République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليـــم العالـي و البحـــث العلمـــي

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : ……..……

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics

Thème

Conception et étude d'un viaduc sur RN25 à Tizi-Ouzou du PK9005,4 jusqu'à PK9355,00

Encadré par :

NOUIOUA Saad

Présenté par :

MOUMEN Souhaib

HARFOUCHE Hamou

Proposé par :
S.A.E.T.I

Promotion 2012

Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier<<Allah>>, qui nous a donné la force et le courage de mener ce travail à son terme.

Nous tenons aussi à exprimer nos sincères gratitudes pour notre encadreur monsieur Nouioua Saad ainsi que notre très cher monsieur Touati Mouloud pour leur disponibilité et leur patience durant tout notre stage. Sans oublier bien sûr Mlle Hama Imen(S.A.E.T.I), Madame Ben saïd Tawass(S.A.E.T.I), Madame rouila(S.A.E.T.I), Madame Deriche(E.N.S.T.P), Mr Hamoudi (S.A.E.T.I).

Nos remerciements vont vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

DEDICACES

Tout d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade et je tiens à exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réussite de mon ingéniorat.

Je dédie ce travail du plus profond de mon cœur aux personnes qui m'ont donné tous les moyens pour en arriver là :

Ma très chère mère, très cher père, mes frères et ma sœur, ma grande mère, mes oncles et tantes.

A TOUTE MA FAMILLE SANS EXCEPTION.

A Mon binôme " Hamou ".

A mes amis d'enfance: Newfel, Adel, Mohamed, Sidali, B.Oussama, Fouzi, M.Oussama, Mounir,Hicham,…

A mon maitre Ledjdel Hocine.

A tous mes amis de l'école: B.Kamel, M.Mehdi, R.Mohamed Amine, R.Azzedine, D.Abdennour, A.Amine, M.Abdelhamid, T.Abderahmane, S.Athmane, S.Abdelbaki, N.Sadek, C.Hakim, C.Djaafer, B.Amine, C.Hamza, C.Oussama, S.Adel, B.Mohamed, B.Khalil, C.Yassine, K.Hamza, C.Nabil, Z.Oussama, L.Morad, D.Abdelkrim, H.Fayçal, D.Anis,…

Et toute la promotion 2012.

Et tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce modeste travail.

Souhaib

DEDICACES

Tout d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade et je tiens à exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réussite de mon ingéniorat.

Je dédie ce travail du plus profond de mon cœur aux personnes qui m'ont donné tous les moyens pour en arriver là :

Ma très chère mère, très cher père, ma grande mère, mes frères et mes sœur, mes oncles et tantes.

A TOUTE MA FAMILLE SANS EXCEPTION

A Mon binôme " Souhaib ".

A mes amis d'enfance: Karim, Badiss, Mohamed, Azam, Oussama, Hamou,…

A tous mes amis de l'école: B.Kamel, M.Mehdi, R.Mohamed Amine, R.Azzedine, D.Abdenour, A.Amine, M.Abdelhamid, T.Abderahmane, S.Athmane, S.Abdelbaki, N.Sadek, C.Hakim, C.Djaafer, B.Amine, C.Hamza, S.Oussama, S.Adel, B.Mohamed, B.Khalil, C.Yassine, K.Hamza, C.Nabil, Z.Oussama, L.Morad,D.Abdelkrim, H.Fayçal,D.Anis,…

Et toute la promotion 2012.

Et tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce modeste travail.

Hamou

SOMMAIRE

CHAPITREI : Généralités

I-Introduction …… 2

II-Définitions……... 3

1-Pont ……3

2-Différentes parties constituantes d'un pont ……3

3-Classification des ponts ……..3

4-Quelques types de ponts……..4

a-Pont suspendu……4

b-Pont haubané ……5

c-Pont mixte (métallique) ……6

d-Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs ….6

e-Pont à poutres ……7

CHAPITREII : Caractéristiques des matériaux

I-Le béton……9

II-Caractéristiques mécaniques du béton ……9

1-Résistance du béton ……9

2-Contraintes admissibles ……..9

3-Contrainte admissible à la compression……..10

4-Résistance caractéristique à la compression ……..10

5-Contrainte admissible à la traction ……10

6-La résistance caractéristique à la traction ……..10

7-Contrainte admissible au cisaillement ……11

8-Déformation longitudinale du béton ……11

9-Déformation transversale du béton ……..11

III-L'acier ……12

1-Acier actifs ……..12

a-La limite élastique ……13

b-Module de yong ……13

c-Diagramme contrainte déformation ……..13
2-Aciers passifs ……..13
a-La limite éastique ……..13
b-Contrainte limite de traction ……14
c-Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……..14
IV-Qualités attendues d'un béton pour ouvrages ……14
1-Précontrainte ……..14
2-Les caractéristiques du câble 12T15S……..14
CHAPITREIII : Présentation de projet
I-Situation géographique ……16
II-Données géométriques……..16
1-Profil en long ……16
2-Profil en travers ……16
III-Données sismologiques ……..17
IV-Données climatiques ……..17
1-La température ……17
2-La neige……17
3-Le vent……17
CHAPITREIV : conception
I-Généralités……19
II-Première variante : Pont mixte à poutres métalliques……...19
1-Les avantages ……20
2-Les inconvénients……..20
3-Répartition des travées……..21
4-Pré-dimensionnement ……..21
III-Deuxième variante : pont à poutre de précontraint par post tension…….26
1-Les avantages ……27
2-Inconvénients ……27
3-Pré-dimensionnement ……28
IV-Troisième Variante : pont en encorbellement successif……30
1-Avantages……31
2-Inconvénients ……..31
3-Pré-dimensionnement ……31

V-Analyse multicritères pour le choix de la variante ……34
VI-Commentaire……35
VII-Conclusion ……..36

CHAPITRE V:Pré-Dimensionnement

I-Répartition des travées ……38
a-Longitudinalement ……38
b -Hauteur du tablier ……39
c -La hauteur sur pile ……39
d-La hauteur sur culée……39
II-Lois de variation ……..39
1-Au niveau des travées de rive ……39
a-Loi de variation de la hauteur ……39
b-La variation de la hauteur h(x) ……...40
c-L'épaisseur du hourdis inférieur e(x) ……..41
d-La variation de l'inertie…….....41
e-La variation de la section…….....41
f-La variation de centre de gravité de la section de voussoir ……42
2-Au niveau de la travée principale ……42
a-La variation de la hauteur h(x) ……..42
b-L'épaisseur du hourdis inférieur e(x) ……42
c-La variation de l'inertie……42
d-La variation de la section……43
e-La variation de centre de gravité de la section de voussoir……..43
II-Dimensionnement des goussets ……43
1-Gousset supérieur……..43
2-Gousset inférieur ……..44

CHAPITREVI : Charges et surcharges

I-Largeur roulable et largeur chargeable ……48
II-Définition des charges ……48
1-Charges permanentes ……..49
2-Charges d'exploitation ……52
a-Surcharges routières ……..52

b-Surcharge sur trottoirs ……58
c-Charges locales ……...58
d-Charges générales ……59
e-Effort de freinage ……59
f-Effort du au système A(l) ……59
g-Effort du au système B_c ……59
i-Effet de gradient thermique……..60
j-Le vent ……60
k-Le séisme ……61
III-Combinaisons de charges ……61

CHAPITREVII : étude du fléau

I-Charges appliquées à la console en phase de construction ……64
1-Poids propre des caissons……64
2-Les surcharges de chantier……65
3-Equipage mobile ……65
4-Le vent ……65
5-Les actions accidentelles ……66
II-Combinaison des charges……67
1-Situation durable ……67
2-Situation accidentelle ……68
3-Les efforts maximaux……69
III-Clavage de la travée ……69

CHAPITREVIII : Etude du précontraint

I-Généralité ……72
II-Détermination des efforts de la précontraint et le schéma de câblage …72
1-Détermination de la précontrainte de fléau……...72
2-Détermination du nombre de câble de fléau ……...73
III-Tracé des câbles ……..75
1-Tracé en élévation……75
2-Tracé en plan……77
IV-Câbles de continuité ……..79
1-Introduction ……79
2-Calcul du nombre de câbles pour chaque travée ……80

3-Effet thermique ……..…….80
4-Effet de fluage ……80
5-Détermination du nombre de câbles ……...81
a-À mi-travée ……..82
b-À la travée de rive ……...83
V-Calcul des pertes de tension …….....83
1-Pertes de tension instantanée …….....84
a-Pertes par frottement ……...84
b- Pertes par recul à l'ancrage …….....85
c- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton ……...86
2-Pertes de tension différées ……...87
a- Pertes dus au retrait du béton ……...87
b-Pertes par fluage du béton …….....88
c-Perte par relaxation des aciers…….....89
VI-Pertes différées totales …….....90
VII-Conclusion …….....90
VIII-Vérification des contraintes normales ……...90
1-Phase de construction …….....90
2-Phase d'exploitation ……92
a-À la travée de rive ……92
b-À mi- travée ……93

CHAPITREIX : Résistance aux efforts de tangences

I-Résistance à l'effort tranchant : ……95
1-Détermination de l'effort tranchant du a l'effort de précontrainte..95
a-Effet isostatique ……95
b-Effet hyperstatique : ……95
c-Effet RESAL ……..…96
2-Vérification de l'effort tranchant ……96
1-Calcul de l'effort tranchant ……96
2-Calcul de la contrainte de cisaillement ……97
a-À l'ELS ……..97
b-À l'ELU ……100
II-Conclusion ……100

CHAPITREX : Etude transversale

I-Définition des charges ……104
1-Les charges permanentes ……104
2-Les surcharges ……105
II-Ferraillage des dalles ……105
III-Ferraillage des âmes ……106
IV-Effet de la torsion ……106

CHAPITREXI : Equipements du tablier

I-Généralité ……108
II- Joint de chaussée ……108
1-Définition……..108
a- Confort et esthétique……109
b- Résistance ……109
c- Etanche ……..109
d- Fiable ……109
III- Calcul du souffle des joints ……110
1-Rotation d'extrémité sous chargement ……110
2-Dilatation thermique ……110
3-Retrait ……110
4-Fluage ……..111
IV-Les appareils d'appui ……111
1-Description …… ……112
2-Dimensionnement ……..……113
3-Compression(sous réaction verticale) ……114
4-Distorsion(déformation angulaire) ……..114
5-Rotation(compression partielle) ……..114
6-La limitation de la contrainte de cisaillement ……115
7-La condition de non cheminement et non glissement……..115
8-Condition de non flambement ……115
9-Condition de non soulèvement ……115
V-Dimensionnement des frettes ……115
VI-Les dés d'appuis ……...116
1-Les dimensions des dés d'appuis ……...116

2-Epaisseur de dé d'appuit …….....116
3-Ferraillage des dés d'appuis ……...116

CHAPITREXII : Etude de l'infrastructure

I-Etude de la pile …….....118
1-Choix du type de pile …….....118
2-Les fondations …….....119
3-choix de type de fondations ……...120
4-Nombre de files de pieux …….....120
5-La semelle …….....120
II-Etude et ferraillage de la pile ……...121
1-Evaluation des efforts agissant sur la pile ……121
2-Combinaisons des charges……121
III-Dimensionnement des armatures de la pile ……123
1-Armatures longitudinales ……..123
a-Pour panneau1 ……..123
b-Pour panneau2……..….123
2-Armatures transversales ……..123
a-Pour panneau1 ……123.
b-Pour panneau2 ……123
3-Armatures latérales ……123
a-Pour panneau1 ……...123
b-pour panneau2 ……123
4-Espacement des armatures……..123
IV-Vérification de la stabilité au flambement de la pile ……..124
V-Etude des fondations ……124
1-Combinaisons des charges ……124
2-Ferraillage de la semelle ……...125
3-L'espacement…….. 126
4-Armatures transversales supérieures ……..126
5-Armatures transversales inferieures…… 127
VI-Etude des pieux ……127
1-Ferraillage des pieux……..127
2 - L'espacement…….. 127

