage le module expert du logiciel ROBOT pour une section circulaire de diamètre 1.2 m

On trouve donc As=240.6 cm², on prend 30 HA32 avec As = 241.17 cm² avec un espacement 15cm

✓ TRANSVERSALEMENT :

- Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\,[0.15\ f_{c28}/\delta b\ ;\ 4\text{MPa}] = 2{,}7\ \text{MPa}$$

On assimile la section circulaire à une section carré (2b0) (méthode simplifier)

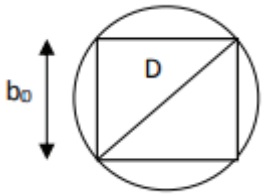
⇒ D = √2 b0 ⇒ b0 = 0,848 m

Avec d= 1,1 m

Pour le calcul du ferraillage transversal, on majore les efforts tranchants par le coefficient γ r = 1,4 comme le préconise le RPOA, l'effort tranchant maximal vaut alors :

Vu=1.4 *0.114 = 0,882 MN

τ u = 0,122MPa≤ 2,7 MPa ⇒ Les contraintes tangentielles sont vérifiées.



- **Section d'armature:**

La section At d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section Al, doit satisfaire la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0{,}3 f_{t28} k)}{0{,}9 f_e} \gamma_s b_0$$

L'espacement St doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

En zone courante : St max = min [12Φl, b, 200 mm]

Et en zone critique : St max = min [8Φl, b/2, 200 mm]

Tel que :

b : est la petite cote du rectangle circonscrit ;

Φl : plus gros diamètre des armatures longitudinales ;

K=1 pas prise de bétonnage.

Soit : St=20 cm en zone courante et St= 15 cm en zone critique.

$At=At_{min}=1,35$ cm² soit une cerce HA12 avec As = 2,26 cm².

XI.5.5.SCHEMA DE FERRAILLAGE DU FUT :

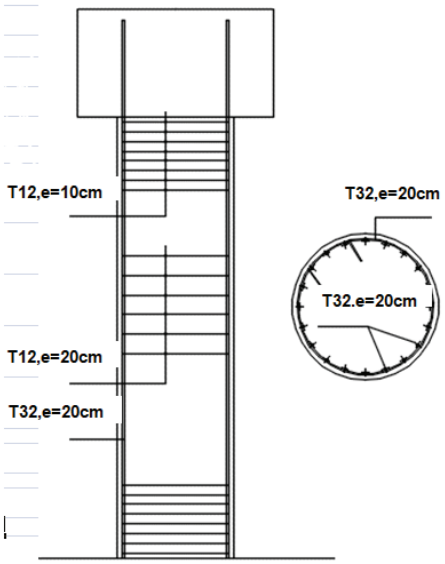


Figure XI. 8 Ferraillage d'un fût

XI.6.ETUDE DE FONDATION:

XI.6.1.LA SEMELLE:

XI.6.1.1.EVALUATION DES EFFORTS:

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Fûts	539,47	/	0,00	3,18	0,00	
Chevetre	1000,50	/	0,00	7,11	0,00	
G Tablier	9079,59	/	0,00	7,86	0,00	
Hf+r	/	170,33	/	7,86		1338,78
HT°	/	76,65	/	7,86		602,45
Somme	10619,56	246,98	/	/	0,00	1941,22
(Al)	2458,66	/	0,00	/	0,00	/

(Bc)	1589,76	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1142,45	/	0,00	/	0,00	/
D240	2114,12	/	0,00	/	0,00	/
ST	105,00	/	0,00	/	0,00	/
frainage	/	156,10	/	7,86	/	1226,96
Bc	/	150,00	/	7,86	/	1179,00

Tableau XI. 6 Evaluation des efforts à la base de la semelle

XI.6.1.2.COMBINAISONS DES CHARGES:

A ELS:

	N	H	MH	MV	ΔM
G+0,6T	13454,56	216,32	2024,72	0,00	2024,72
G+1.2Al+0,6T+ ST	16509,96	403,64	3778,05	0,00	3778,05
G+1.2Bc+0,6T+ ST	15467,28	396,32	5462,85	0,00	5462,85
G+0,6T+Mc120	14597,02	216,32	2024,72	0,00	2024,72
G+0,6T+D240	15568,68	216,32	2024,72	0,00	2024,72

Tableau XI. 7 Effort combinaison ELS

A ELU:

	N	H	MH	MV	Δ M
1,35G+0,9T	18163,66	298,93	2797,94	0,00	2797,94
1.35G+1.6Al+1.6ST+0,9T	22265,53	548,69	5135,71	0,00	5135,71
1.35G+1.26B+1.6ST+0,9T	20875,29	538,93	5044,34	0,00	5044,34
1.36G+1.35Mc120+0,9T	21017,72	298,93	2797,94	0,00	2797,94
1.35G+1.35D240+0,9T	18305,41	298,93	2797,94	0,00	2797,94

Tableau XI. 8 Effort combinaison ELU

Effort	N (MN)	M (MN.m)
ELS	**16.5**	**5.46**
ELU	**22.26**	**5.13**

Tableau XI. 9 Résultats de combinaisons maximales agissant sur la semelle

- **VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE:**

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

- Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement : Rmax < Capacité portante du pieu *Ce
- Stabilité vis-à-vis de l'Arrachement (soulèvement) : Rmin>0

- **CALCUL DES EFFORTS REVENANT A CHAQUE PIEU:**

La réaction du pieu est calculée par la formule suivante:

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M\,y}{\sum y^2}$$

A ELS :

1ère file	2ème file
R_1	R_2
1541,22	1822,43
1801,38	2326,11
1554,05	2312,77
1684,02	1965,23
1805,48	2086,69
< 2506,09	**>0**

Tableau XI. 10 Reactions ELS

A ELU :

1ère file	2ème file
R_1	R_2
2076,16	2464,76
2426,54	3139,84
2259,11	2959,71
2432,91	2821,52
2093,88	2482,48
< 4870,37	**>0**

Tableau XI. 11 reactions ELU

Donc les conditions des stabilités sont verifier (Poinçonnement ; l'arrachemment) .

XI.6.1.3.FERAILLAGE DE LA SEMELLE:

En appliquant la méthode des bielles pour le dimensionnement de la section d'acier de la semelle suivante :

Les conditions de la méthode est $\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ H \geq L/2 - b/4 \end{cases}$

Avec : L = 3.6 m et b = 1.2 m

L / 2 – b / 4 = 1.5 m = H = 1.5 m

tanα= H/(L/ 2 – b/ 4)= 1 => α = 45°

Les deux conditions sont vérifiées donc la méthode est applicable.

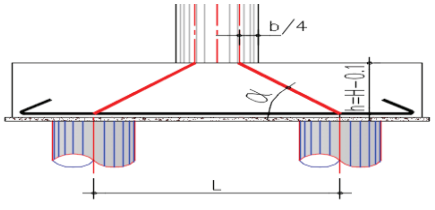


Figure XI. 9 Diffusions des efforts dans la semelle

- **Armatures transversales inférieures :**
- **Condition normale :**

$\overline{\sigma}_a$ = 333.33 MPa N1 = 2.36 MN

Tel que : $A_s = \frac{N_1}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} \Rightarrow$ At = 65.67 cm²

At = 65.67 cm²

- **Condition sismique :**

$\overline{\sigma}_a$ = 500 MPa ➔ At = 43.83 cm²

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptee est

At = 65.67 cm2 , on prend 14HA25 (As= 68,72 cm2).

L'espacement étant :

D'où :

n : Nombre de barre = 14 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ: Diamètre de pieu = 1,2 m.

➔ St = 0.2 m =20 cm $S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$

On a donc 6 HA25 avec As = 29, 45 cm²/ml

- **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

A2 = A/3 = 29.45 /3 = 9.81cm²

Soit : 4HA20 (A2= 12,57 cm2/ml), St = 25 cm.

- **Armatures de construction :**

✓ Armatures transversales supérieures :

At s= A /10 = 29.45/10 = 2,94 cm2

Soit : 4HA10 (A ts= 3,14 cm2/ml) St = 25 cm.

✓ Armatures longitudinales supérieures :

AL s= A / 3 = 29.45/ 3 = 9.81cm2

Soit : 4HA20 (A2= 12,57 cm2), St = 25 cm

- ✓ Armatures latérales :

AL= A / 10 = 29.45 / 10 = 2,94 cm2

Soit : 4HA10 (A ts= 3,14 cm2 /ml) St = 25 cm.

XI.6.2.LES PIEUX:

XI.6.2.1.ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX:

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges. N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

- **Sollicitations les plus défavorables ELU,ELS:**

H_{max} =	403,64	KN
H_{max} =	548,69	KN

XI.6.2.1.1.ACTIONS SUR LES PIEUX:

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

La solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :

b : diamètre des pieux (Φpieu = 1,2 m)

Cu : Module de réaction du sol =20 MPa

(en fonction de la nature de terrain)

y : déplacement en tête des pieux.

E : module d'élasticité du béton =33000 MPa ;

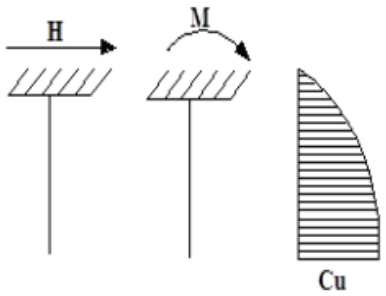


Figure XI. 9 effort agissant sur les pieux

I : moment d'inertie du pieu =0,1017 m4

α: longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nuls.

- **CALCUL DE λ :**

λ= (20*1.2/4*33000*0.1017)^0.25 = 0.206 m^-1

Donc : λ L = 0,206× 30 = 6.179 m.

Avec :

λ: Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;

L : longueur du pieux (L= 30 m)

XI.6.2.1.2.CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis, en différents points par la formule suivante :

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

- **DETERMINATION DES COEFFICIENTS χθP, χθM LE LONG DU PIEU :**

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.

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

λ: Coefficient d'amortissement, λ =1/α

χ θM, χ θP : Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL.

donc : λL = 6.179 → χ θP = 1,45 ; χ θM = 1,65

D'après les résultats précédents, on constate que les solicitations seront comme suites:

MELS =	**1722,05 KN.m**
MELU =	**2340,88 KN.m**

Solicitations sur les pieux

XI.6.2.1.3.FERRAILLAGE DES PIEUX

- **FERRAILLAGE LONGITUDINAL**

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.
Avec :

N = 3.14 MN
M = 5.14 MN

On doit calculer les valeurs suivantes :

h'/D = 0.05/1.2 = 0.04

Avec : D : diamètre du pieu **$M/\pi R^2 D\beta w = 5.14/3.14*0.6^2*1.2*27 = 0.14$**

h' : l'enrobage de l'acier. **$N/\pi R^2 \beta w = 0.1$**

Avec : βw : résistance caractéristique du béton (βw = 27MPa)
R : rayon du pieu.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec :
F_a : la section des armatures.
σ_f = 400 MPa
D'apres la bague :
W = 0.2
➔ Fa = 152.55 cm²
Donc on prend 19HA32 (A_s = 152,81 cm²)

L'espacement :

Soit un espacement **St= 23 cm**

$$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{n}$$

- **ARMATURES TRANSVERSALES :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} =$$

➔ **32/3 = 10.66 cm**

Donc, on prendra des cerces de HA16 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction

XI.7.CONCLUSION

Le ferraillage de chaque élément de la pile est dimensionné avec les combinassions des charges les plus défavorable en utilisant le logiciel de calcul '' ROBOT EXPERT''.

Chapitre XI :
ÉTUDE SISMIQUE
DE LA PILE

XII.1.EVALUATION DES CHARGES SISMIQUES :

XII.1.1.LA PERIODE T :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$T = 1.784\sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$$

Tel que :

P : masse volumique du matériau de l'appui

E : module d'Young du matériau de l'appui

A : section équivalente de l'appui pour retrouver la masse totale de l'appui

I : inertie a ajuster pour retrouver la même flèche « d » en tête sous l'action d'une charge « f » I=fl^3/3Ed

L : hauteur de la pile

On a :

ρ =	2500	kg/m³	h =	6,36	m
A =	9,69	m²	M =	1539,97	KN
E =	33 000	MPa	I_{tran} =	29,62	m⁴
I_{long} =	0,30	m⁴			

Tableau XII.1. Tableau des données

Donc on trouve :

T Trans = 0,011 s **T Long = 0,113 s**

XII.1.2.SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE:

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

XII.1.3.COMPOSANTS HORIZONTALES :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Tel que :

A =	0,2	
S =	1,2	
T_2 =	0,50	s
T_1 =	0,20	s

g :accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
S : coefficient de site
η : facteur de correction de l'amortissement
ξ : taux d'amortissement

On trouve :

Sa Tran =2,55 s **Sa long =2,55 s**

XII.1.4.COMPOSANTS VERTICALES :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Tel que :

α :coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : α = 0,7

On trouve: **Sa Ver = 3,43 s**

XII.2.LA PILE :

XII.2.1.EVALUATIONS DES ACTIONS SISMIQUES :

Les résultats des actions sismiques sur la pile et le tablier sont indiquer sur le tableau suivant :

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	$/_{FV}$/o (x/o)	$/_{FH}$/O/a (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Pile	0,53	0,39	0,39	0,00	3,18	0,00	1,3	1,25
Séis Tab	3,44	2,17	2,99	0,00	6,36	0,00	13,81	19,03

Tableau XII.2. Effort a la base de la pile

XII.2.2.COMBINAISONS DES DIRECTIONS :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = E_L + 0{,}3\,(E_T + E_V)$$
$$E2 = E_T + 0{,}3\,(E_L + E_V)$$
$$E3 = E_V + 0{,}3\,(E_L + E_T)$$

Alors on trouve :

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2,21	0,00	0,00	2,21	0,66	0,66
V_T(MN)	0,00	3,02	0,00	0,91	3,02	0,91
M_L	13,86	0,00	0,00	13,86	4,16	4,16
M_T	0,00	19,08	0,00	5,72	19,08	5,72
N (MN)	0,00	0,00	3,48	1,04	1,04	3,48

Tableau XII.3. Combinaison des directions (pile)

XII.2.3.COMBINAISONS D'ACTION AU PIED DE LA PILE :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

1 : $E1 + R_{max} + PP_P$

2 : $E2 + R_{max} + PP_P$

3 : $E3 + R_{max} + PP_P$

4 : $-E1 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5 : $-E2 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6 : $-E3 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

Tel que :

Efforts provenant du Tablier :

	R_{max}	R_{min}
N (MN)=	9,59	9,31
V(MN)=	0,23	0,23
M_L(MN)=	1,48	1,47

Tableau XII.4. Efforts provenant du Tablier (pile)

Efforts provenant de la pile :

Désig	N (MN)
Fûts	0,54
Chevetre	1,00
PP_p	1,54

Tableau XII.5. Efforts provenant de la pile

Les résultats des combinaisons des actions sont donnes par le tableau suivant :

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2,44	0,89	0,89	1,98	0,43	0,43
V_T(MN)	0,91	3,02	0,91	0,91	3,02	0,91
M_L	7,20	20,55	7,20	4,25	17,61	4,25
M_T	5,72	19,08	5,72	5,72	19,08	5,72
N (MN)	12,18	12,18	14,61	10,09	10,09	7,65

Tableau XII.6. Combinaisons des actions (pile)

Donc la combinaison la plus défavorable c'est E2. On calcule effort par fut tel que :

Effort par Fut = Effort Total / Nombre de Fut

Pour le moment on a : M = 20.55/3 = 6.85 MN.m

Pour effort vertical N : N = 12.18/3 = 4.06 MN

XII.3.LES FONDATIONS :

Effort du au poids Semelle N = V * masse volumique du béton :

N (MN) =	2,84 MN

Effort sismique de la Semelle :

V_L (MN)	0,57
V_T(MN)	0,57
M_L	0,43
M_T	0,43
N (MN)	0,17

XII.3.1.EVALUATIONS DES ACTIONS SISMIQUES :

Les résultats des actions sismiques sur la semelle et le tablier sont indiquer sur le tableau suivant :

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	$/_{FV}/o$ (x/o)	$/_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Pile	0,53	0,39	0,39	0,00	4,68	0,00	1,8	1,84
Séis Tab	3,44	2,17	2,99	0,00	7,86	0,00	17,06	23,52

Tableau XII.7. Effort a la base de la fondation

XII.3.2.COMBINAISONS DES DIRECTIONS :

Les résultats des combinaisons des directions sont indiquer sur le tableau suivant :

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2,28	0,00	0,00	2,28	0,68	0,68
V_T(MN)	0,00	3,07	0,00	0,92	3,07	0,92
M_L	17,17	0,00	0,00	17,17	5,15	5,15
M_T	0,00	23,60	0,00	7,08	23,60	7,08
N (MN)	0,00	0,00	3,49	1,05	1,05	3,49

Tableau XII.8. Combinaison des directions (semelle)

XII.3.3.COMBINAISONS D'ACTION AU PIED DE LA PILE :

Il sont donnes par les même formules de celui de la pile

Efforts provenant du Tablier :

	Rmax	Rmin
N (MN)=	9,59	9,31
V(MN)=	0,23	0,23
M_L(MN)=	1,83	1,82

Tableau XII.9. Efforts provenant du Tablier (fondation)

Les résultats des combinaisons des actions sont donnes par le tableau suivant :

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2,51	0,92	0,92	2,05	0,45	0,45
V_T(MN)	0,92	3,07	0,92	0,92	3,07	0,92
M_L	8,91	25,42	8,91	5,25	21,77	5,25
M_T	7,08	23,60	7,08	7,08	23,60	7,08
N (MN)	12,35	12,35	14,79	10,26	10,26	7,82

Tableau XII.10. Combinaisons des actions (semelle)

Donc la combinaison la plus défavorables c'est E2.

Pour le moment on a : M = 25.42 MN.m
Pour effort vertical N : N = 12.35 MN

XII.4.LES PIEUX :

D'après le rapport géotechnique on a :

$$Q_{ELA} = 4.78 \text{ MN}$$

On a aussi le nombre des pieux : 8 pieux (4 pieux par file)

XII.4.1.CALCUL DES REACTIONS

On a :

- R1 = (N/n)+(Myi /∑yi²)
- R2 = (N/n)-(Myi /∑yi²)

Avec:

Y: entre axes des pieux (y1= -1.8, y2= 1.8)

N : effort vertical (MN)

M : moment fléchissant (MN.m)

n : nombre des pieux par file (4 pieux)

Les résultats de la décente des charges sont indiquer sur le tableau suivant :

M_L	N (MN)
8,91	12,35
25,42	12,35
8,91	14,79
5,25	10,26
21,77	10,26
5,25	7,82

Tableau XII.11. La décente des charges

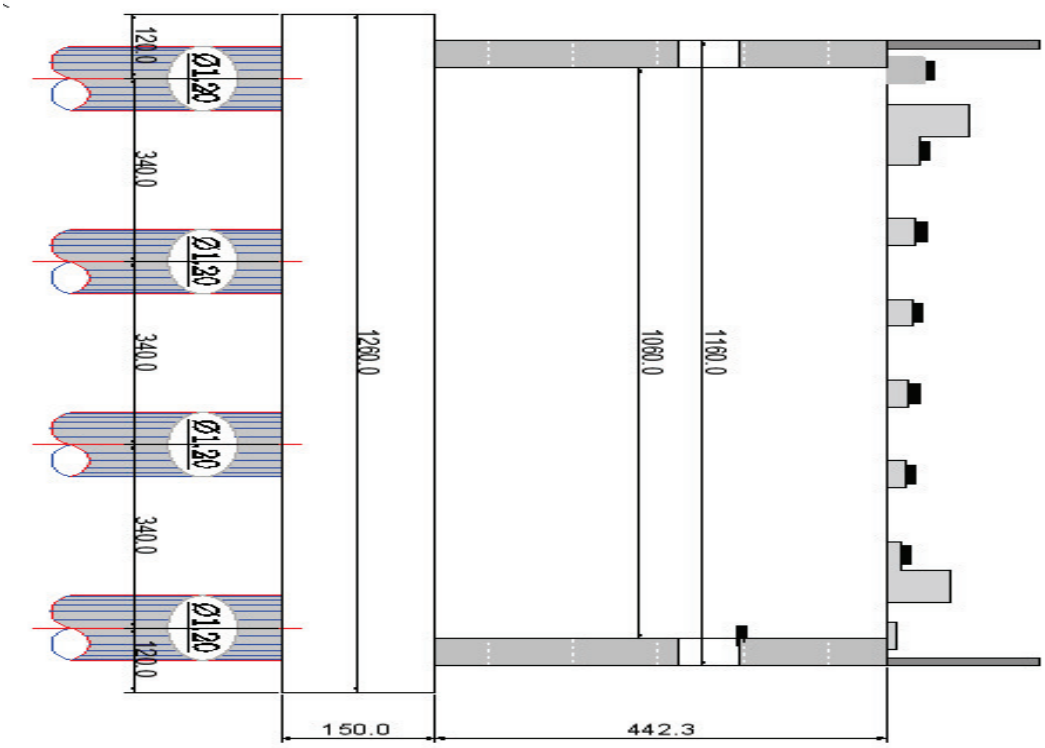
Donc les valeurs des réactions par file sont indiquer sur le tableau suivant :

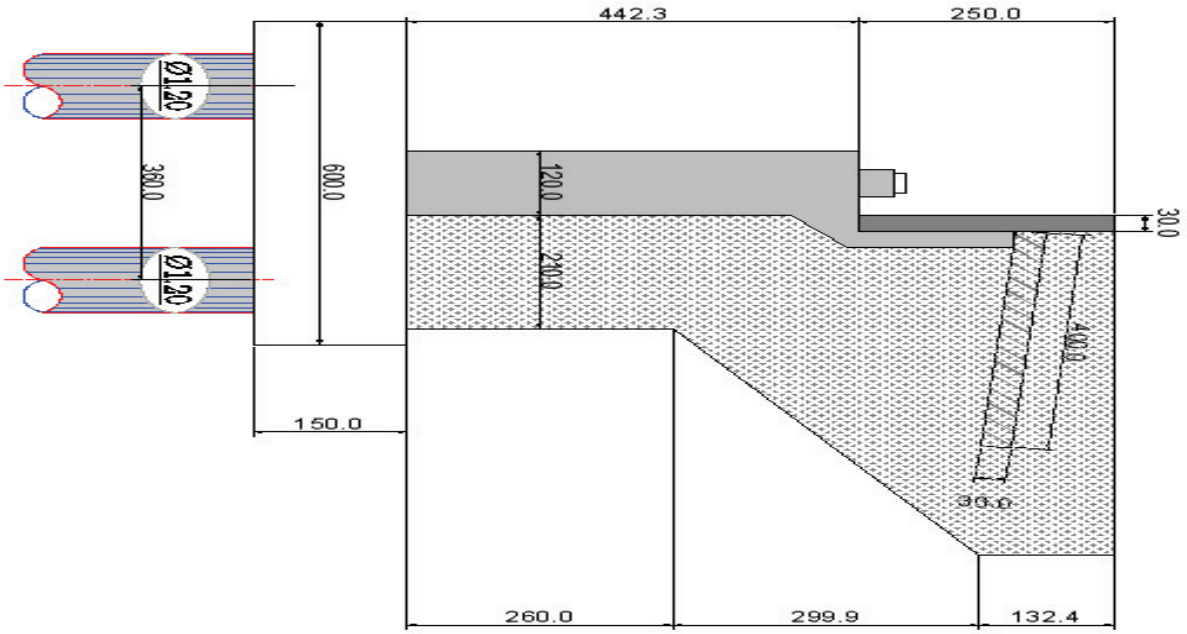
ELA	
R_1(MN)	R2(MN)
2,16	0,93
3,31	-0,22
2,47	1,23
1,65	0,92
2,79	-0,23
1,34	0,61

Tableau XII.12. Les réactions des pieux

- **Max (R1, R2) = 3.31 MN < QELA** alors la condition est vérifie.