3-Armatures transversales……..128
VII-Etude de la culée…….. 128
1-La fonction de la culée……128
a-La fonction mécanique ……128
b-La fonction technique……..128
2-Choix de type de culée……129
VIII- Pré-dimensionnement de la culée…….. 129
IX-Ferraillage ……130
1- Le mur garde grève ……130
a-Evaluation des efforts agissants sur le MGG…….. 130
1-Poussée des terres ……130
2-Moment dû à la force de freinage B_c.....131
3-Poussée d'une charge locale située en arrière du mur ….....131
4-Charge accidentelle ……132
b-Combinaison des charges ……133
c- Ferraillage du MGG…….. 133
d-Vérification des contraintes…….133
e- Ferraillage horizontal ……134
2- La dalle de transition ……134
a- Evaluation des charges ……134
b- Combinaisons de charges…… 135
c-Ferraillage ……135
d-Les armatures de répartition ……135
e-Vérification des contraintes ……136
f-Vérification de l'effort tranchant……136
3- Corbeau d'appui de la dalle de transition ……..136
a- Evaluation des efforts ……136
b- Ferraillage ……137
4-Le mur en retour ……137
a-Evaluation des charges ……137
b-Etude de l'oreille ……..138
1-Efforts verticaux ……138
2-Efforts horizontaux ……138
3-Le ferraillage de l'oreille ……..138

1-Verticalement…….. 138
2-Horizontalement ……..138
c-Ferraillage de la deuxième partie du mur en retour ……..139
1-Efforts horizontaux ……139
1-Les moments…… 139
2-Les combinaisons…….139
2-Efforts verticaux ……139
1-Les moments ……..139
2-Les combinaisons ……..139
3-Le ferraillage…….139
1- Verticalement…… 139
2-Condition de non fragilité……. 139
3-Horizontalement ……..140
4-Condition de non fragilité ……..140
5-Mur frontal ……140
a-Evaluation des charges et surcharges……... 140
1-Forces verticales…….. 140
2-Forces horizontales ……140
3-Condition normale……..141
4-Condition sismique……141
b-Ferraillage ……142
1-Verticalement ……142
2-Condition de non fragilité…… 142
3-Horizontalement……... 142
4-Condition de non fragilité ……142
X-Etude des fondations…….. 143
1-Combinaisons des charges……. 143
a-Conditions normales ……144
b-Conditions sismiques ……..144
2-Effort revenant à chaque pieu ……144
a-Condition normale……145
b-Condition sismique……145
3-Ferraillage de la semelle ……..145
a-Condition normale…… 145

b-Condition sismique…….. 145
c-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle……. 146
d-Armatures de construction…….146
1-Armatures transversales supérieures……146
2-Armatures longitudinales supérieures……..146
3-Armatures latérales ……146
XI-Etude des pieux ……..147
1-Ferraillage……147
2-Armatures transversales……148
Conclusion générale
Bibliographie
Annexe

CHAPITRE I

Généralités

I. Introduction

II. Définitions

I. Introduction :

L'Algérie faisant partie des pays en voie de développement, voit ses besoins en infrastructures à l'échelle globale grandir d'année en année, avec l'accroissement démographique qu'elle connait, et toutes les ressources naturelles qu'elle possède en réserve que ça soit pétrole ou gaz, et autres minerais, elle a le potentiel nécessaire pour devenir une force mondiale dans les décennies à venir. Mais cela ne serait guère possible sans un bon réseau routier et ferroviaire afin de faciliter les échanges commerciaux d'une ville à une autre.

Car chaque ville, chaque pôle industriel ou administratif a son importance, exemple : Hassi Messaoud est une ville qui gravite autour de l'extraction du pétrole et sa transformation. Il y a aussi la grande ville d'Alger avec son port ou transitent les marchandises et les matières premières, ainsi que la ville de Tizi- Ouzou avec ses grandes usines de produits laitiers, qui desservent toute l'Algérie, d'où l'augmentation constante du trafic des poids lourds, ce qui a amené l'état a réfléchir à un moyen de désengorger les routes de Kabylie.

L'étude approfondie de la dynamique des flux routiers a abouti à la création d'une liaison entre Tizi-Ouzou et Bouira ainsi toute la région est de l'Algérie mais un obstacle (parmi tant d'autres sur le tracé) gène la création de cette nouvelle rocade, une brèche ayant un débouché linéaire de 350 m.

Plusieurs variantes sont à envisager, en prenant en compte le débouché linéaire, nous nous attèlerons à proposer trois variantes et de les pré- dimensionner. Notre travail de fin d'études portera sur le choix de la bonne variante selon quelques critères, puis l'étude du tablier et de l'infrastructure de l'ouvrage projeté.

Avant d'étudier chaque variante, nous allons d'abord donner différentes définitions, juste à titre de rappel.

II. Définitions :

II.1. Pont :

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle ou un autre voie de circulation, Selon le cas, on distingue : pont- route, pont-rail, pont-canal. Le choix du type de pont est relatif à plusieurs données, nous avons la portée, la portance du sol, l'importance du trafic maritime dans le cas d'un pont qui traverse une voie navigable, le vent et toutes les données relatives qui entrent en compte dans l'étude d'un pont. Sans oublier l'aspect esthétique et financier. Nous donnerons la définition de quelques ponts qui peuvent être réalisées dans le cas des grandes portées.

II.2. Différentes parties constituantes d'un pont :

- ✓ **Le tablier :** élément principal résistant portant la voie
- ✓ **Les appuis :** les appuis intermédiaire sont appelés « piles », les appuis de rive sont appelés « culées », ces dernières assurent la liaison avec le sol et les remblais; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations (comme dans chaque structure). Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre dans les meilleurs conditions possibles les efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations thermiques, forces de freinage et d'accélération, force centrifuge)
- ✓ **Les fondations :** elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont. En plan, le tablier peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinale de l'ouvrage, ainsi pour un pont droit cet angle est égal à 90°.

II.3. Classification des ponts :

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères, comme suit :

1. La Fonction.
2. Les matériaux de construction.
3. La méthode de construction du tablier.

- ✓ **Selon la fonction :** La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée, on peut avoir
  - ***Un pont routier :*** C'est un ouvrage portant une route.
  - ***Un pont rail (pont ferroviaire):*** Désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
  - ***Un aqueduc :*** C'est un ouvrage portant une canalisation d'eau, à !'encontre des Oléoduc et Gazoduc qui désignent explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte.
  - ***Une passerelle:*** C'est un ouvrage portant une voie piétonne.
  - ***Un pont levis :*** Un pont-levis est un type de pont mobile qui se baisse et se lève pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié.
- ✓ **Selon les matériaux de construction :** Il existe des ponts :
  - en bois.
  - en maçonnerie, parfois appelés pont de pierre dans de nombreuses villes
  - en métal
  - en Béton Armé.
  - en Béton Précontraint, Mixte acier-béton.
- ✓ **Selon la méthode de construction du tablier :** La réalisation d'un pont peut se faire en utilisant plusieurs méthodes, par exemple :
  - Construction sur un cintre ou étaiement.
  - Construction en encorbellement.
  - Construction par déplacement de la structure du tablier qui est réalisée à terre (pont poussés, par ripage, par levage).

II.4. Quelques types de ponts :

a. Pont suspendu :

Un pont suspendu est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Contrairement à tous les autres ponts, les ponts suspendus exercent une traction horizontale sur leur point d'appui.



Pont suspendu de sidi m'cid (Constantine)

La structure d'un pont suspendu lui permet d'avoir des portées importantes mais en contrepartie, présente un certain nombre d'inconvénients.

- Les déformations dues à la souplesse de l'ouvrage.
- Il nécessite la présence de massifs d'ancrage imposants et lourds, indispensables pour retenir les forces considérables qui s'exercent, ce qui le lie fonctionnellement à la géologie du sol qui va le supporter.
- Le remplacement des câbles devient un travail très dur et fastidieux demandant plusieurs mois ainsi que la fermeture du pont durant ce délai.
- La prise au vent mal étudiée peut provoquer son effondrement, leTacoma Narrows Bridge inauguré le 1er juillet 1940, s'est effondré le 7 novembre 1940 sous l'effet d'un vent de seulement 60 km/h.

b. Pont à haubans :

Les ponts à haubans sont une variété de ponts où le tablier est suspendu par des câbles issus de pylônes.

Contrairement aux ponts suspendus, qui tiennent grâce à deux câbles principaux ancrés sur les rives, les ponts à haubans tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont. Il constitue une avancée par rapport au pont suspendu sur les sols meubles, mais cependant limitée par la portée moindre du pont à haubans.

Les ponts à haubans ont effectivement de moins grandes portées que les ponts suspendus car les piliers où sont rattachés les haubans doivent être élevés, et par conséquent, plus fragiles et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation, ce qui fait que les très grandes portées ne vont pas au-delà de 900 m, bien que les experts considèrent qu'il serait possible de construire des ouvrages à haubans jusqu'à 1500 m de portée.

Ses principaux avantages résident :

- Dans la répartition des forces au niveau des piliers, ce qui rend inutile la réalisation de massifs d'ancrage aux berges ;
- Dans sa structure stable lui permettant d'être construit sur à peu près tout type de terrains ;
- Dans la maintenance, car il n'est plus nécessaire d'arrêter entièrement la circulation, les autres haubans pouvant supporter le poids du pont.



Pont à haubans

c. Pont mixte (métallique) :

Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre de celle-ci. Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée. Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine. Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures, étaient très utilisées au XIX^{e} siècle ou pour les ponts rails. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées. Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement, Ils y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant.

d. Pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs :

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne. Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol en opérant par tronçons successifs dénommés «voussoirs » chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après l'exécution d'un voussoir les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension ce qui permet de le plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour le reste de l'opération.

e. Pont à poutres :

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appuis étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est généralement

une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console. Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation. Les ponts à poutres sont les plus répandus en Algérie, ils constituent la majeure partie des passages supérieurs observés sur les différentes routes nationales.

CHAPITRE II

Caractéristiques des matériaux

I. Le béton

II. Caractéristiques mécaniques du béton

III. L'acier

IV. Qualités attendues d'un béton pour ouvrages

I. Le béton :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable le gravier, l'eau, et éventuellement des adjuvants (**SIKA**).

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenés par les charges.

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, afin de réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers. Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de400 à 450 Kg/m^3, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m^3 (c.-à-d. 500 Kg de ciment pour 1 m^3 de béton).

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels **C.P.A 325**.

Densité **:** la masse volumique du béton armé γ =2,5 t/m3.

II. Caractéristiques mécaniques du béton :

II.1. Résistance du béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée "f_{c28}"elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de v vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée "f_{tj}" est Conventionnellement définie par la relation suivante : f_{tj}= 0,6 + 0,06 f_{cj} (MPa).

II.2. Contraintes admissibles :

On se fixe une valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

II.3. Contrainte admissible à la compression :

a. Etat limite "ELU" :

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

Avec : f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

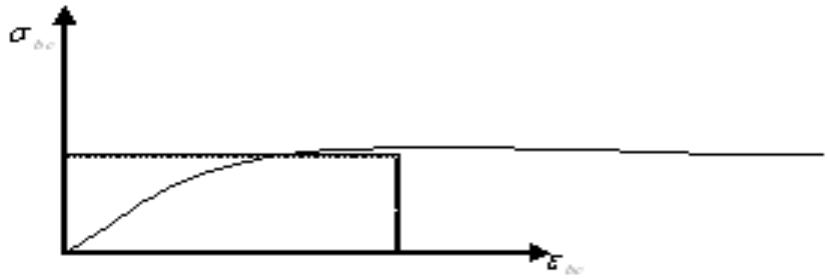
γ_b : 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b : 1,15 situation accidentelle.