Chapitre XII :
ETUDE DE
LA CULEE


120.0
Ø1.20
340.0
Ø1.20
340.0
Ø1.20
340.0
Ø1.20
120.0
1260.0
1080.0
1160.0
150.0
442.3


442.3
250.0
Ø1.20
360.0
Ø1.20
600.0
120.0
210.0
30.0
400.0
30.0
150.0
260.0
299.9
132.4

XIII ETUDE DE LA CULEE

XIII.1.INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

On a comme donner :

$\rho_{béton}$ =	25	KN/m³
ρ_{sol} =	18	KN/m³
k_a =	0,33	

XIII.2.LES DIFFERRENTS CONSTITUANTS DE LA CULEE

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1,50	6,00	12,60
Mur F	1,20	4,42	11,60
DDT	0,30	11,20	4,00
Mur en R			0,30
Corbeau		10,00	
MGG	2,50	11,60	0,30

Tableau XIII.1. Dimensions des éléments de la culée

Mur en R	s(m²)=	27.8
Corbeau	s(m²)=	0,7
terre amont	s(m²)=	18,05
terre sur ddt	s(m²)=	3,43

XIII.3.EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

XIII.3.1.DETERMINATION DES PARAMETRES K_{AD} ET θ

D'après le RPOA 2008

Avec :
K_{ad} : coefficient de poussée
φ= 30° : angle de frottement interne du remblai.
β = 0 : angle de talus avec l'horizontale.
δ = 0 : angle de frottement remblai-culée.
θ : Angle entre la direction du séisme et la vertical

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

$K_H = A = 0.2 \rightarrow$ zone IIa
A : coefficient d'accélération de zone
$K_v = 0.3 * K_H = 0.06$
K_V: Accélération sismique dans le sens verticale

$$\theta = artg \frac{K_H}{(1 \pm K_V)}$$

L'ensemble des paramètres K_{ad}, K_H et K_V pour les quatre cas existants sont résumés dans le tableau suivant :

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0,00	0,33
Séisme « Vertical vers le bas + horizontal »	Cas N°2	0,20	0,06	10,68	0,46
Horizontal	Cas N°3	0,20	0,00	11,31	0,47
Séisme « Vertical vers le haut + horizontal »	Cas N°4	0,20	-0,06	12,01	0,48

Tableau XIII.2. Valeurs des paramètres Kad, KH, Kv et θ

XIII.3.2.DETERMINATION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE

- **Sollicitation due aux poids propres de la culée**

  Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante :

  $$P = \gamma_b . v$$

  NB : le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au centre bas de la semelle.

- **Poussée due aux terres**

  La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

  $$P_t = \frac{1}{2} . K_a . \gamma . h^2 . L$$

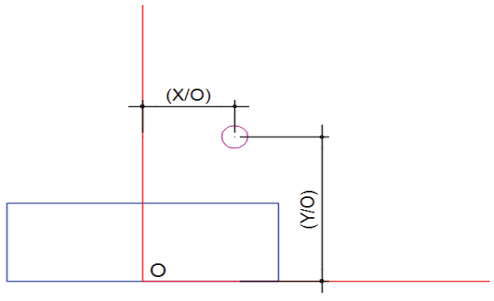
- **Poussée due aux surcharges**

  La poussée des surcharges agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

  $P = K_a . q . H . L$ Avec $K_a = tg^2 (\pi/4 - \varphi/2) \rightarrow K_a = 0.33$

  Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi

Note : Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A (Bas et au centre de la Semelle).



Le tableau qui donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour le cas statique se trouve si dessous :

- **Combinaisons des charges**

A L'ELS :

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	Δ M (KN.m)
G+0.6T	14401,00	2182,29	5003,39	10146,18	15149,56
G++0.6T+1.2Q	14821,36	2561,76	6612,31	11049,95	17662,26
G+0.6T+1.2A(I)+ST	16429,97	2369,62	6112,33	10656,04	16768,37
G+0.6T+1.2Bc+ST	15798,25	2362,294	6068,99	10498,11	16567,10
G+0.6T+Mc120	15487,32	2182,29	5003,39	10417,76	15421,14
G+0.6T+D240	16179,82	2182,29	5003,39	10590,88	15594,27

TableauXIII.3.Combinaisons de charges à l'ELS

À L'ELU :

	N (KN)	H (KN)	M_H (KN.m)	M_V (KN.m)	Δ M (KN.m)
1.35G+0.9T	19441,34	2949,55	4964,95	13697,34	18662,29
1.35G++0.9T+1.6Q	20001,82	4487,84	8847,91	19696,44	28544,35
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	28965,12	4231,65	8181,28	19171,23	27352,51
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	28122,82	4221,89	8123,48	18960,65	27084,14
1.35G+0.9T+1.35Mc120	27712,35	2949,55	4964,95	18858,04	23822,99
1.35G+0.9T+1.35D240	28647,23	2949,55	4964,95	19091,76	24056,71

Tableau XIII.4. Combinaisons de charges à l'ELU

- Donc on peut déterminer les efforts max agissants sur la culée dans le cas statique :

- **Sollicitations les plus défavorables**

M_V = 11049.95 KN.m/ml

M_H = 6612.31 KN.m/ml

N = 14821.36 KN

H = 2561.76 KN

- A partir de ces résultats on peut calculer le ferraillage nécessaire pour chaque élément dans la culée

- **Evaluation des charges Sismique**

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

1éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1+kv» Kh= 0,20

2éme cas : cas de séisme «horizontal ; 1-kv » Kh= 0,20

3éme cas : cas de séisme «vertical» Kv= 0,06

γ (kN/m³)	18,00
φ°=	30,00
ka=	0,33
kh =	0,20
kv=	0,06
θ1° (1+Kv)	10,68
θ2° (1-Kv)	12,01
Kad (1+kv)	0,46
Kad (1-kv)	0,48

Avec :

$$k_H = A$$

$$k_V = 0{,}3k_H$$

$$tg\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V}$$

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

- **Evaluation des charges Statiques**

Le tableau qui donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour le cas sismique se trouve si dessous :

$N_{sismique} = N_{statique} \times Kv$ et $M = F \times l$

$H_{sismique} = H_{statique} \times Kh$

Désignation	N (KN)	H (KN)	lFV(x/o)	lFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	170,10	567,00	0,00	0,75	0,00	425,25
Mur F	115,36	384,54	1,00	3,71	115,36	1426,64
DDT	20,16	67,20	1,89	7,44	38,10	499,97
Mur en R	27,72	92,40	0,80	5,50	22,18	508,20
Corbeau	4,07	13,56	0,05	5,34	0,20	72,41
MGG	13,05	43,50	0,25	6,68	3,26	290,58
Poids des Terres Amot	220,28	734,27	1,42	4,40	312,80	3230,81
Poids des T sur DDT	20,93	69,77	2,33	7,99	48,77	557,43

Tableau XIII.5. Les charges agissantes sur la culée cas sismique

	N1 (kN)	H1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	**591,67**	**1972,24**	**540,67**	**7011,29**

- **Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique**

Avec : H est la hauteur total

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm k_v)H^2 k_{ad}$$

Désignation	N (KN)	H (KN)	lFV(x/o)	lFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Pad (1+kv)	/	3595,04	/	2,827	/	10161,97
Pad (1-kv)	/	3329,21	/	2,827	/	9410,56

Tableau XIII.6. Charge sismique due a la poussée dynamique

- **Evaluation des charges Sismique due au tablier**

- A partir de l'étude sismique on détermine la charge sismique due au tablier qui agit sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV}/_{o}$	$M_{FH}/_{o}$
Seisme Tablier	1534,19	1910,78	0,25	5,92	383,55	11311,79

Tableau XIII.7. Charges sismiques due au tablier

- Donc on peut faire une somation de ces types de charges pour avoir la charge sismique total agissante sur la culée a partir d'un calcule Excel :

	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	**0,00**	**5886,05**	**20563,98**
CAS 2	**0,00**	**5635,28**	**19940,76**
CAS 3	**1644,33**	**0,00**	**662,90**

Tableau XIII.8. Les 3 cas sismiques sur la culée

- **Combinaison d'action :**

On prend les valeurs à partir de l'étude statique de la culée Avec la combinaison suivante G+0.2Q+0.4T

	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
P max	**10216,97**	**131,71**	**11014,86**
P min	**10078,47**	**130,49**	**10973,01**

Tableau XIII.9. Charge permanente sur la culée

On s'intéresse aux combinaisons suivantes

P max - H + 0,3V

P min - H - 0,3V

P max + V - 0,3H

P min - V - 0,3H

	N	H	M
P max - H + 0,3V	10710,27	6017,77	-10212,02
P min - H - 0,3V	9585,17	5765,78	-9630,65
P max + V - 0,3H	11861,30	1897,53	4182,77
P min - V - 0,3H	8434,13	1821,08	4327,88

Tableau XIII.10. Les efforts sismiques totaux sur la culée

XIII.4.VERIFICATION DU TIERS CENTRAL :

On doit vérifier que

$$E_{max} = \frac{b}{6} = = \frac{6}{6} = 1 > \quad e = \frac{(\Sigma MS - \Sigma MR)}{N} = \frac{(11049.95 - 6612.31)}{14821.36} = 0.3 \text{ m}$$

Avec B: la largeur de la semelle.

XIII.4.1.VERIFICATION AU GLISSEMENT :

$$= \frac{H}{N} = \frac{2561.76}{14821.36} = 0.173 < 0.4 \text{ Donc est vérifier.}$$

XIII.4.2.VERIFICATION AU RENVERSEMENT :

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{11049.95}{6612.31} = 1.67 > 1{,}5 \text{ Donc est vérifier}$$

XIII.5.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

Cas de fissuration : préjudiciable. (Dimensionnement à l'ELS)

$f_{c28} = 27\ MPA$; f_e=400 MPa

$\bar{\sigma}_{st}$=min $\{2/3 f_e$;max(0,5 f_e; 110$\sqrt{n}$ $f_{tj}\}$ =207.31MPa

$\bar{\bar{\sigma}}_{bc}$=0.6f_{c28}=16.2 MPa.

Ferraillage par bandes de 1 ml (linéaire)

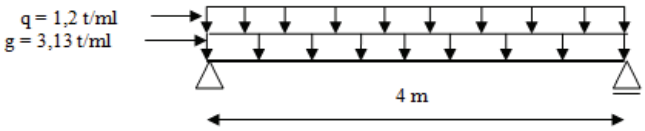
XIII.5.1.DALLE DE TRANSITION

Pour le calcul de ferraillage de la dalle de transition, on étudie tout d'abord son comportement mécanique, sachant que les dimensions de la dalle sont (4x11.2x0.3) m^3
$\alpha = Lx/Ly$=0,36 <0.4 Donc la dalle travaille dans un seul sens, tel que :
Mx =$pL^2_x/8$; My = 0

XIII.5.1.1EVALUATION DES EFFORTS

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids de la dalle de transition : G_1 = 25 x 0.3 x 1 = 7.5 KN /m^2.
- Poids du remblai : G_2 = 1,8 x 1.22 x 1 = 21.96 KN / m^2.
- Poids propre du revêtement : G_3 = 24 x 0.08 x 1= 19.2 KN /m^2.
- Poids total: $G_t = G_1 + G_2 + G_3$ = 31.3 KN / m^2.
- Surcharges : Q = 12 KN / m^2.



FigureXIII.1. Schéma statique de dalle de transition.

	Charge (t/m2)	M (t.m/ml)	T (t/ml)
Charge permanente G	3, 13	6,26	6,26
Surcharge Q	1,2	2,4	2,4

Tableau XIII.11. Effort appliquée sur la dalle de transition

XIII.5.1.2.COMBINAISON DES EFFORTS

ELU :

$M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_Q = 122.9$ KN.m /ml.

$T_{ELU} = 1.35\ T_G + 1.6\ T_Q = 122.9$ KN /ml.

$\Rightarrow M_{ELU} = 122.9$ KN.m /ml ; et $T_{ELU} = 122.9$ KN /ml.

ELS:

$M_{ELS} = M_G + 1.2\ M_Q = 91.4$ KN.m /ml.

$T_{ELS} = T_G + 1.2\ T_Q = 91.4$ KN /ml.

$\Rightarrow M_{ELS} = 91.4$ KN.m /ml ; et $T_{ELS} = 91.4$ KN /ml.

XIII.5.1.3.FERRAILLAGE-

Armature Longitudinale

$M_{ELS} = 9,14$ t.m /ml ; b = 1m; h=30 cm

$$\text{Si} \quad M_{ser} \le \overline{M_1} \qquad \Rightarrow \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z.\overline{\sigma_{st}}}$$

Avec $\overline{M_1} = \frac{1}{2}.\times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times x \times Z$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0,22 \ \rightarrow \ \left(x = 15\frac{\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \times d = 0,145m \quad et \quad d = \frac{9\,h}{10} = 0,27\ m\right)$$

On trouve donc $\overline{M_1} = 26,13\text{t.m} > M_{ser} = 14,28\ \text{t.m}$

$\Rightarrow A_s = 20,04\ cm2$

On prend 7HA20 ($As = 21,99 cm2/ml.$) avec un espacement de 15 cm

- Pour l'armature de construction :

On prend: $A_s = As/3 = 7,33\ cm2/ml$

Soit **:** 7HA12 pour ($A's = 7,92\ cm2/ml.$) avec espacement de 15cm.

Armature transversale :

$$As/4 < A_r < As/2 \ D' \qquad \text{où} \qquad 5,49 < A_r < 10,99$$

On choisit deux cadres HA14 (At=6,16 cm²) tous les 20 cm

- Condition de non fragilité :

$$A_{ser} = 20,04cm^2 > A_{min} = 0,23 \times \frac{ft_j}{fe} \times b \times d = 3,31cm^2 \Rightarrow C.vérifiée$$

XIII.5.2.MUR GARDE GREVE

XIII.5.2.1.EVALUATION DES EFFORTS SUR LE MUR GARDE GREVE

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

✓ Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

✓ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

POUSSEE DES TERRES

Elle est donnée par la formule suivant :

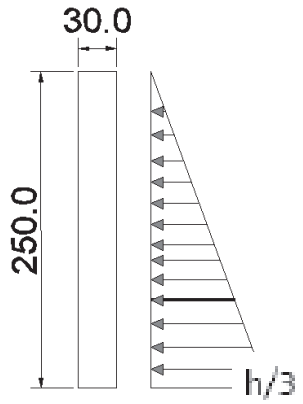
$$P_t = \frac{1}{2} . K_a . \gamma . L h^2$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} . P_t . h = \frac{1}{6} . K_a . \gamma . h^3$$

Avec :

γ = 1.8 t/m3: Poids volumique des terres. .

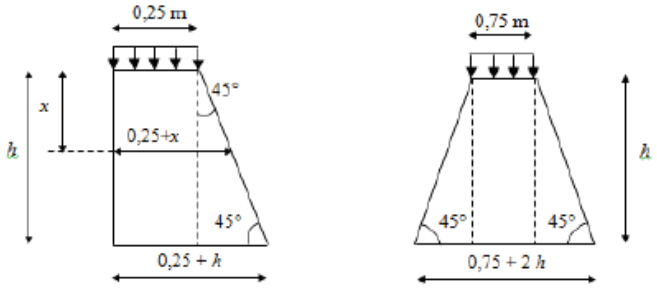


FigureXII.2. poussée des terres sur le MGG

h = 2.5 m : Hauteur du mur garde grève

D'où : Mt = 15.4 KN.m/ml

POUSSEE D'UNE CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU MUR GARDE GREVE



D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6T chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)}dx \quad [t.m/ml]$$

Avec : . .δ .γ $_{a\,c}K = K\,b$

γ : Coefficient de pondération = $\begin{cases}1,2 & \text{à l'ELS}\\ 1,6 & \text{à l'ELU}\end{cases}$

δ =1 : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

bc =1,1 : Coefficient de pondération du système b_c

$k_a = 0.33$

D'où : $K = 0,366\gamma = \begin{cases}0,4396 & \text{ELS}\\ 0,5861 & \text{ELU}\end{cases}$

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de MP/K= f(h) (d'après S.E.T.R.A) :

h	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
Mp/k	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Tableau XIII.12. Les valeurs de MP/K=f(h)

Pour h = 2.50 m ⇒ $M_p = 85.6 \times k\ (KN.m/ml)$

On trouve donc : $M_{pelu} = 50.2$ ($KN.m/ml$)

$M_{pels} = 37.6$ ($KN.m/ml$)

MOMENT DU A LA FORCE DE FREINAGE

Seul l'effet d'une roue de 6t est considéré, et le moment du au freinage est donné par l'expression (d'après SETRA)

Soit $M_F = \frac{6.h}{0,25+2h}.\gamma$

$M_F = 2.857\ .\gamma \Rightarrow M_{Felu} = 45.7\ KN.m/ml$

$M_{Fels} = 34.3\ KN.m/ml$

Finalement le moment total de l'encastrement :

$M_{tot} = M_t + M_p + M_f \Rightarrow M_{elu} = 0.1113\ MN\,m/ml$

$M_{els} = 0.0876\ MN\,m/ml$

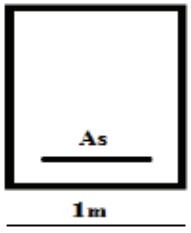


Figure XII.3.Section de ferraillage de MGG

XII.5.2.2.FERRAILLAGE

✓ **Verticalement :**

$x=15\cdot\frac{\overline{\sigma_{bc}}}{15\cdot\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}}\cdot d=0{,}145\ m$

MELU = 0.1113 MN.m /ml; MELS = 0.0876 MN.m /ml

b = 1m ; h=30cm

$z = d - \frac{x}{3} = 0.221$

$M_1=1/2b\cdot x\cdot\overline{\sigma_{bc}}\cdot z = 261.3\ KN.m > M_{ser} = 87.6\ KN.m \Rightarrow As = \frac{Ms}{z\cdot\overline{\sigma st}} = 19.47\ cm2$

Donc : ⇒ As = 19, 47 cm2/ml.

Soit : 7HA20 (As = 20.99 cm2/ml) avec un espacement de 15 cm.

✓ **Pour l'armature de construction on prend :**

As' =As/3=7 cm2/ml. Soit : 7HA12 pour As = 7.92 cm2/ml. Avec un espacement 15 cm.

✓ **Horizontalement :**

On disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

- Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0{,}23\times\frac{b\times d\times f_{tj}}{f_e}$ Avec (As : section d'armature tendus).

19,47 ≥ 3,44 cm2. ⇒ vérifié

XIII.5.3.CORBEAU

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de

XIII.5.3.1.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

L : longueur de la dalle de transition
q : charges perm.

$R_{Rem}=\frac{ql}{2}$

L =	1,00	m
q =	27,42	kN/ml
R_{Rem} =	**13,71**	kN/ml

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

L : longueur de la dalle de transition
q : Surcharges du remblai

$R_{Rem}=\frac{ql}{2}$

L =	1	m
q =	10,00	kN/ml
R_{Rem} =	**5**	kN/ml

Combinaison d'action :

A l'ELS :

R_ser = RG + 1.2 RQ = 19.71 kN/ml

A l'ELU :

R_ult = 1.35XRG + 1.6RQ = 26.01 kN. /ml

XII.5.3.2.Ferraillage :

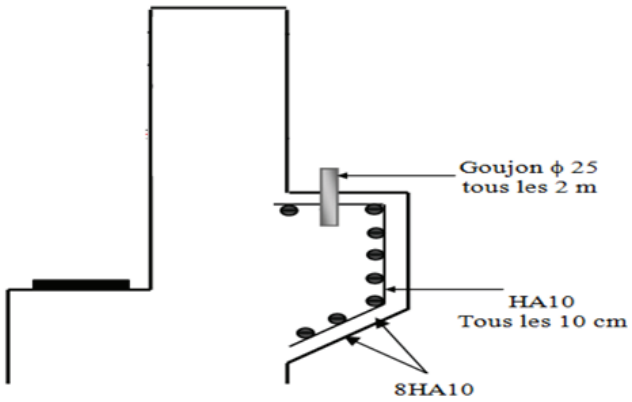


Figure XIII.4.ferraillage du corbeau

Le corbeau d'appui de la dalle de transition est identique à ceux prévus pour les ouvrages de types PICF ou PIPO.
Selon le document SETRA P.P.73 Appuis des tabliers calculs complémentaires ferraillages types, le ferraillage du corbeau d'appui est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 10cm et des goujons de HA25 tous les deux mètres. Il est défini en coupe transversale au schéma ci-dessous.
Le plan de ferraillage du corbeau d'appuis se trouve en annexe.

XIII.5.4.Etude Mur Frontal

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par les efforts suivants :

Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de son poids propre
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,25 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc

Evaluation des efforts

Le tableau qui donne l'ensemble des moments, efforts et poussées agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique et le tableau des combinaisons de charges sont représentés dans l'annexe

	Mmax	Nmax
CN	792,57	640,74
CS	880,34662	1022,5257

TableauXIII.13.Forts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et sismique

XIII.5.4.1.Ferraillage du Mur frontal

Le ferraillage se fait en flexion composé à L'ELS à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT une section de béton (bxh) et on aura comme résultat :

- **Verticalement**

Avec : f_{c28} = 27 MPa b = 1m h = 1.5 m c' = 5cm d = 1.35 m on aura :
As =15 cm² → Soit 6HA20 avec As =18.85 cm² avec un espacement de 18 cm.