θ : le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 H. à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 H et 24H .et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1H.

b-Etat limite de service "E.L.S" :

Diagramme de contrainte déformation



II.4. Résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de 28 jours, on a :

f_{c28}= { 45Mpa pour le béton du caisson ; 35Mpa pour le béton d'appui et fondation

II.5. Contrainte admissible à la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction elle vaut : $-f_{tj}$ dans la section d'enrobage,$(-1.5)f_{tj}$ ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes ; elle vaut : 0 dans la section d'enrobage.

II.6. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+ 0,06(45) =3,3$ MPa (pour caisson).

$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} = 0,6+0,06\ (35) = 2,7$ MPa (pour les appuis et les fondations).

II.7. Contrainte admissible au cisaillement :

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

- ✓ 1ere : par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau_1^2} = \delta_x.\delta_t + 0.4\, f_{tj}(\, f_{tj} + \delta_t + \delta_x)$$

- ✓ 2éme : par compression de cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\overline{\tau_1^2} = \delta_x.\delta_t + \frac{2\, f_{tj}}{f_{tj}} + (0.6\, f_{cj} - \delta_t - \delta_x)(\, f_{tj} + \delta_t + \delta_x)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à des fortes compressions longitudinales**.** (si $\delta_x + \delta_t > 0,4\ f_{cj}$)

Avec : $\tau = \min(\overline{\tau}_1 + \overline{\tau}_2)$

En cas de traction dons le béton, on applique la 1^{ére}formule avec $\delta_x=0$, et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale $\delta_t=0$ d'où

$$\overline{\tau}^2_1 = 0,4\ f_{tj}\,(f_{tj}).$$

II.8. Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "E_{ij}" Définit par les règles BPEL 91 comme suit :

- ✓ Module de déformation instantanée du béton $E_{ij}=11000(f_{cj})^{1/3}$ pour une durée d'application <24h.
- ✓ >Module de déformation sous chargement de longue durée $E_{vj}= E_{ij} / 3=3700(f_{cj})^{1/3}$.

II.9. Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante : G=E / 2(1+ν)

✓ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale : ν = ((Δa)/ a)/ (Δl/l))

Avec :

a : cote de l'élément considéré.

l: longueur de l'élément considéré.

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

- ν = 0,2 pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- ν = 0 pour un béton fissuré. (E.L.U).

II. L'acier :

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

III.1. Acier actifs :

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

- Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante : P_0= min (0,8f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) .

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

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

a. La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite Elastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représentent 89% de la résidence garantie à la rupture.

b. Module de Young :

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

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

c. Diagramme contrainte déformation :

Le calcul à l'E.L.U en dehors du domaine élastique, nécessite de connaître la relation entre contrainte et déformation, aux différents stades de calcul.

III.2. Aciers passifs :

Les armatures passives sont celles utilisées dans le béton armé.(les armatures passives sont tendues sous l'effet des sollicitations extérieures).

a. La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence pour les classes **FeE40** et FeE50, la limite élastique est respectivement 400 MPa et 500 MPa.

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

- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1{,}15$ situation durable ou transitoire.

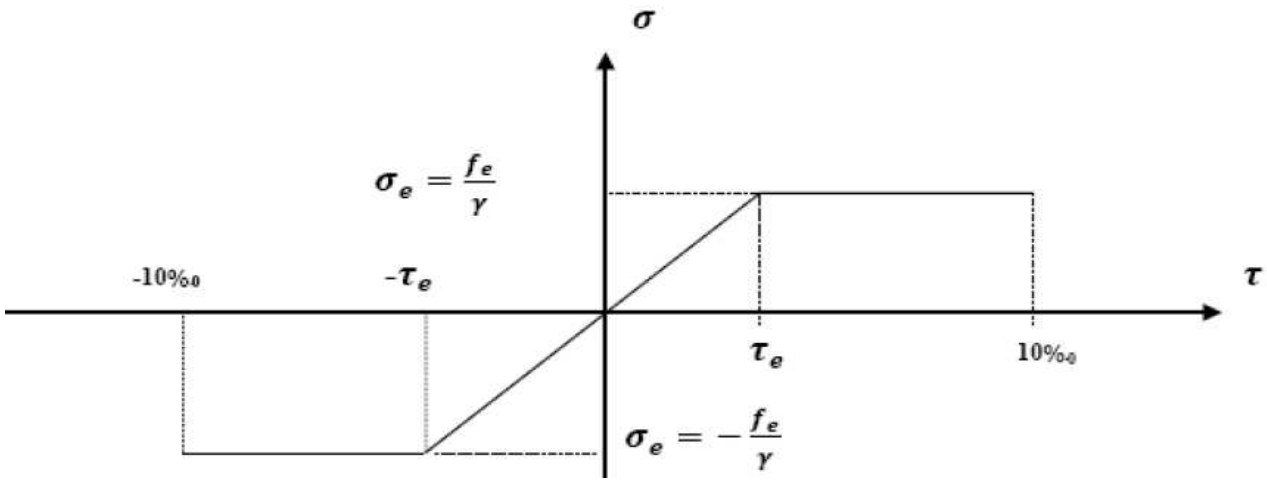


Diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs

b. Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible :$\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$
- En fissuration préjudiciable :$\sigma_s = \min [(2/3)f_e, 110 (nf_{tj}) 1/2]$
- En fissuration très préjudiciable :$\sigma_s = \min (1/2f_e, 90 (nf_{tj})1/2)$

Avec : n = 1 treillis soudés et ronds lisses.
n = 1,6 aciers à haute adhérence.

c. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Les aciers utilisés sont des aciers courant à haute adhérence de classe **FeE40** type 1 : E_s =2,105 MPa.

IV. Qualités attendues d'un béton pour ouvrages :

IV.1. Précontrainte :

Ces qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et au long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries; à l'eau de mer ; éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour la mise en œuvre.

IV.2. Les caractéristiques du câble 12T15s :

- Contrainte de rupture garantie f_{prg} = 1770 N/mm^2.
- Contrainte élastique f_{peg} = 1570 N/mm^2.
- Module d'élasticité $E_p = 1{,}9{,}10^5$ MPa.
- Section du câble $A_p = 1668{,}10^{-6}$ m^2.
- Diamètre de la gaine Φ= 8,8 cm.
- Coefficient de frottement gaine câble en ligne droite : j = 0,002 m^{-1}.
- Coefficient de frottement gaine câble en courbe : f =0,18rd^{-1}.
- Recul d'ancrage : g = 3 mm.
- Relaxation à 1000h : ρ1000= 2,5 %.

CHAPITRE II

Présentation de projet

I. Situation géographique

II. Données géométriques

III. Données sismologiques

IV. Données climatiques

I. Situation géographique :

Le pont gémeaux qui traversera la brèche, sera un pont d'une longueur totale de 350 mètres, les deux rives n'étant pas à la même hauteur. L'ouvrage si situe au PK9005,4 jusqu'à PK9355,00 sur RN25.



II. Données géométriques :

II.1. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

II.2. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié en prenant en compte des contraintes fonctionnelles.

Les caractéristiques du profil en travers de notre ouvrage sont :

- Largeur roulable =13m
- Largeur chargeable =9,5m
- Nombre de voies =3

III. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de TIZI-OUZOU est classée en **zone II-a** selon le RPOA et puisque notre pont est classé important donc on a le coefficient d'accélération de zone <A>est égale à 0,2.

IV. Données climatiques :

IV.1. La température :

Les effets de la température sont pris en compte lors de l'étude à raison d'une variation de 10°C entre l'intrados et l'extrados de l'ouvrage. Cela influe notamment le dimensionnement des équipements de ponts tels les joints de chaussées ou les appareils d'appui.

IV.2. La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (calcul en phase de construction).

IV.3. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par le fascicule 61 titre II du CPC, la surcharge du vent est prise comme charge répartie d'une intensité de 125 kg/m^2

CHAPITRE IV

Conception

I. Généralités

II. Première variante

III. Deuxième variante

IV. Troisième Variante

V. Analyse multicritères

VI. Commentaire

VII. Conclusion

I. Généralités :

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

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

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet.

Le choix de la variante dépend de plusieurs paramètres, qu'ils soient économiques, écologique, ou esthétique, ainsi que de longévité et enfin la rapidité d'exécution.

Nous proposons 3 solutions différentes avec pour chacune un pré-dimensionnement, nous les analyseront les trois en citant pour chacune ses avantages et inconvénients, puis nous choisirons celle qui parait la plus avantageuse.

II. Première variante : Pont mixte à poutres métalliques

L'avantage principal du pont mixte est son bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques.

On exploitera :

- la résistance à la compression du béton pour constituer la dalle.
- la résistance en flexion de l'acier pour former la poutre.

La dalle en béton se conjugue avec les trois formes de poutraison « sous chaussée » :

poutres à âme pleine (bipoutres et multi poutres), poutres en caisson, poutres en treillis.

Nous opterons comme solution numéro 1 un pont bipoutre qui comme son nom l'indique comporte deux poutres principales .De toutes les formes de tablier le bipoutre mixte est le plus économique. Il fonctionne économiquement dans une gamme d'élancement L/H de l'ordre de 25 à 30.

Tablier a bipoutre ou tablier à poutres multiples ??

II.1. Les avantages :

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution.
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûtes).
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines
- Le peu d'échafaudage nécessaire.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La qualité architecturelle qui s'attache a la netteté et la franchise des solutions adoptées.
- Des possibilités d'extension et de réparation.
- Pour des ouvrages délicats à réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, en béton de qualité).

II.2. Les inconvénients :

- Difficulté d'entretien et maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- 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.
- Requiert une main d'œuvre qualifiée (en particulier soudeurs).
- Différents phénomènes d'instabilités (voilement, déversement flambement) se trouvant accentués vu l'élancement important des poutres.

II.3. Répartition des travées :

On opte pour un ouvrage de type poutre continue (isostatique), la portée maximale pour les multi-poutres est de l'ordre de 120m, on opte pour la répartition suivante (document SETRA ponts mixtes).Dans notre cas on prend 7 travées de longueur variable dont on fixe les 2 travées de rive avec une longueur de 37m chacune, alors que les 5 travées principaux ont une longueur de 55m.

II.4. Pré-dimensionnement :

- ✓ ***Nombre de poutre (N)*** :

Nombre de poutre est déterminé par le rapport de largueur de tablier et l'espacement :$N=L_a/d$

L_a : largueur de tablier égal à 13 m
d:entraxe des poutres : $3,5 \leq d \leq 6,5$

On fixe l'espacement d= 3,5.

Donc 13/3,5= 3,71 donc : N=4poutres.

- ✓ ***Élancement de poutre :***

h/L<1/30 55/30=1,83m on prend: h=1,8m.

- ✓ ***Hauteur poutre (h_w) :***

Pour un ouvrage continu, la hauteur variable est préconisée .sur appui on a un l'élancement de 1 /30, et en travée de 1/40 à 1/50.

Donc on a :

A mi- travée : $h_w = L/45 = 83,2/45 = 1,85m$.

Sur appui : $h_w = L/30 = 50/30 = 1,8m$.

✓ ***L'âme (t_w) :***

L'épaisseur de l'âme dépend de :

- L'usinage.
- Des phénomènes de voilement.
- De l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Aussi, son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion ;
- Résistance au cisaillement ;
- Résistance à la fatigue ;
- Résistance au flambement vertical de la semelle.

A mi- travée : $8mm \leq t_w \leq 14mm$; on prend $t_w = 14mm$.

Sur appui : $t_w \leq 20mm$; on prend : $t_w = 20mm$ en raison de l'effort tranchant maximum.

✓ ***Largeur et épaisseur des semelles (b_s, b_i, t_s, t_i) :***

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions:

- de résistance ;
- d'instabilité (déversement).

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en général à :

✓ ***La largeur semelle supérieur b_s :***

À mi- travée : $200\ mm \leq b_s \leq 500mm$. On prend $b_s = 400mm$.

Sur appui : $400\ mm \leq b_s \leq 900mm$. On prend $b_s = 600mm$.