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{ftj}{fe} b \times d$$

As =18.85 cm² ≥ A_{min} =17.23 cm² **Condition de non fragilité vérifiée**

Pour l'armature de construction on prend :

$A_{s'}$ =As/3= 6.28 cm2/ml. Soit : 6HA12 pour As = 6.79 cm2/ml. Avec un espacement 20cm.

suivants pour différentes conditions :

XIII.5.5.Mur en retour

Caractéristiques :
Surface : 30.8 m2
Epaisseur : 0.3 m

• **Les efforts agissants sur Mur en retour :**
Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès du pont, il est soumis aux charges suivantes :
-Poids propre y compris la superstructure.
-Poussée horizontale repartie.
-Poussée dynamique
L'étude du mur en retour se fait à l'aide du logiciel ROBOT :

- Efforts horizontal :

Les résultats du logiciel ROBOT donnants les efforts horizontaux Myy se trouve en annexe.

Coté remblai : M_{ELS} = 99.61 KN.m M_{ELU}= 133.65 KN.m
Coté extérieur :M_{ELS} = 9.09 KN.m M_{ELU} = 12.06 KN.m

- Efforts verticaux :

Les résultats du logiciel ROBOT donnants les efforts horizontaux Mxx se trouve en annexe.

Coté remblai : M_{ELS} =150 KN.m M_{ELU}= 195 KN.m
Coté extérieur : M_{ELS} = 25 KN.m M_{ELU} = 32.5 KN.m

XIII.5.5.1.Ferraillage du Mur en retour

- Ferraillage horizontal :

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS pour une fissuration préjudiciable à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT pour une section de béton (bxh) = (1x0.3) et on aura comme résultat :

Coté remblai

As=22.2 cm2 Soit 8HA20 avec As=25.13 cm² avec un espacement de 15 cm

$$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{ftj}{fe} b \times d$$

As=25.13 cm² ≥ A_{min}= 3.44 cm² **Condition de non fragilité vérifiée**

Coté extérieur

As= 3.7 cm2 Soit 4HA12 avec As=4.52 cm² avec un espacement de 15 cm

As=4.52 cm² ≥ A_{min}= 3.44 cm² **Condition de non fragilité vérifiée**

-Ferraillage vertical :

Coté remblai

As=34.3 cm2 Soit 11HA20 avec As=34.56 cm² avec un espacement de 15 cm

As=34.56 cm² ≥ A_{min}= 3.44 cm² **Condition de non fragilité vérifiée**

Coté extérieur

As= 5.2 cm2 Soit 5HA12 avec As=5.56 cm² avec un espacement de 15 cm

As=5.56 cm² ≥ A_{min}= 3.44 cm² **Condition de non fragilité vérifiée**

- Ferraillage transversales :

Pour les armatures latérales, on utilise des Φ10 tous les 30 cm.
Pour les armatures de construction on utilise des épingles de Φ10.
Le plan de ferraillage du mur en retour se trouve en annexe.

XIII.6.La semelle :

Caractéristiques Longueur Largeur : 6 m, Epaisseur : 1.50 m, Béton de propreté : 0.20 m,

XIII.6.1.Evaluation des efforts :

D'après les combinaisons de charges calculées au début du chapitre, on aura les efforts suivants pour différentes conditions

	ELS	ELU	ELA
Effort normal N (MN)	14,82	20	10,71
Moment M (MN.m)	17,66	28,54	10,21

Type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond : semelle radier avec 8 pieux de 30 m de longueur, et de diamètre Φ = 1.2 m. La capacité portante d'un pieu, au niveau de la culée est de 2506.09 KN

XIII.6.2.Effort revenant à chaque pieu

. En admettant les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge ;
- Semelle infiniment rigide ;
- Pieux identiques.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R3 = (N/n)-\{Myi /\sum yi2\}$$

$$R1 = (N/n) + \{Myi /\sum yi2\}$$

$$R2 = (N/n)$$

	1ère file	2ème file
	R_1(KN)	R_2(KN)
G+0.6T	78,58	1800,12
G++0.6T+1.2Q	-154,41	1852,67
G+0.6T+1.2A(I)+ST	148,25	2053,75
G+0.6T+1.2Bc+ST	92,16	1974,78
G+0.6T+Mc120	183,51	1935,91
G+0.6T+D240	250,40	2022,48

TableauXIII.14.Efforts normaux revenants à chaque pieu à l'ELS

	1ère file	2ème file
	R_1(KN)	R_2(KN)
1.35G+0.9T	309,45	2430,17
1.35G++0.9T+1.6Q	-743,45	2500,23
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	512,40	3620,64
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	437,61	3515,35
1.35G+0.9T+1.35Mc120	756,89	3464,04
1.35G+0.9T+1.35D240	847,19	3580,90

TableauXIII.15.Efforts normaux revenants à chaque pieu à l'ELU

	1ère file	2ème file
	R_1(KN)	R_2(KN)
P max - H + 0,3V	2499,24	1338,78
P min - H - 0,3V	2292,54	1198,15
P max + V - 0,3H	1007,35	1482,66
P min - V - 0,3H	562,46	1054,27

Tableau XIII.16. Efforts normaux revenants à chaque pieu à l'ELS

y1=	1,8	nbre de pieux par file1=	4
y2=	-1,8	nbre de pieux par file2=	4

XIII.6.3.Vérification vis-à-vis le poinçonnement

D'âpres le rapport géotechnique de ce projet, les résultats des sondages Préssiométriques ont donnés la charge limite de pointe Qp au niveau de la pile : Qp = 2506.09 KN

Les efforts normales revenant à chaque pieux

$Ni \leq Qp \rightarrow$ **Pas de risque au poinçonnement**

Vérification vis-à-vis le soulèvement

L'effort normal minimum revenant au pieu doit être > 0 et dans notre cas, cette condition est vérifiée, d'où il n y a pas de risque de soulèvement.

XIII.6.4.Ferraillage de la semelle

En appliquant la méthode des bielles pour le Dimensionnement de la section d'acier de la semelle suivante :

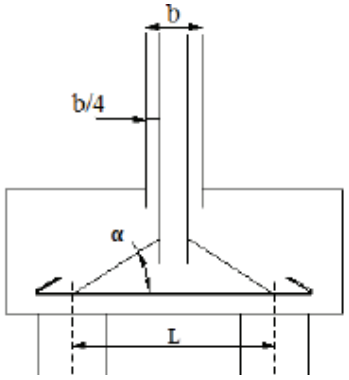


Figure XII.5.Diffusion des efforts dans la semelle

Les conditions de la méthode est : $\begin{cases}\alpha \geq 45° \\ H \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}\end{cases}$

$H \geq \frac{3.6}{2} + \frac{1.2}{4} = 1.5$ donc la condition est **vérifie**.

Les deux conditions sont vérifiées donc la méthode est applicable.

Armatures transversales inférieures :

- **Conditio normale**

Avec

$\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3}\sigma_e = 266.67$ MPa

$A_t = \frac{R_{max}}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$ 76.98 cr

$A_t = \frac{2.053}{266.67} \times 1 =$

Donc A_t = 76.98 cm2

- **Condition sismique**

$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 400$ MPa $\quad A_t = \frac{2.5}{400} \times 1 = 62.5$ cm2

Donc A_t = 62.5 cm2

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est A_t = 76.98 cm2, on prend 16HA25 (A_s= 78.54 cm2).

L'espacement étant :

D'où :

n : Nombre de barre = 16 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ: Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$S_t = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

$$x = \frac{1.2+1.5-0.05}{16-1} = 18.33\text{cm}$$

On prend: S_t = 20 cm.

- **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. leur section est donnée par :

$A2 = \frac{A}{3} = 76.98 \div 3 = 25.66\ cm2$

Soit : 9HA20 (A_2= 28.27 cm_2/ ml), S_t = 20 cm.

- **Armatures de construction :**

- Armatures transversales supérieures :

$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{76.98}{10} = 7.698\ cm2$

Soit :7 HA12 (A_{ts}= 7.92 cm_2/ml) S_t =20 cm.

- Armatures longitudinales supérieures :

$A_{L\,s} = \frac{A}{3} = 25.66\ cm2$

Soit : 9HA10 (A_2= 28.27 cm_2/ ml), S_t = 20 cm.

- Armatures latérales :

$A_l = \frac{A}{10} = \frac{76.98}{10} = 7.698\ cm2$

Soit : 7HA12 (A_{ts}=7.92 cm_2/ml) S_t = 20 cm.

XIII.7.LES PIEUX

XIII.7.1.ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.
N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

XIII.7.2.ACTIONS SUR LES PIEUX

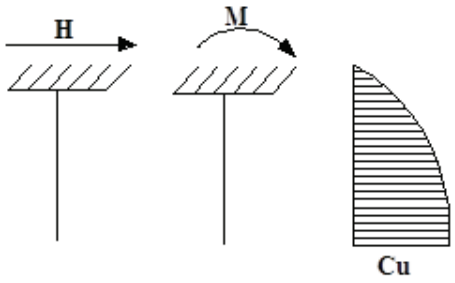
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation Différentielle suivante :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

Avec :
b : diamètre des pieux (Φ_{pieu} = 1,2 m)
C_u : Module de réaction du sol =20 MPa (en fonction de la nature de terrain)
y : déplacement en tête des pieux.



FigureXII.6. Effort agissant sur le pieux

E : module d'élasticité du béton =33000 MPa ;
I : moment d'inertie du pieu =0,1017 m4
α: longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nuls.

- **CALCUL DE λ**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\left(\frac{20\times1,2}{4\times33000\times0.1017}\right)} = 0,21\ m^{-1}$$

Donc : λ L = 0,21 × 30 = 6.17 m.
Avec :
λ: Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;
L : longueur du pieux (L=30 m)

- **CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER**

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis, en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_o = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$$

- **DETERMINATION DES COEFFICIENTS $\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$ LE LONG DU PIEU**

Pour les pieux encastrés en tête de la semelle comme le cas de notre projet, la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(Z) = (\chi_{\theta M} \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P})$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.
$\bar{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.
λ: Coefficient d'amortissement, λ =1/α
$\chi_{\theta M}, \chi_{\theta P}$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL.

$$M(Z) = EI\theta_o = (\chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

On a : λL = 6.17 → $\chi_{\theta P}$ =1.45 ; $\chi_{\theta M}$ = 1,65

D'après les résultats précédents, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : M_{max} = KN.m.

MELS =	1722,05 KN.m
MELU =	2340,88 KN.m

Tableau XII.17. Sollicitations sur les pieux

XIII.7.3.FERRAILLAGE DES PIEUX

✓ FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme Une pièce soumise à la flexion composée.

Nr = 3.54 MN

Mr = 4.49 MN.m

On doit calculer les valeurs suivantes :

h'/D = 0.05/1.2 = 0.04

Avec : D : diamètre du pieu **$M/\pi R^2 D\beta w = 4.49/3.14*0.6^2*1.2*27 = 0.12$**

h' : l'enrobage de l'acier. **$N/\pi R^2 \beta w = 0.09$**

Avec : βW : résistance caractéristique du béton (βW = 27MPa)
R : rayon du pieu.