✓ ***Epaisseur de la semelle supérieur t_s :***

À mi- travée : 12 mm ≤ $\mathbf{t_s}$ ≤40mm. On prend t_s=30mm.

Sur appui : 20 mm ≤ $\mathbf{t_s}$ ≤60mm. On prend t_s=30mm.

- ✓ ***La largeur semelle inférieure b_i :***

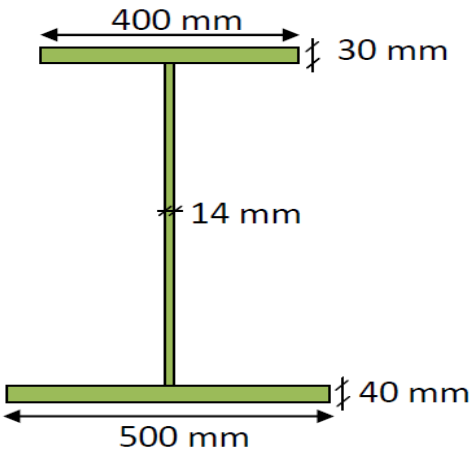
À mi- travée : 300 mm ≤ b_i ≤600mm. On prend b_i =500mm.

Sur appui : 600 mm ≤ b_i ≤1000mm. On prend b_i =700mm.

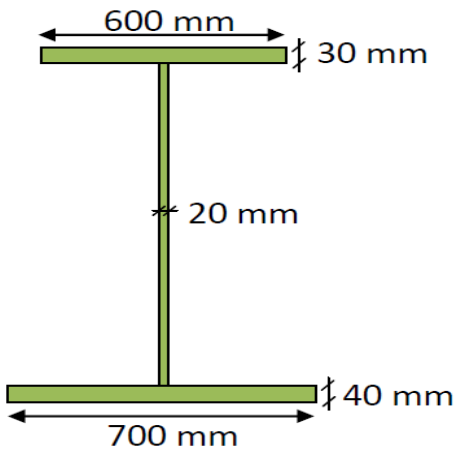
- ✓ ***Epaisseur de la semelle inférieure t_i :***

À mi- travée : 20 mm ≤ t_i ≤40mm. On prend t_i =40mm.

Sur appui : 30 mm ≤b t_i ≤60mm. On prend t_s t_i =40mm.



Section à mi travée



Section sur appuis

- ✓ ***Entretoise :***

On distingue deux types d'entretoises selon leur position et leur fonctionnement.

a. Entretoises intermédiaires :

Les entretoises sont formées avec une simple poutre en I symétrique. Elles sont souvent constituées d'un profilé laminé, avec une hauteur comprise entre un dixième et un quinzième de l'excentricité des poutres principales. Les entretoises se positionnent à la mi-hauteur des poutres principales pour être efficaces contre le déversement des poutres pendant le lançage et même en service.

Une hauteur libre entre la dalle et l'entretoise est nécessaire pour permettre son entretien mais aussi pour permettre le passage du coffrage lors du coulage de la dalle. L'assemblage d'une entretoise avec le montant est plus facile à réaliser que dans le cas d'une pièce de pont, du fait qu'il n'y a pas d'intersection des membrures.

Les assemblages doivent être de type rigide et identique à ceux des pièces de pont. Dans le cas de montant en simple plat, l'âme de l'entretoise est soudée sur l'âme de la poutre principale et le montant est soudé également sur les deux membrures de l'entretoise.

Lorsque la largeur du tablier est assez faible, le raidissage transversal de la dalle ne nécessite pas l'usage des pièces de pont. L'utilisation d'entretoise suffit à assurer la conservation des angles des sections et à limiter les risques de déversement. Leur espacement sur un bipoutre routier est de l'ordre de 5,5 m.

b. Entretoises d'about :

Leur rôle est de supporter la dalle de couverture (pour faire une dalle appuyée sur les 4 cotés), elles peuvent également recevoir des connecteurs dans le cas où la largeur de la semelle supérieure ne permet pas de respecter les espacements minimums entre les goujons, elles sont aussi très utiles pour le vérinnage du tablier.

✓ ***Hauteur des entretoises :***

La hauteur est comprise entre 1/10 et 1/15 de la portée .On choisit une hauteur de 600mm pour toutes les entretoises.

✓ ***La largeur semelle supérieur b_s:***

$220mm \leq b_s \leq 300mm$ on prend $b_s = 220mm$.

✓ ***Epaisseur de la semelle supérieur t_s :***

Pour notre ouvrage on prend $t_s = 19mm$.

✓ ***La largeur semelle inférieure b_i :***

$220mm \leq b_i \leq 300mm$ on prend $b_i = 220mm$.

✓ ***Epaisseur de la semelle supérieure t_i :***

Pour notre ouvrage on prend t_i =19mm.

Donc on choisit : IPE600.

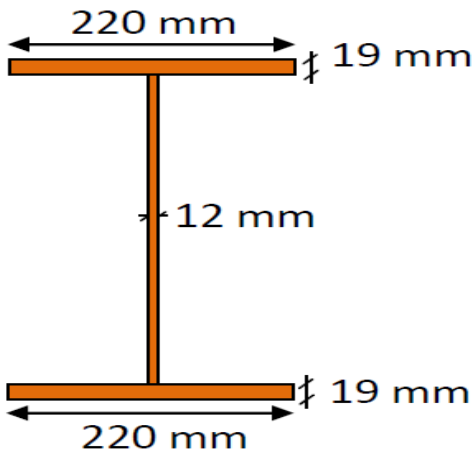
✓ ***L'espacement des entretoises d_e :***

$0,5L \leq d_e \leq 0,55L$

L : largeur de la dalle

$6,5m \leq d_e \leq 7,15m$ on prend d_e=7m.

L'épaisseur de l'âme varie entre 10 et 12mm, on choisit une épaisseur égale à 10mm.



Profil d'entretoise

✓ ***La semelle :***

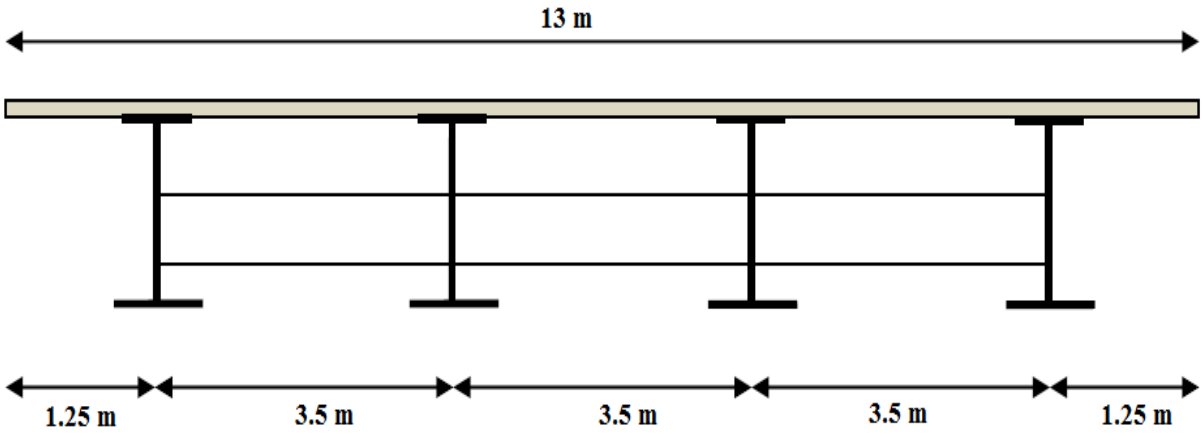
La largeur de la semelle varie entre 220 et 300mm

On prend : b=250mm pour les deux semelles (supérieure et inférieure).

✓ **La dalle :**

Son épaisseur sera de 25cm sur en travée et 30cm sur appui.

Le schéma ci-dessus représente la coupe transversale.



Coupe transversale

III. Deuxième variante : pont à poutre de précontraint par post tension

Un pont à poutres est un pont dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Les ponts à poutres en béton armé ont en général des travées dont la portée ne dépasse pas les 25 mètres. Certes les poutres en béton armé sont facile à réaliser, et elles sont vraiment économiques mais pour les ouvrages a grande portée, cela n'est plus vrai, car pour réaliser 349,6m mètres en section de poutre de 25 mètres, nous devrions réaliser 14 piles, de plus comme on le sait le béton est un matériau massif ce qui engendrera un nombre de pieux assez important, et du coup on aura une augmentation du coût global. Contrairement aux poutres en béton armé, les poutres en béton précontraint ont une portée qui dépasse les 30 mètres (qui peuvent aller jusqu'à 50 m). En Algérie, la plus communément utilisée est la poutre de 33,40 m qui a fait ses preuves. Les poutres, de type poutres à talon, sont solidarisées par la dalle sous chaussée et par les entretoises situées aux extrémités de chaque travée, au droit des lignes d'appui, qui assurent l'encastrement en torsion des poutres et permettent le levage du tablier à l'aide de vérins afin d'en changer, lorsque c'est nécessaire, les appareils d'appui Les talons des poutres étant plus comprimés que les tables supérieures sous les charges permanentes, le fluage différentiel provoque une déformation du tablier vers le haut à long terme ; il convient de confectionner les poutres avec une contre-flèche appropriée « vers le bas ». De plus, afin de limiter le nombre de joints de chaussée, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupes de 3 à 5travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles : cela revient à permettre les

rotations relatives au droit des appuis.

III.1. Les avantages :

L'atout majeur de ce type d'ouvrages est lié à la préfabrication in situ des poutres

- Le béton coulé en atelier ou sur le chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou un renforcement coûteux.
- Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, on peut également disposer d'un équipement fixe de vibration,
- La préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage
- Avantage économique indéniable pour des portées allant jusqu'à 30 m en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30et 50 m en précontrainte par poste tension
- Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce a été qui constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception.
- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.

III.2. Inconvénients :

- Présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.
- Nombre important d'appuis, ce qui s'avère très contraignant en présence d'un oued.

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

III.3. Pré-dimensionnement :

Dans notre cas on a 11travées de longueur 33,4m.

✓ ***Nombre de poutres :***

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres: N = (La / x) +1.

L'espacement entre poutre «x» est compris entre : 1,5< X < 2,5.

Nous choisirons : x= 1,75 m. Alors : N= (13/2) +1=7,5, donc N= 7poutres.

✓ ***Hauteur totale :***

L'élancement de la poutre doit être compris entre les valeurs suivantes :

$1/16<h_t<1/22$. Afin d'obtenir un tablier moins massif, et ainsi l'alléger en poids propre, mieux vaut se rapprocher de la valeur 1/22.

Pour une portée de 33,4 m, on aboutit à une valeur de h_t = 1,75 m

✓ ***Table de compression :***

La largeur de la table doit vérifier la condition suivante : $0,6h_t< b < 0,8h_t \rightarrow 1,05m< b < 1,40m$

On prend : b = 1,35 m.

✓ ***Épaisseur de la table de compression « e » :***

On a :12< e < 15cm ⟶ e=12cm.

✓ ***Largeur de talon « l_t » :***

La largeur des talons dépend de l'élancement des poutres, mais elle est pratiquement insensible à leur portée. 50 cm < $\mathbf{l_t}$ < 80cm On prend : $\mathbf{l_t}$ =50 cm.

✓ ***Épaisseur du talon « e_t » :***

On a: 0,1m< e_t < 0,2m ⟶ e_t = 20cm.

✓ ***Épaisseur de l'âme en travée « b_0 » :***

Puisque 18 cm < b_0 < 25 cm donc on fixe : b_0 = 22 cm.

✓ ***Épaisseur de l'âme à l'about « b_0» :***

L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages de câbles convenablement.

On fixe : b_0= 50 cm.

✓ ***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 : $45° < \alpha < 60°$.

✓ ***Gousset du talon :***

À mi- travée :α= 60°, e_3= 20cm.

À l'about : e_3= 17cm

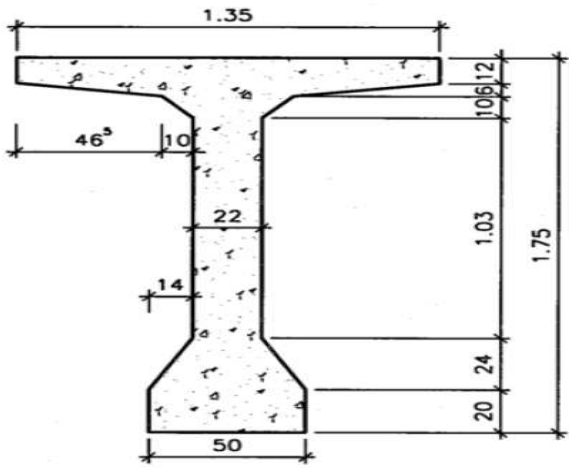
À l'appui il n'est y a pas de gousset

✓ ***Gousset de la table de compression:***

À mi- travée :$\alpha_1 = 7° \rightarrow e_1 = 6$ cm.

$\alpha_2 = 45° \rightarrow e_2 = 10$cm.

À l'about:$\alpha_1 = 7° \rightarrow e_1 = 6$cm.



Coupe transversale à mi-travée

IV. Troisième Variante : pont en encorbellement successif

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appeler couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

L'opération s'effectue en général symétriquement de part et d'autre d'une pile de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau. L'opération s'effectue en général symétriquement de part et d'autre d'une pile de façon **à** minimiser les moments transmis **à** cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau. L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau. Les voussoirs sont soit préfabriqués, et ainsi mis en œuvre à l'aide d'une grue, soit coulés sur place, à l'aide d'équipages mobiles.

Dans les cas les plus courants, les ouvrages construits par encorbellements successifs comportent des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive de portée un peu supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires pour éviter le soulèvement du tablier sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Dans la pratique, les travées de rive sont constituées par un demi-fléau et une portion de tablier coulée ou posée sur un cintre.

On appelle «*Clavage*» l'opération de solidarisation de deux fléaux ou de raccordement d'un fléau avec une travée de rive. Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 50 à 60 ou 70 m. Cette variation est souvent parabolique, mais elle peut être aussi dans certains cas linéaire ou même cubique.

IV.1. Avantages :

- Suppression des cintres et échafaudages (économie significative) ;
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir ;
- Augmentation du rendement de la main d'œuvre, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif;
- Rapidité d'exécution dans le cas d'un ouvrage à voussoirs préfabriqués, et du coup économie notoire sur la main d'œuvre et le matériel ;
- Diversité des modes d'avancement ;
- Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique indéniable (surtout pour une variation longitudinale parabolique).
- L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations.

IV.2. Inconvénients :

- La réalisation de ce type d'ouvrage requiert des entreprises de réalisation ayant un certain savoir-faire ;

- Risques d'accidents en phase de réalisation (chute équipage) ;
- Coût relativement élevé du fait de l'utilisation de nombreux câbles de précontrainte ;
- Ouvrages hyperstatiques sensibles aux tassements différentiels ;
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages ;
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues ;
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours ;
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.

IV.3. Pré-dimensionnement :

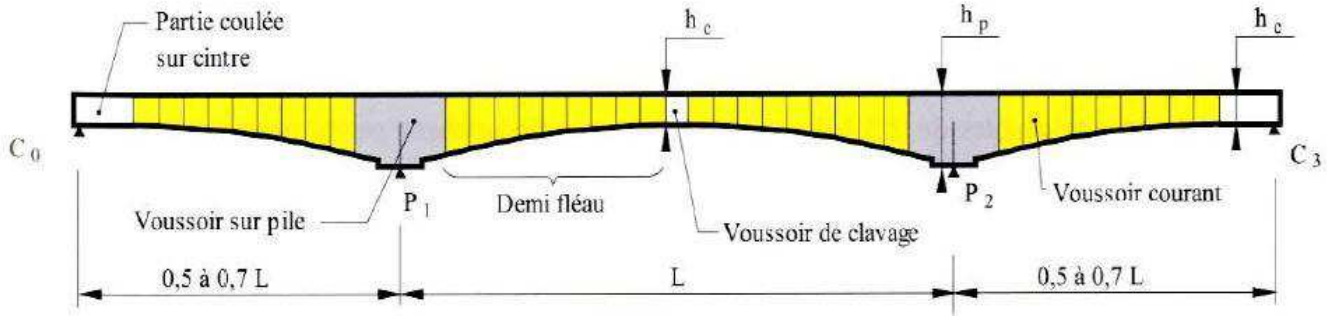
✓ ***Longitudinalement :***

Dans l'hypothèse on fixe la travée principale pour 150m donc les travées de rives :

0,5 ×L=75m.

0,7×L=105m.

On a 2 travées de rive de 100m et une travée principale de 150 m.



Découpage en voussoir

✓ ***Transversalement :***

- ***La hauteur sur pile*** :

Dans cette hypothèse la hauteur sur pile h_p est généralement comprise entre $l_i/16$ et $l_i/20$

l_i /16=150 /16=9,38m.

l_i /20=150/20=7,5m.

On choisit h_p =9m.

- ***La hauteur sur culée :***

Dans cette hypothèse la hauteur sur culée h_c est généralement comprise entre l_i /45 et l_i /35 :

l_i /45=150 /45=3,33m.

l_i /35=150/35=4,28m.

On choisit h_c=3,75m.

✓ ***L'hourdis supérieur :***

- ***Largeur :***

On a : C≈B/4

C≈13/4≈3,25m.

- ***Epaisseur :***

On suppose que : e_1=25cm,

On suppose que : e_2=45cm,

Dans l'hypothèse : D/25<e_3< D/30 , e_3 =45cm.

Dans l'hypothèse le minimal veut 20cm

On suppose que : e_4=25cm.

- ***L'âme :***

Dans l'hypothèse l'inclinaison de l'âme est entre 10%et30% ; On prend 10%.

Dans l'hypothèse l'épaisseur de l'âme E_a=0,26+L/500 , E_a=0.26+150/500=56cm.

On prend: E_a=60cm.

✓ ***L'hourdis inférieur :***

- ***Epaisseur :***

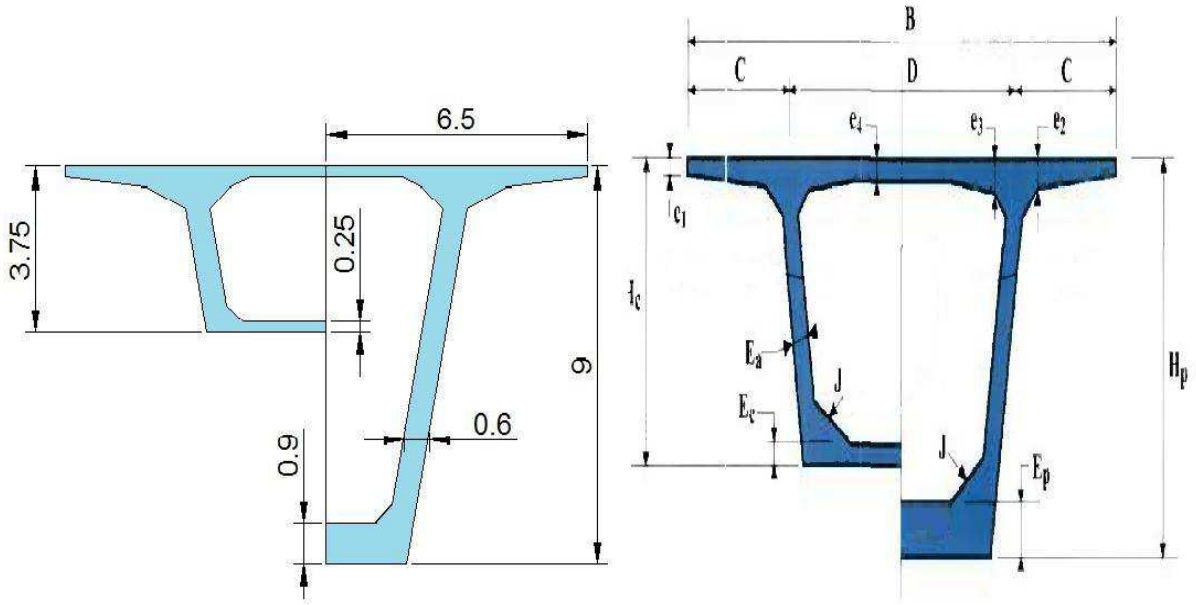
Sur culée :E_c=25cm.

Sur pile : 35<E_p<100cm

On prend E_p=90cm.

- ***Gousset :***

Dans l'hypothèse J=45°.



Coupe longitudinale d'un voussoir

V. analyse multicritères pour le choix de la variante :

Ci-dessous un tableau comparatif des trois variantes sur la base de cinq critères :

Pont / critères	Pont mixte	Pont à poutres précontraint	Pont en encorbellement successif
Economie	-	-	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	+	-	+
Exécution	+	+	-
Durabilité	-	+	+

+ : favorable

- : peu favorable

VI. Commentaire:

- ✓ ***Variante 1 :***

La variante 1 présente plus d'inconvénients que d'avantages, notamment l'aspect entretient et durabilité, au vu de la faible connaissance locale en matière de ponts métalliques, et du coup d'absence de politique d'entretien, ce type d'ouvrage se verrait affaibli en quelques années à cause de la corrosion. Les différents phénomènes d'instabilité relatifs aux poutres métalliques élancées étant aussi un désavantage.

Bien sur le bipoutre présente un intérêt certain dans son esthétique et sa facilité et rapidité de réalisation, mais cela ne suffit pas à le mettre à son avantage, d'autant plus que le cout de l'ouvrage se voit augmenté sensiblement par les poutres métalliques.

- ✓ ***Variante 2 :***

On remarque que la variante 2 présente plus d'avantages que d'inconvénients, surtout en ce qui concerne l'exécution et la durabilité, les ponts à poutres précontraintes par post tension ayant fait leur preuve au cours des 20 dernières années. Mais le caractère économique est très pénalisant, non pas par rapport au cout du tablier, mais au vu du nombre d'appuis important, ce qui génère des frais colossaux en fondations, et à moindre mesure, en appareils d'appui.

Inutile de préciser que ce type d'ouvrage avec un tablier massif présente très peu d'attrait esthétique aux yeux de l'usager.

- ✓ ***Variante 3 :***

On remarque que cette variante présente beaucoup d'avantages, en effet la technique d'encorbellement s'avère très économique (par rapport à d'autres tablier) lorsque la brèche est profonde, s'affranchissant notamment d'échafaudages.

Un tablier à poutre caisson de hauteur variable présente un avantage esthétique indéniable, que l'usager apprécie particulièrement au milieu d'un trajet monotone en fantaisies. De plus, le caractère symétrique de l'ouvrage joue beaucoup.

L'alliance de ces deux tabliers confère à cette variante l'avantage de chaque mode de

construction, ce qui la démarque naturellement et la met en pole position pour être choisie.

VII. Conclusion :

Au vu des commentaires précédents, la variante 3 se détache des deux premières, elle fera donc l'objet d'une étude de notre part.

CHAPITRE V

Pré-dimensionnement

I. Répartition des travées

II. Lois de variation

III. Dimensionnement des goussets

L'ouvrage comporte3 travées, avec deux travées de rives et une travée intermédiaire, ayant les portées suivantes :

N° Travée	portée(m)
travée 1	**100,00**
travée 2	**150,00**
travée 3	**100,00**

Les travées 1,3sont des travées de rive de 100m, et la travée 2 principale de 150 m, leur tablier étant construit par encorbellements successifs.