On a de l'abaque :

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

Avec :
Fa : la section des armatures.
σf = 400 MPa
D'apres la bague :
W = 0.16
➔ Fa = 122.14cm²
Donc on prend 16HA32 (As = 128,68 cm²)
L'espacement :

$$S_t = \frac{2\pi(R-d)}{n}$$

Soit un espacement **St= 23 cm**

- **ARMATURES TRANSVERSALES :**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} =$$

➔ **32/3 = 10.66 cm**

Donc, on prendra des cerces de HA16 avec un espacement de 20 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Nous avons dans le présent travail effectués l'étude d'un pont-route à poutres en béton Précontraint, après avoir vérifié les dimensions des principaux éléments de l'ouvrage.

Notre préoccupation majeure s'est penchée surtout sur le calcul de la résistance et la Réalisation de cet ouvrage ; ce qui nous a permis de réponde à plusieurs questions importantes Notamment :

- La nécessité d'établir des points de contrôle pour s'assurer du bon fonctionnement, et En permanence de cet ouvrage, son entretien et sa surveillance conformément aux Normes réglementaires.

- La définition des différents matériaux à utiliser, nous a permis de calculer les contraintes Admissibles.

- Le passage par une répartition transversale des efforts, nous a permis de déterminer la Poutre la plus sollicitée.

- L'étude du hourdis en flexion locale et transversale, nous a permis de ferrailler la dalle.

- L'étude sismique, nous a permis de ferrailler les fondations

- Enfin, la stabilité au niveau des apports du tablier ainsi que celle des pieux vis-à-vis de La nature du terrain, nous a permis de confirmer la longévité de l'ouvrage

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances et de les rendre plus accessibles à notre compréhension.

En fin, ce projet de fin d'études a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris Durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, et aussi une Occasion d'entrevoir le milieu professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

[1] *J. A. CALGARO, (Avril 1987) Projet de construction des ponts, Avril 1987 Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France.*
Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.

[2] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 - Titre I - Section I)*

[3] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 - Titre I - Section II)*

[4] *Jean ROUX, Jean PERCHAT. PRATIQUE BAEL 91. EYROLLES.*

[5] *Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes*

[6] *Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008. Ministère des travaux publics, 2008.*

[7] *Service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. Ponts Courants En Zone Sismique Guide De Conception. PARIS : SETRA, 2000.*

[8] *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil - (Fascicule n° 62 - Titre V)*

[9] *KIBBOUA, MR. Cours Enstp Des Règlements Parasismiques Des Ouvrages D'art. KOUBA : ENSTP, 2016.*

[10] *MAZOUAR et LAURARI Cours Structure ENSTP. ENTP, 2014/2015.*

[11] *BENABDELOUAHAB. Cours MDS 4ème année : Murs de soutènement. ENSTP, 2016*

Résultats des essais géotechniques :

TABLEAU DE RESULTATS

DOSSIER: EGMO 15 13

Projet : Pénétrante Autoroutière traversant la wilaya de Relizane.

VIADUC OUED MINA AU PK 11.088.25

Essais	Sondage		SC.1				
	Prof. Ech Paraff.		5.00/6.00 (5.00/5.22)	11.00/12.00 (11.00/11.30)	16.00/16.50	25.00/26.00 (25.20/25.70)	30.00/31.00 (30.00/30.40)
PHYSIQUES	γs (g/cm³)		2.55	2.62	2.65	2.65	2.56
	γh (T/ m³)		2.04	2.07	2.07	2.06	1.95
	γ d (T / m³)		1.71	1.76	1.70	1.74	1.54
	W (%)		19.6	17.3	20.0	18.6	26.5
	Ws (%)		21.4	19.8	21.8	20.5	27.9
	Sr (%)		92	87	92	91	95
	WL (%)		54.67	41.43	63.04	60.65	74.62
	WP (%)		21.37	20.22	25.71	28.29	34.39
	IP (%)		33.29	21.21	37.33	32.37	40.44
	VBS						
	E.S (%)						
	$Caco_3$ (%)		20	18	27	23	16
	Passant à	5 mm	100%	100%	100%	100%	100%
		1 mm	100%	100%	100%	100%	100%
		0.2mm	100%	100%	100%	100%	100%
		0.1 mm	100%	100%	100%	100%	100%
		20 µ	53%	55%	76%	50%	53%
		2 µ			11%		
MECANIQUES	Pc (bars)		1.711	2.066	2.095	1.928	1.982
	Ct		0.123	0.103	0.131	0.094	0.114
	Cg		0.045	0.025	0.026	0.036	0.028
	γ d (T/m³)		1.64	1.68	1.62	1.66	1.44
	W init (%)		20.41	18.31	19.57	20.64	27.73
	W fin. (%)		21.58	20.46	22.19	22.47	29.31
	K (cm³/s)						
	Rc . (bars)						
	γ d (T/m³)						
	W (%)						
	C_{uu} (bars)		0.990				
	φ_{uu} (degré)		26.10				
	W ini. (%)		18.90				
	W fin. (%)						

LTPO / Unité d'Oran

Etabli 30.12.2015	Projet : Pénétrante Autoroutière	Sce Labo YZ / MB / MBM	A
Révisé le : 30.12.2015 Indice de révision : 1	traversant la wilaya de Relizane		

TABLEAU DE RESULTATS

DOSSIER: EGMO 15 13

Projet : Pénétrante Autoroutière traversant la wilaya de Relizane.

VIADUC OUED MINA AU PK 11.088.25

Essais	Sondage		SC.2					
	Prof. Ech Paraff.		3.00/4.00 (3.70/3.90)	7.00/8.00 (7.10/7.50)	10.00/11.00 (10.00/10.30)	14.00/15.00 (14.30/14.70)	20.00/21.00 (20.50/20.80)	32.00/33.00 (32.40/32.60)
PHYSIQUES	γs (g/cm^3)		2.55	2.68	2.65	2.63	2.68	2.58
	γh (T/ m^3)		1.99	2.07	2.05	2.06	2.00	2.13
	γ d (T / m^3)		1.62	1.72	1.69	1.69	1.59	1.79
	W (%)		22.6	20.7	21.3	21.4	25.1	18.8
	Ws (%)		24.7	21.1	22.2	22.2	25.9	18.9
	Sr (%)		91	98	96	97	97	98
	WL (%)		33.06	79.79	59.75	36.86	56.84	57.33
	WP (%)		16.12	34.85	19.92	12.29	20.30	18.99
	IP (%)		16.94	44.93	39.83	24.57	36.55	38.34
	VBS							
	E.S (%)							
	$Caco_3$ (%)		22	18	24	16	16	18
	Passant à	5 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%
		1 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%
		0.2mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%
		0.1 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%
		20 µ	66%	66%	51%	53%	58%	81%
		2 µ						14%
MECANIQUES	Pc (bars)		1.567	2.075	2.153	2.114	2.124	2.056
	Ct		0.166	0.104	0.086	0.094	0.115	0.049
	Cg		0.035	0.025	0.046	0.056	0.058	0.026
	γ d (T/m^3)		1.41	1.66	1.65	1.68	1.49	1.76
	W init (%)		22.53	20.44	21.61	21.15	25.65	17.14
	W fin. (%)		31.08	21.80	24.20	23.47	29.32	18.73
	K (cm^3/s)							
	Rc . (bars)							
	γ d (T/m^3)							
	W (%)							
	C_{uu} (bars)			1.820				
	φ_{uu} (degré)			24.49				
	W ini. (%)			17.86				
	W fin. (%)							

TABLEAU DE RESULTATS

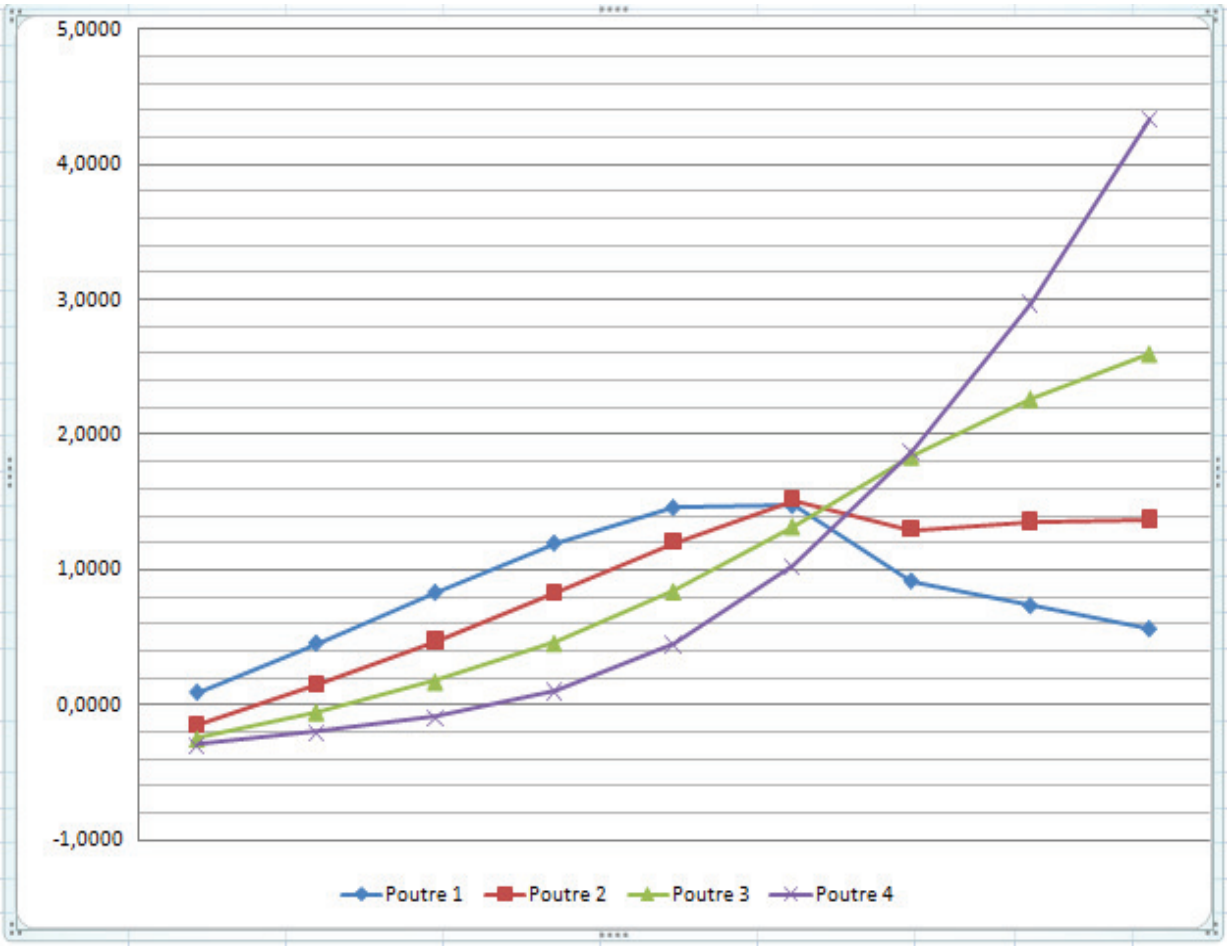
DOSSIER: EGMO 15 13

Projet : Pénétrante Autoroutière traversant la wilaya de Relizane.

VIADUC OUED MINA AU PK 11.088.25.