I. Répartition des travées :

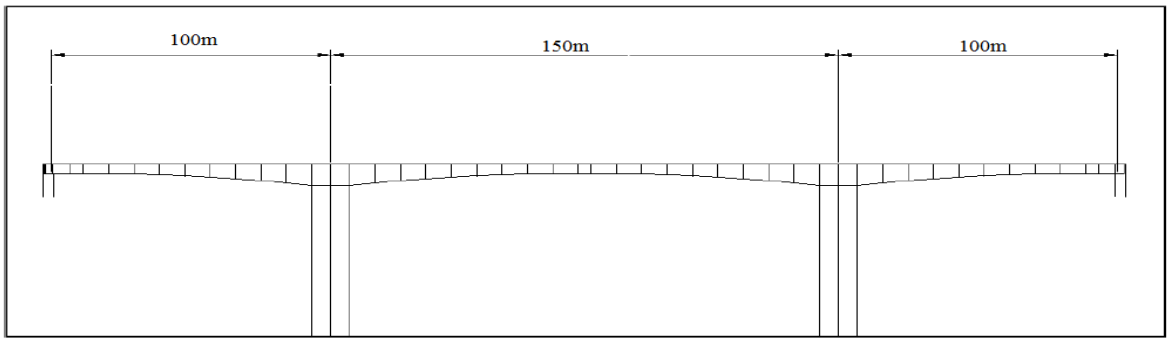
D'après le SETRA, les travées de rive doivent généralement avoir une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau, on doit aussi avoir les mêmes portées en ce qui concerne les travées de rive et les travées intermédiaires, Afin d'éviter d'avoir des réactions négatives sur culée qui tendraient à soulever le tablier au-dessus des appareils d'appui. La distribution optimale correspond à une travée de rive qui fait environ six à sept dixièmes (0,6 à 0,7) de la travée suivante, cependant on peut aller jusqu'à un demi (0,5) en contre balançant ces réactions par un contrepoids ou par un système d'accrochage du tablier sur la culée.

Dans cette hypothèse : $0{,}5\times li \leq lr \leq 0{,}7\times li$

$>0{,}5\times li$ $0{,}5\times 150=75m.$

$>0{,}7\times li$ $0{,}7\times 150=105m.$

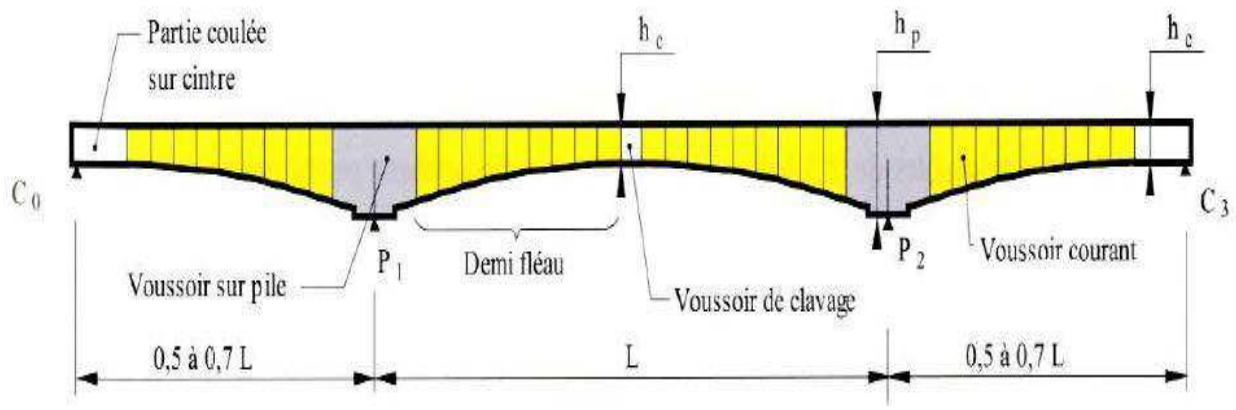
On prend finalement une longueur des travées de rive égale à 100 m (pour une travée principale de 150 m).



Répartition des travées

I.1. longitudinalement :

On a 2 travées de rive de 100m et une travée principale de 150 m.



Découpage en voussoir

I.2. Hauteur du tablier :

Les efforts les plus importants agissent lors de la phase en console ; or entre l'encastrement sur appui et l'extrémité libre d'une console, les efforts décroissent régulièrement et rapidement, d'où la possibilité de faire varier dans le même sens l'aire et l'inertie du tablier, ce qui se fait couramment pour les portées excédant 60m, il en suit un gain notable en poids propre ainsi qu'en agrément esthétique.

I.3. La hauteur sur pile :

Dans cette hypothèse la hauteur sur pile h_p est généralement comprise entre $l_i/16$ et $l_i/20$:

$l_i/16=150/16=9,38$m.

$l_i/20=150/20=7,5$m.

On choisit $h_p=9$m.

I.4. La hauteur sur culée :

Dans cette hypothèse la hauteur sur culée h_c est généralement comprise entre $l_i/45$ et $l_i/35$

$l_i/45=150/45=3,33$m.

$l_i/35=150/35=4,28$m.

On choisit $h_c=3,75$m.

II. Lois de variation :

II.1. Au niveau des travées de rive :

a. Loi de variation de la hauteur :

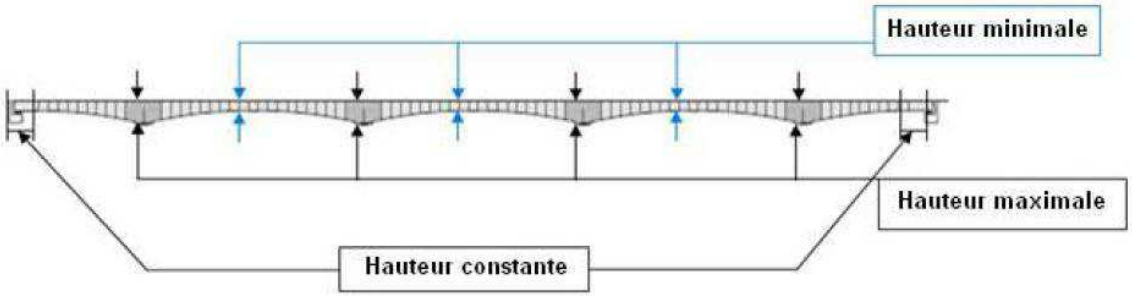
Entre les hauteurs, minimale à la clé et maximale sur pile, on prévoit une variation parabolique (parabole ayant son sommet à la clé), ce qui conduit à un tracé de l'intrados

d'allure également parabolique ; pour les travées de rives, on trouve à partir de la pile, d'abord une variation parabolique symétrique de celle de la console constituant l'autre partie du fléau, ensuite (pour la partie exécutée sur cintre), une hauteur constante.

Le tablier a hauteur variable présente un certain nombre d'avantages, économie des matériaux et réduction du poids propre

- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de « Résal », inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect esthétique plus prononcé qu'avec un tablier de hauteur constante.

Avec comme référence la pile, l'intrados suit une variation parabolique d'équation :



Variation parabolique de la hauteur

Avec comme référence la pile, l'intrados suit une variation parabolique d'équation : $h(x)=h_p-2\times (h_p-h_c) \times(x /l) + (h_p-h_c)\times(x /l)^2$.

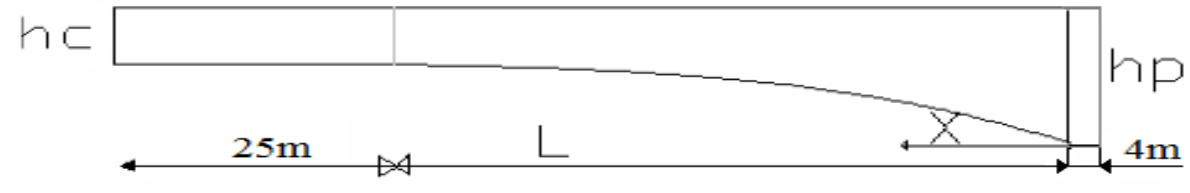
On a un voussoir sur pile de 10m et 23 voussoirs courants de 3m, le voussoir de clavage égal à 2 m.

b. <u>La variation de la hauteur h(x) :</u>

L'intrados suit une variation parabolique (partie proche de la pile), puis une partie du tablier (les 25 m derniers coté de culée) a une hauteur constante égale à h_c :

$0\leq x\leq l$: $h(x)=h_p-2\times (h_p-h_c) \times (x /l) + (h_p-h_c) \times (x/l)^2$

$l\leq x \leq l+25$: $h(x)= h_c$



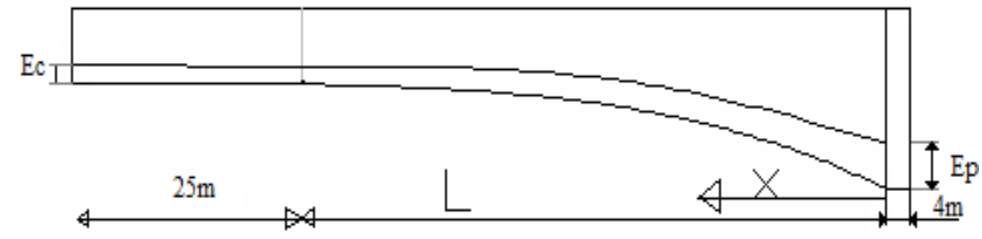
Variation de la hauteur au niveau des travées de rive

c. L'épaisseur du hourdis inférieur e(x):

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de h(x).

$0 \leq x \leq l$: $e(x) = e_p - 2 \times (e_p - e_c) \times (x/l) + (e_p - e_c) \times (x/l)^2$

$l \leq x \leq l+25$: $e(x) = e_c$



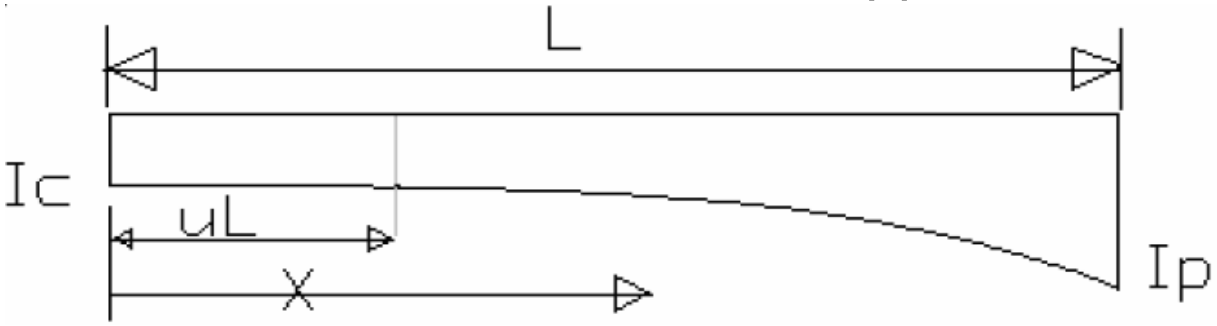
Variation de l'épaisseur au niveau des travées de rive

d. La variation de l'inertie:

La loi de variation d'inertie est en fonction de la hauteur qu'a été retenue : $I = k \times h^{5/2}$.Elle est comprise entre la loi limite $I = k \times h^2$ et la loi de variation des sections rectangulaires $I = k \times h^3$. Hypothèse des tables de GULDAN, elle correspond bien aux sections en T et en caisson.

$0 \leq x \leq ul$: $I(x) = I_c$

$ul \leq x \leq l$: $I(x) = I_c \left[1 + k \left[(x-ul)/(x-ul)\right]^2\right]^{5/2}$ avec : $k = (I_p / I_p)^{0.4} - 1$

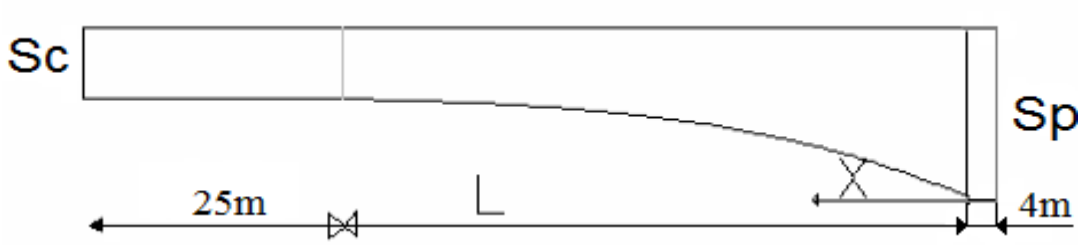


Variation de l'inertie au niveau des travées de rive

e. La variation de la section:

$0 \leq x \leq l$: $S(x) = S_p - 2 (S_p - S_c) \times (x/l) + (S_p - S_c) \times (x/l)^2$

$l \leq x \leq l+25$: $S(x) = S_c$



Variation de la section au niveau des travées de rive

f. la variation de centre de gravité de la section de voussoir :

$Y_G(x)=Y_{Gc}[1+[((Y_{Gp}/Y_{Gc})-1)\times(1-(x/l)^2)]]$.

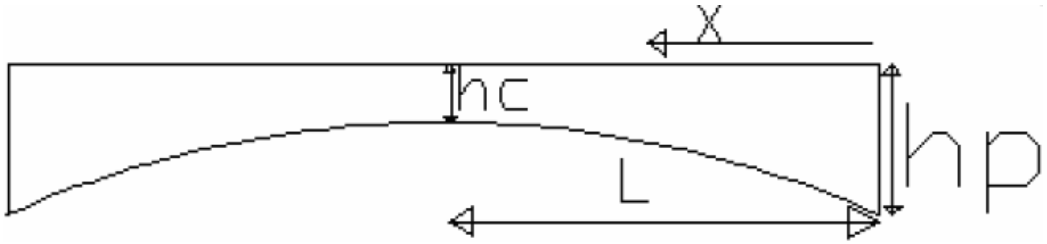
Y_{Gc} : centre de gravité sur culée.

Y_{Gp} : centre de gravité sur pile.

II.2. Au niveau de la travée principale :

a. La variation de la hauteur h(x) :

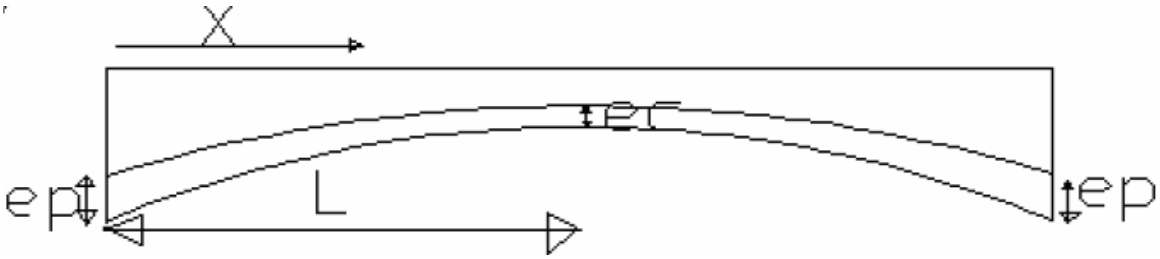
$0\leq x\leq l$: $h(x)=h_p-2\times(h_p-h_c)\times(x/l)+(h_p-h_c)\times(x/l)^2$



Variation de la hauteur au niveau de la travée principale

b. L'épaisseur du hourdis inférieur e(x):

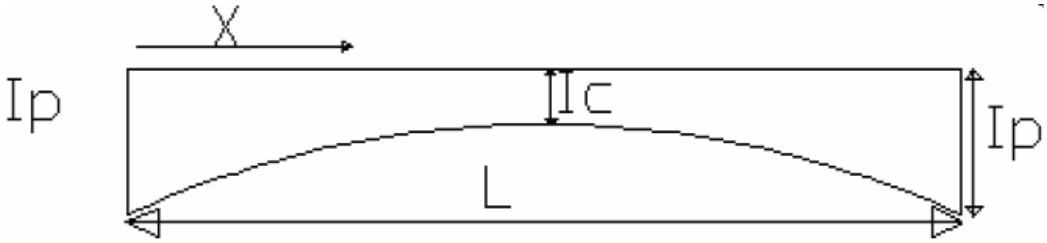
$0\leq x\leq l$: $e(x)=e_p-2\times(e_p-e_C)\times(x/l)+(e_p-e_C)\times(x/l)^2$



Variation de l'épaisseur au niveau de la travée principale

c. La variation de l'inertie:

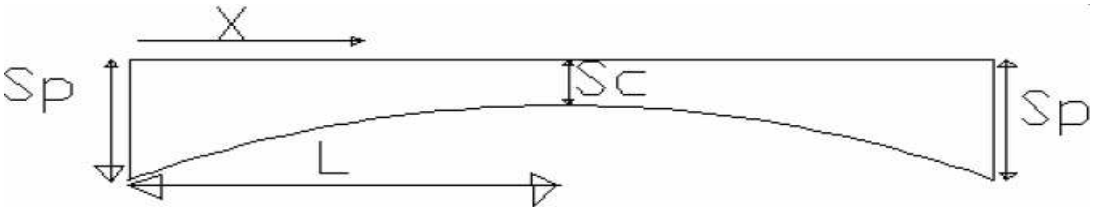
$0\leq x\leq l$: $I(x)=I_c[1+k[1-(2x/l)]^2]^{5/2}$ avec : $k=(I_p/I_p)^{0.4}-1$



Variation de l'inertie au niveau de la travée principale

d. La variation de la section:

$0 \leq x \leq 1$: $S(x) = S_p - 2 \times (S_p - S_C) \times (x/l) + (S_p - S_C) \times (x/l)^2$



Variation de la section au niveau de la travée principale

e. la variation de centre de gravité de la section de voussoir :

$Y_G(x) = Y_{Gc}[1+[((Y_{Gp}/Y_{Gc})-1)\times(1-(x/l)^2)]]$.

III. Dimensionnement des goussets :

III.1. gousset supérieur :

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui, en général, conditionnent leurs dimensions :

- ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants,
- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes,
- ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage,
- ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précédent leur ancrage,
- ils engraissent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

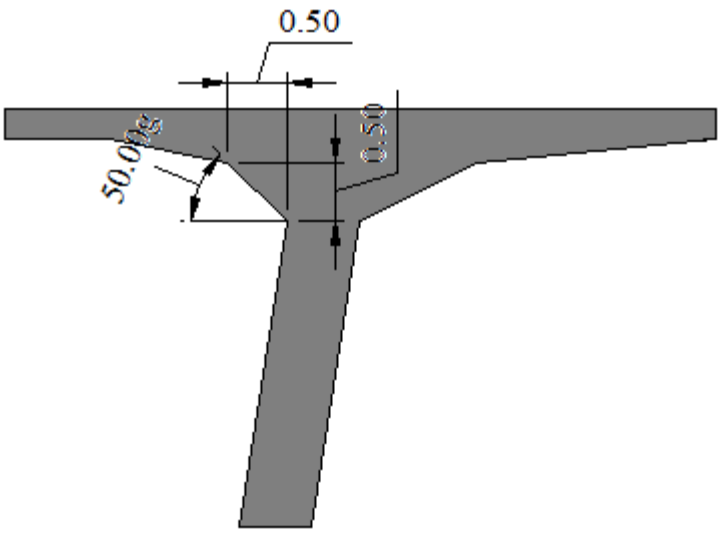
Dans les ouvrages coulés en place, des blocs en béton préfabriqués incluant les ancrages des câbles de fléau sont encore parfois utilisés pour pouvoir tendre ces câbles quelques heures seulement après le bétonnage des voussoirs. Ces blocs doivent alors trouver leur place dans les nœuds âmes/hourdis. Ils peuvent donc aussi influencer les dimensions des goussets supérieurs.

Compte tenu de ce qui précède, les goussets sont dessinés et pris en compte de manière empirique dans les calculs de dégrossissage et ne sont fixés précisément qu'après détermination précise du câblage de fléau et du ferraillage transversal.

Pour conclure, il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle a compris entre 30 et 45° pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement; esthétiques.

Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes. Leur angle varie entre 60° et 30°.

On prend un angle de 45°, avec un coté de 50cm.



Gousset supérieur

III.2. Gousset inférieur :

Leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors compri.se entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids des cailloux ou des défauts de bétonnage. Quand le hourdis inférieur est large, la pente des goussets par rapport à l'horizontale peut descendre 1 à voire 10°, pour permettre une bonne reprise des efforts de flexion transversale.

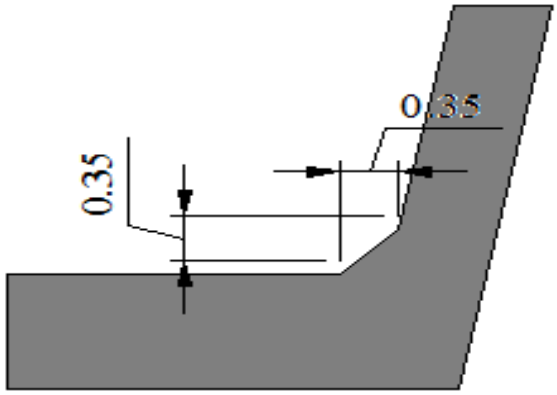
Dans ce cas, les goussets ne sont pas coffrés, mais simplement taloches pendant le bétonnage.

Comme nous l'avons déjà écrit, les câbles de continuité intérieurs ou câbles éclisses sont ancrés dans des bossages en excroissance, situés à la liaison entre les âmes et le hourdis inférieurs. Ces bossages présentent une longueur en général un peu inférieur à celle des voussoirs courants. Ils sont exécutés en même temps que le reste du voussoir.

Le hourdis inférieur est généralement encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, assez fortement inclinés sur l'horizontale de façon à ne pas gêner la mise en place du béton.

De préférence l'inclinaison des goussets ne doit pas être est inférieure à 45°.

Dans notre cas on adopte un gousset inférieur avec un angle d'inclinaison de 45° on obtient un coté de 35cm.



Gousset inférieur

Ce tableau résume les caractéristiques de chaque voussoir de demi-fléau :