Essais	Sondage		SC-3		
	Prof. Ech Paraff.		5.00/6.00 (5.30/5.50)	15.00/16.00 (15.00/15.30)	26.00/27.00 (26.50/26.80)
PHYSIQUES	γs (g/cm^3)		2.58	2.55	2.56
	γh (T/ m^3)		1.91	1.99	1.91
	γd (T / m^3)		1.53	1.61	1.52
	W (%)		24.6	23.7	25.6
	Ws (%)		28.4	25.1	28.8
	Sr (%)		87	94	89
	WL (%)		72.22	65.68	81.81
	WP (%)		29.25	30.10	32.37
	IP (%)		42.97	35.58	49.43
	VBS				
	E.S (%)				
	$Caco_3$ (%)		15	22	16
	Passant à	5 mm	100%	100%	100%
		1 mm	100%	100%	100%
		0.2mm	100%	100%	100%
		0.1 mm	100%	100%	100%
		20 µ	70%	53%	65%
		2 µ			
MECANIQUES	Pc (bars)		1.298	1.850	1.490
	Ct		0.145	0.204	0.224
	Cg		0.079	0.046	0.062
	γd (T/m^3)		1.42	1.49	1.34
	W init (%)		26.23	25.08	26.79
	W fin. (%)		32.29	25.51	31.65
	K (cm^2/s)				
	Rc . (bars)				
	γd (T/m^3)				
	W (%)				
	C_{uu} (bars)		1.210		
	φ_{uu} (degré)		29.68		
	W ini. (%)		24.20		
	W fin. (%)				

Lignes d'influence :



Réactions d'appuis :

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

Type de câble précontraint :

T_m	D	S	F_{pk}	M	$F_{p0.1\%}$	F_o	T_o
MPa	mm	mm²	kN	kg/m	kN	kN	N/mm²
1770	12.5	93	165	0.726	145	130.5	1416
1770	12.9	100	177	0.781	156	140.4	1416
1770	15.3	140	248	1.093	218	196.2	1416
1770	15.7	150	266	1.172	234	210.6	1416
1860	12.5	93	173	0.726	152	136.8	1488
1860	12.9	100	186	0.781	164	147.6	1488
1860	15.3	140	260	1.093	229	206.1	1488
1860	15.7	150	279	1.172	246	221.4	1488

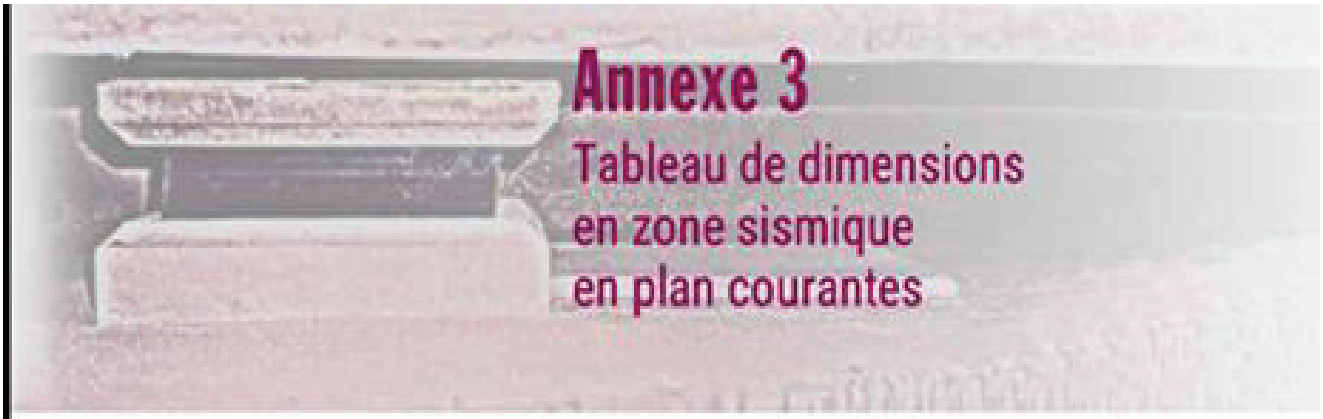
D	diamètre nominal
F_{pk}	valeur caractéristique de la charge maximale (égale à $f_{pk}.A_p$ selon Eurocode 2 ou F_m selon prEN)
$F_{p0.1\%}$	valeur caracteristique de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1%
F_o	force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage : F_o = Min { 0,8 F_{pk} ; 0,9 $F_{p0.1\%}$}
m	masse nominale par mètre
S	section nominale
T_o	contrainte à l'origine correspondante à F_o
T_m	contrainte à rupture

Tableau 6. Force maximale sous l'ancrage pour un toron selon Eurocode 2 et prEN 10138-3:2006 (informatif seulement)

CHAPITRE 10 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article			BPEL 83	BPEL 91
10.2,2 3	Couver-ture	Distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits d'armatures de précontrainte et un parement.	$c \geq \begin{cases} \frac{3}{4}a \\ \varnothing \\ d \end{cases}$	$c \geq \begin{cases} \frac{3}{4}a \\ \varnothing \text{ limité à } 80 \text{ mm} \\ d \end{cases}$
10.4,2	Enro-bage	Enrobage des armatures passives :		
		- locaux clos sans condensation	1 cm	1 cm
		- aux intempéries, condensation, liquides	2 cm 3 cm	3 cm (2 cm si $f_{c28} > 40$ MPa)
		- action agressive sur paroi non coffrée	4 cm	5 cm (3 cm si béton ou aciers protégés)
		- à la mer et atmosphère très agressive		

TYPE DES APPAREILS D'APPUI :



Annexe 3

Tableau de dimensions en zone sismique en plan courantes

Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet

Enrobage par 2 demi feuillets, $T_q < a'/3$ et $T_{h\,max} < 300$ mm

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
a	b	6	8	10	12	16	20
100	150	x	x				
100	200	x	x				
150	200	x	x				
150	250	x	x				
150	300		x				
200	200		x				
200	250		x	x			
200	300		x	x			
200	350		x	x			
200	400		x	x			
250	250		x				
250	300		x	x			
250	350		x	x			
250	400		x	x			
300	300			x			
300	350			x	x		
300	400			x	x		
300	450			x	x		
300	500			x	x		
300	550			x	x		
300	600			x	x		
350	350			x			
350	400			x			
350	450			x			

Dimensions		Epaisseur des feuillets en mm					
350	500			x			
350	550			x	x		
350	600			x	x		
400	400			x	x		
400	450			x	x		
400	500			x	x		
400	550				x		
400	600				x		
450	500			x	x		
450	550				x		
450	600				x		
500	500			x			
500	550				x		
500	600				x	x	
500	650				x	x	
500	700				x	x	
600	600				x	x	
600	650				x	x	
600	700				x	x	
700	700				x	x	
700	800					x	x
700	900					x	x
800	800					x	x
800	900						x
900	900						x

Joint de chaussée :

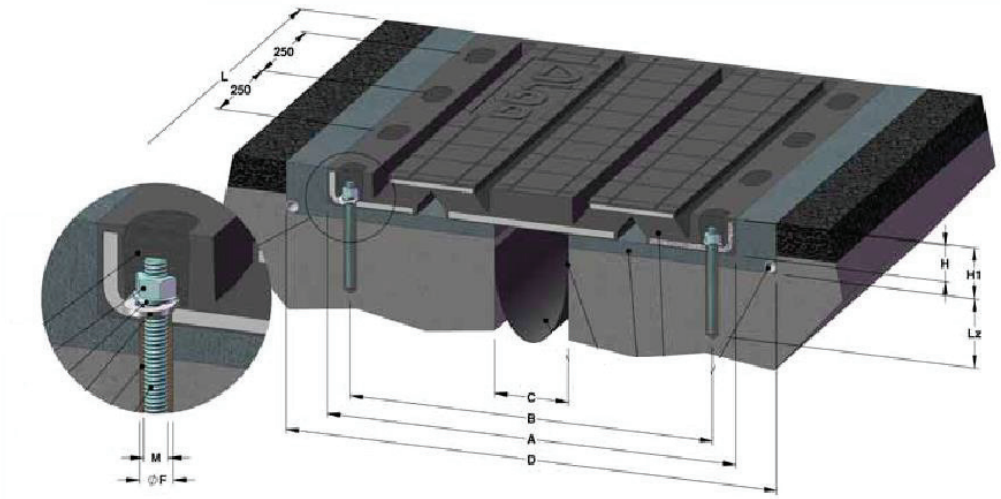
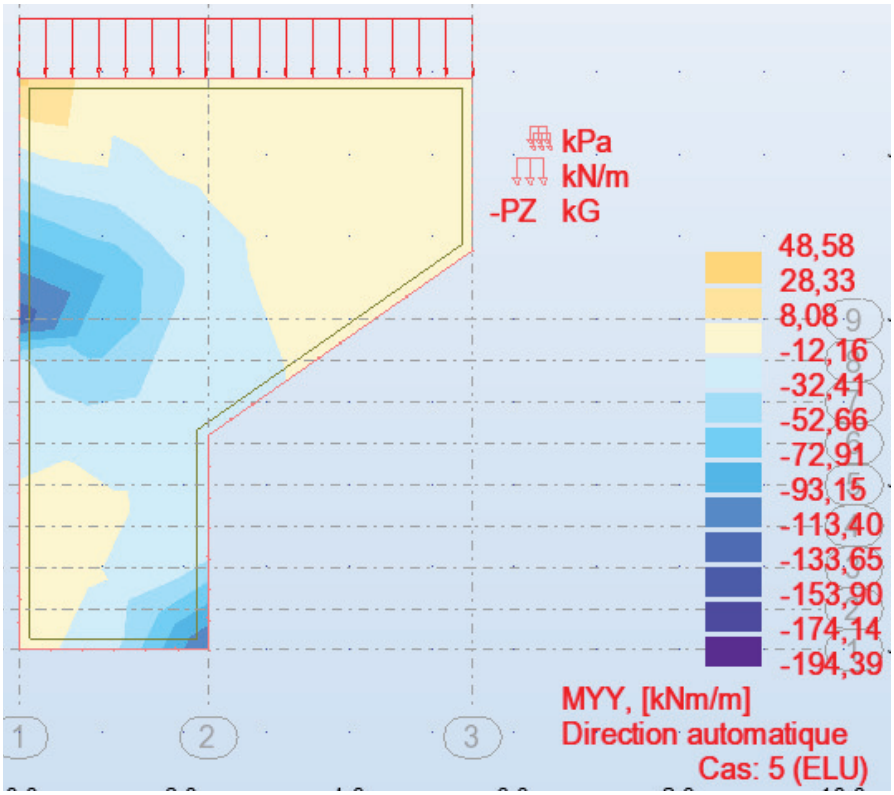


TABELLA DIMENSIONALE / *DIMENSIONAL TABLE*													
Giunto / *Joint*	Escursione longitudinale *Longitudinal movement*	Escursione trasversale *Transversal movement*	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	L (mm)	Lz (mm)	H (mm)	H1 (mm)	M	Øf (mm)	Peso *Weight* (Kg/m)
TX140	±70	±70	590	500	80	750	2000	140	55	80	M16x200	18	83
TX220	±110	±110	800	700	120	980	2000	150	69	100	M20x230	24	152
TX270	±135	±135	890	790	150	1070	2000	150	78	110	M20x230	24	179
TX330	±165	±165	1105	985	220	1290	1000	200	100	130	M24x300	27	288
TX345	-160/185	±170	1260	1140	420	1450	1000	200	95	120	M24x300	27	442

Modélisation mur en retour :



Capacités portantes des pieux :

FOXTA - FondProf

Numéro d'affaire : EGMO1513C

PENETRANTE MOSTA - AUTOROUTE EST-OUEST

OA OUED MINA - LIT D'OUED

Cas de Charge N° 1

DONNEES

Caractéristiques de la fondation

Fondation profonde du Type Pieu ne refoulant pas le sol.
Pieu circulaire :
Diamètre : 1.2 m.
Pas de correction géométrique sur le pieu.

Caractéristiques des couches

Cote Z	(pl-p0) (kPa)	qs (kPa)	kp	Nom de la couche
0.00				
-3.00	0.00	0.00	0.00	Remblai
-20.00	500.00	22.00	1.10	argile 1
-28.00	1 500.00	40.00	1.20	argile 2
-30.00	2 000.00	40.00	1.30	argile 3

CALCULS ET RESULTATS

Calcul selon le Fascicule 62.

Critère d'arrêt du calcul : Longueur du pieu = 30 m.

Détail des calculs :

Z	Ple* (kPa)	Qp (kN)	Qs (kN)	Ql (kN)	QELScqp (kN)	QELScr (kN)	QELUcf (kN)	QELUca (kN)
0.00								
-0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.50	0.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-1.80	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.10	4.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.40	8.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-2.70	13.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-3.00	19.85	24.70	0.00	24.70	8.82	11.23	17.64	20.58
-3.30	30.88	38.42	24.88	63.30	26.16	33.30	45.22	52.75
-3.60	35.29	43.91	49.76	93.67	40.56	51.63	66.91	78.06
-3.90	44.12	54.89	74.64	129.53	56.92	72.45	92.52	107.94
-4.20	52.94	65.86	99.53	165.39	73.29	93.27	118.13	137.82
-4.50	61.76	76.84	124.41	201.25	89.65	114.10	143.75	167.71
-4.80	70.59	87.82	149.29	237.11	106.01	134.92	169.36	197.59
-5.10	79.41	98.79	174.17	272.96	122.37	155.74	194.97	227.47
-5.40	88.24	109.77	199.05	308.82	138.73	176.56	220.59	257.35
-5.70	97.06	120.75	223.93	344.68	155.09	197.39	246.20	287.23
-6.00	105.88	131.73	248.81	380.54	171.45	218.21	271.81	317.12
-6.30	114.71	142.70	273.70	416.40	187.81	239.03	297.43	347.00
-6.60	123.53	153.68	298.58	452.26	204.17	259.86	323.04	376.88
-6.90	132.35	164.66	323.46	488.11	220.54	280.68	348.65	406.76
-7.20	141.18	175.63	348.34	523.97	236.90	301.50	374.27	436.64
-7.50	150.00	186.61	373.22	559.83	253.26	322.33	399.88	466.53
-7.80	158.82	197.59	398.10	595.69	269.62	343.15	425.49	496.41
-8.10	167.65	208.56	422.98	631.55	285.98	363.97	451.11	526.29
-8.40	176.47	219.54	447.87	667.41	302.34	384.80	476.72	556.17
-8.70	185.29	230.52	472.75	703.27	318.70	405.62	502.33	586.05
-9.00	194.12	241.50	497.63	739.12	335.06	426.44	527.95	615.94
-9.30	202.94	252.47	522.51	774.98	351.42	447.27	553.56	645.82
-9.60	211.76	263.45	547.39	810.84	367.78	468.09	579.17	675.70
-9.90	220.59	274.43	572.27	846.70	384.15	488.91	604.79	705.58
-10.20	229.41	285.40	597.15	882.56	400.51	509.74	630.40	735.47
-10.50	238.24	296.38	622.04	918.42	416.87	530.56	656.01	765.35
-10.80	247.06	307.36	646.92	954.28	433.23	551.38	681.63	795.23
-11.10	255.88	318.34	671.80	990.13	449.59	572.21	707.24	825.11
-11.40	264.71	329.31	696.68	1 025.99	465.95	593.03	732.85	854.99
-11.70	273.53	340.29	721.56	1 061.85	482.31	613.85	758.46	884.88
-12.00	282.35	351.27	746.44	1 097.71	498.67	634.68	784.08	914.76
-12.30	291.18	362.24	771.32	1 133.57	515.03	655.50	809.69	944.64
-12.60	300.00	373.22	796.21	1 169.43	531.40	676.32	835.30	974.52

FOXTA - FondProf

Numéro d'affaire : EGMO1513C

PENETRANTE MOSTA - AUTOROUTE EST-OUEST

OA OUED MINA - LIT D'OUED

-12.90	308.82	384.20	823.09	1 205.28	547.76	697.15	860.92	1 004.40
-13.20	317.65	395.18	845.97	1 241.14	564.12	717.97	886.53	1 034.29
-13.50	326.47	406.15	870.85	1 277.00	580.48	738.79	912.14	1 064.17
-13.80	335.29	417.13	895.73	1 312.86	596.84	759.61	937.76	1 094.05
-14.10	344.12	428.11	920.61	1 348.72	613.20	780.44	963.37	1 123.93
-14.40	352.94	439.08	945.49	1 384.58	629.56	801.26	988.98	1 153.81
-14.70	361.76	450.06	970.38	1 420.44	645.92	822.08	1 014.60	1 183.70
-15.00	370.59	461.04	995.26	1 456.29	662.28	842.91	1 040.21	1 213.58
-15.30	379.41	472.02	1 020.14	1 492.15	678.65	863.73	1 065.82	1 243.46
-15.60	388.24	482.99	1 045.02	1 528.01	695.01	884.55	1 091.44	1 273.34
-15.90	397.06	493.97	1 069.90	1 563.87	711.37	905.38	1 117.05	1 303.23
-16.20	405.88	504.95	1 094.78	1 599.73	727.73	926.20	1 142.66	1 333.11
-16.50	414.71	515.92	1 119.66	1 635.59	744.09	947.02	1 168.28	1 362.99
-16.80	423.53	526.90	1 144.55	1 671.45	760.45	967.85	1 193.89	1 392.87
-17.10	432.35	537.88	1 169.43	1 707.30	776.81	988.67	1 219.50	1 422.75
-17.40	441.18	548.85	1 194.31	1 743.16	793.17	1 009.49	1 245.12	1 452.64
-17.70	450.00	559.83	1 219.19	1 779.02	809.53	1 030.32	1 270.73	1 482.52
-18.00	458.82	570.81	1 244.07	1 814.88	825.90	1 051.14	1 296.34	1 512.40
-18.30	467.65	582.03	1 268.95	1 850.99	842.35	1 072.08	1 322.13	1 542.49
-18.60	479.66	596.73	1 293.83	1 890.56	860.03	1 094.59	1 350.40	1 575.47
-18.90	495.05	615.86	1 318.71	1 934.59	879.31	1 119.13	1 381.85	1 612.16
-19.20	514.03	639.49	1 343.60	1 983.09	900.19	1 145.69	1 416.49	1 652.57
-19.50	536.60	667.56	1 368.48	2 036.04	922.65	1 174.29	1 454.32	1 696.70
-19.80	562.75	700.09	1 393.36	2 093.45	946.71	1 204.91	1 495.32	1 744.54
-20.10	618.75	839.75	1 438.60	2 278.35	1 019.21	1 297.18	1 627.39	1 898.62
-20.40	637.50	865.19	1 483.84	2 349.01	1 050.92	1 337.53	1 677.88	1 957.53
-20.70	662.50	899.12	1 529.08	2 428.20	1 085.65	1 381.74	1 734.43	2 023.50
-21.00	700.00	950.02	1 574.31	2 524.33	1 126.45	1 433.66	1 803.09	2 103.61
-21.30	737.50	1 000.91	1 619.55	2 620.47	1 167.25	1 485.58	1 871.76	2 183.72
-21.60	775.00	1 051.81	1 664.79	2 716.60	1 208.04	1 537.51	1 940.43	2 263.83
-21.90	812.50	1 102.70	1 710.03	2 812.73	1 248.84	1 589.43	2 009.09	2 343.94
-22.20	850.00	1 153.59	1 755.27	2 908.86	1 289.63	1 641.35	2 077.76	2 424.05
-22.50	887.50	1 204.49	1 800.51	3 005.00	1 330.43	1 693.27	2 146.43	2 504.16
-22.80	925.00	1 255.38	1 845.75	3 101.13	1 371.22	1 745.19	2 215.09	2 584.27
-23.10	962.50	1 306.27	1 890.99	3 197.26	1 412.02	1 797.12	2 283.76	2 664.38
-23.40	1 000.00	1 357.17	1 936.23	3 293.39	1 452.82	1 849.04	2 352.42	2 744.50
-23.70	1 037.50	1 408.06	1 981.47	3 389.53	1 493.61	1 900.96	2 421.09	2 824.61
-24.00	1 075.00	1 458.96	2 026.70	3 485.66	1 534.41	1 952.88	2 489.76	2 904.72
-24.30	1 112.50	1 509.85	2 071.94	3 581.79	1 575.20	2 004.80	2 558.42	2 984.83
-24.60	1 150.00	1 560.74	2 117.18	3 677.93	1 616.00	2 056.73	2 627.09	3 064.94
-24.90	1 187.50	1 611.64	2 162.42	3 774.06	1 656.80	2 108.65	2 695.76	3 145.05
-25.20	1 225.00	1 662.53	2 207.66	3 870.19	1 697.59	2 160.57	2 764.42	3 225.16
-25.50	1 262.50	1 713.42	2 252.90	3 966.32	1 738.39	2 212.49	2 833.09	3 305.27
-25.80	1 300.00	1 764.32	2 298.14	4 062.46	1 779.18	2 264.41	2 901.75	3 385.38
-26.10	1 337.50	1 815.21	2 343.38	4 158.59	1 819.98	2 316.34	2 970.42	3 465.49
-26.40	1 376.04	1 867.52	2 388.62	4 256.14	1 861.28	2 368.90	3 040.10	3 546.78
-26.70	1 419.01	1 925.84	2 433.85	4 359.69	1 904.73	2 424.20	3 114.06	3 633.08
-27.00	1 466.67	1 990.51	2 479.09	4 469.61	1 950.44	2 482.38	3 192.58	3 724.67
-27.30	1 519.01	2 061.55	2 524.33	4 585.88	1 998.46	2 543.46	3 275.63	3 821.57
-27.60	1 576.04	2 138.95	2 569.57	4 708.52	2 048.70	2 607.43	3 361.23	3 923.77
-27.90	1 637.76	2 222.72	2 614.81	4 837.53	2 101.23	2 674.30	3 455.38	4 031.27
-28.20	1 750.00	2 372.96	2 660.05	5 233.01	2 248.94	2 862.29	3 737.87	4 360.84
-28.50	1 782.61	2 420.91	2 705.29	5 326.20	2 288.88	2 912.87	3 804.43	4 438.50
-28.80	1 831.25	2 692.42	2 750.53	5 442.95	2 336.84	2 974.16	3 887.82	4 535.79
-29.10	1 882.81	2 768.23	2 795.77	5 584.00	2 386.54	3 037.41	3 974.29	4 636.67
-29.40	1 925.00	2 830.26	2 841.01	5 671.27	2 431.31	3 094.39	4 050.90	4 726.06
-29.70	1 957.81	2 878.50	2 886.24	5 764.75	2 471.16	3 145.11	4 117.68	4 803.96
-30.00	1 981.25	2 912.96	2 931.48	5 844.45	2 506.09	3 189.56	4 174.60	4 870.37

Abaque de WALTHER