N°	L(m)	H(m)	e(m)	S(m^2)	V(m^3)	PP(t)	Iy(m^4)	Iz(m^4)	v(m)	v'(m)	ρ	C	C'
1	**0**	**9,00**	**0,90**	**18,56**	**92,8**	**232**	**199,38**	**145,65**	**3,98**	**5,02**	**0,54**	**2,14**	**2,70**
2	**5**	**8,56**	**0,85**	**18,17**	**54,51**	**136,275**	**185,52**	**144,98**	**3,86**	**4,85**	**0,55**	**2,11**	**2,65**
3	**3**	**8,28**	**0,81**	**17,63**	**52,89**	**132,225**	**164,58**	**143,55**	**3,66**	**4,64**	**0,55**	**2,01**	**2,55**
4	**3**	**7,87**	**0,76**	**17,09**	**51,27**	**128,175**	**145,35**	**142,01**	**3,46**	**4,44**	**0,55**	**1,92**	**2,46**
5	**3**	**7,48**	**0,71**	**16,6**	**49,8**	**124,5**	**128,27**	**140,18**	**3,27**	**4,25**	**0,56**	**1,82**	**2,36**
6	**3**	**7,11**	**0,67**	**16,06**	**48,18**	**120,45**	**113,19**	**138,79**	**3,09**	**4,07**	**0,56**	**1,73**	**2,28**
7	**3**	**6,76**	**0,62**	**15,73**	**47,19**	**117,975**	**103,98**	**137,65**	**2,94**	**3,96**	**0,57**	**1,67**	**2,25**
8	**3**	**6,43**	**0,58**	**15,1**	**45,3**	**113,25**	**87,83**	**135,37**	**2,76**	**3,74**	**0,57**	**1,56**	**2,11**
9	**3**	**6,12**	**0,54**	**14,62**	**43,86**	**109,65**	**77,19**	**133,59**	**2,60**	**3,59**	**0,57**	**1,47**	**2,03**
10	**3**	**5,82**	**0,51**	**14,21**	**42,63**	**106,575**	**68,14**	**131,88**	**2,45**	**3,44**	**0,57**	**1,39**	**1,96**
11	**3**	**5,55**	**0,47**	**13,89**	**41,67**	**104,175**	**62,47**	**130,69**	**2,35**	**3,36**	**0,57**	**1,34**	**1,91**
12	**3**	**5,30**	**0,44**	**13,5**	**40,5**	**101,25**	**55,17**	**128,98**	**2,22**	**3,23**	**0,57**	**1,27**	**1,84**
13	**3**	**5,06**	**0,41**	**13,12**	**39,36**	**98,4**	**48,82**	**127,31**	**2,10**	**3,11**	**0,57**	**1,20**	**1,77**
14	**3**	**4,85**	**0,39**	**12,75**	**38,25**	**95,625**	**43,3**	**125,7**	**1,98**	**3,01**	**0,57**	**1,13**	**1,71**
15	**3**	**4,65**	**0,36**	**12,45**	**37,35**	**93,375**	**38,8**	**124,22**	**1,89**	**2,91**	**0,57**	**1,07**	**1,65**
16	**3**	**4,47**	**0,34**	**12,11**	**36,33**	**90,825**	**34,5**	**122,69**	**1,78**	**2,82**	**0,57**	**1,01**	**1,60**
17	**3**	**4,32**	**0,32**	**11,83**	**35,49**	**88,725**	**31,05**	**121,31**	**1,70**	**2,73**	**0,57**	**0,96**	**1,55**
18	**3**	**4,18**	**0,30**	**11,63**	**34,89**	**87,225**	**28,54**	**120,2**	**1,63**	**2,66**	**0,57**	**0,92**	**1,50**
19	**3**	**4,06**	**0,29**	**11,39**	**34,17**	**85,425**	**26,05**	**119,06**	**1,56**	**2,60**	**0,56**	**0,88**	**1,46**
20	**3**	**3,96**	**0,28**	**11,01**	**33,03**	**82,575**	**24,07**	**118,05**	**1,51**	**2,53**	**0,57**	**0,86**	**1,45**
21	**3**	**3,88**	**0,27**	**10,92**	**32,76**	**81,9**	**22,35**	**117,17**	**1,45**	**2,50**	**0,56**	**0,82**	**1,41**
22	**3**	**3,82**	**0,26**	**10,81**	**32,43**	**81,075**	**21,28**	**116,54**	**1,42**	**2,45**	**0,57**	**0,80**	**1,38**
23	**3**	**3,78**	**0,25**	**10,72**	**32,16**	**80,4**	**19,68**	**115,63**	**1,37**	**2,41**	**0,56**	**0,76**	**1,34**
24	**3**	**3,75**	**0,25**	**10,69**	**32,07**	**80,175**	**19,31**	**115,39**	**1,36**	**2,36**	**0,56**	**0,77**	**1,33**

- ✓ $\rho=Iy/S\times v\times v'$
- ✓ $C=\rho\times v$
- ✓ $C'=\rho\times v'$

CHAPITRE VI

Charges et surcharges

I. Largeur roulable et largeur chargeable

II. Définition des charges

III. Combinaisons de charges

Voici quelques définitions pour mieux acquérir les informations qui suivent :

I. Largeur roulable et largeur chargeable :

- La largeur roulable est définie comme étant la largeur totale entre deux nus des dispositifs de retenue
- La largeur chargeable est déduite de la largeur roulable en retranchant 0,50 m pour chaque dispositif de retenu.

Dans notre cas : la largeur chargeable vaut L_c= 9,5m et la largeur roulable vaut L_r =13m.

Certaines considérations relatives par exemple au nombre de voies seront directement en rapport avec le règlement de calcul, le fascicule 61 titre II.

Le fascicule 61T II classe les ponts en 3 classes distinctes:

- Sont classés comme ponts de première classe tous les ponts supportant une chaussée de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m.
- Sont rangés en deuxième classe les ponts supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5,50 m et 7 m valeurs limites exclues.
- Sont rangés en troisième classe les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m.

Etant donnée la largeur chargeable de notre pont (L_c = 9,5m), notre pont sera donc considéré comme étant de première classe.

- Le calcul du nombre de voies se fait également selon les considérations du fascicule, qui dit que: Le nombre de voies est égal à la partie entière du quotient entre la largeur chargeable est 3

Dans notre cas :n = [L_c/3]= [9,5/3]=3voies.

On calcule également la largeur de chaque voie en divisant la largeur chargeable par le nombre de voies.

Dans notre cas : L_v = L_c/ n = 9,5/3 = 3,17 m alors on prend 2 voix de 3,5m et une de 2,5m considérée comme bande d'arrêt d'urgence.

II. Définition des charges :

A la différence d'un bâtiment classique, un pont routier doit en plus de son poids propre, supporter des charges roulantes, alors que dans le modèle classique de RDM, on étudie uniquement les charges appliquées statiquement.

Donc notre ouvrage doit résister aux charges appliquées:

- ✓ ***directement :***
- – Charges permanentes.
- – Charges d'exploitation.
- – Charges climatique, charges dynamique (séisme...etc.).
- ✓ ***indirectement (résultant des déformations imposées à la structure) :***
- – Effet thermo-hygrométrique (retrait, fluage, variation de température).
- – Déplacement (tassements) d'appuis,…. etc.

II.1. Charges permanentes :

Elles comprennent le poids propre de tous les éléments constitutifs du tablier, dans notre cas ce sera les différents voussoirs ainsi que les éléments non porteurs nommés charges complémentaires (charges des trottoirs, revêtement, barrière de sécurité, garde de corps, chape d'étanchéité).

✓ ***Poids des voussoirs :***

On a la formule suivante : $P(x)= \gamma_b \int S(x)dx$ d'où : $0< x <l$

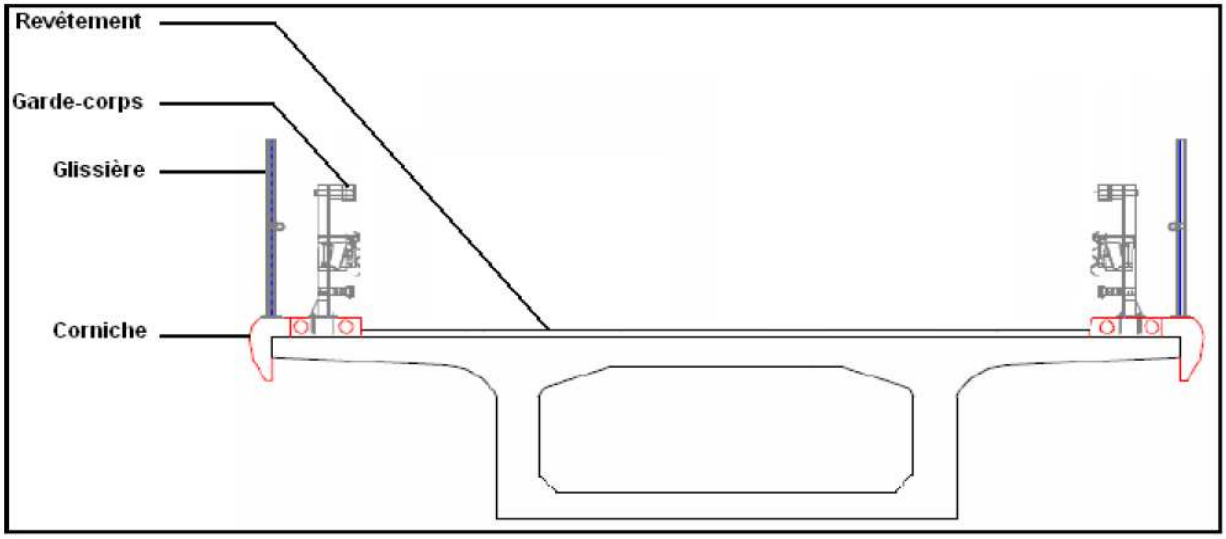
Et aussi : $S(x) =S_p-2\times (S_{p+} S_C) \times (x /l) + (S_{p+} S_C) \times (x/l)^2$.

Donc on a : $P(x)= \gamma_b (S_p x-2\times (S_{p+} S_C) \times (x^2 /2l) + (S_{p+} S_C) \times (x^3/3l^2))$ avec : $0< x <l$.

On a : $S_p=18.6m^2$ et $Sc=10.7m^2$.

$P_{\text{des voussoirs}} =142957,5KN$.

✓ ***Charges complémentaires :***



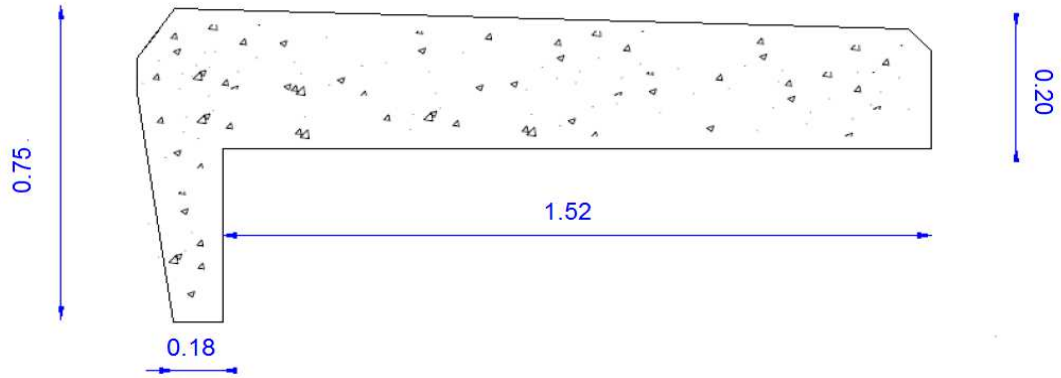
Différentes charges complémentaires

- ***Le revêtement :***

Le tablier est revêtu d'une couche de béton bitumineux BB d'épaisseur e = 8 cm

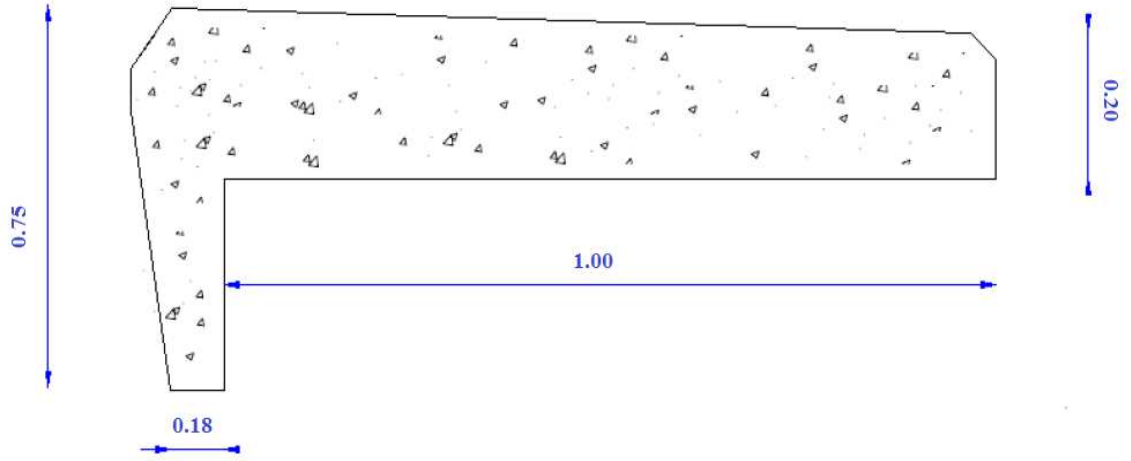
P_r= 0,08x9,5×2,2 → P_r = 1,672 t/ml.

- ***Trottoirs+ corniches :***



-1er cas :P_{t+c}=2× γ_b× $S_{section}$=2×2,5×0,5

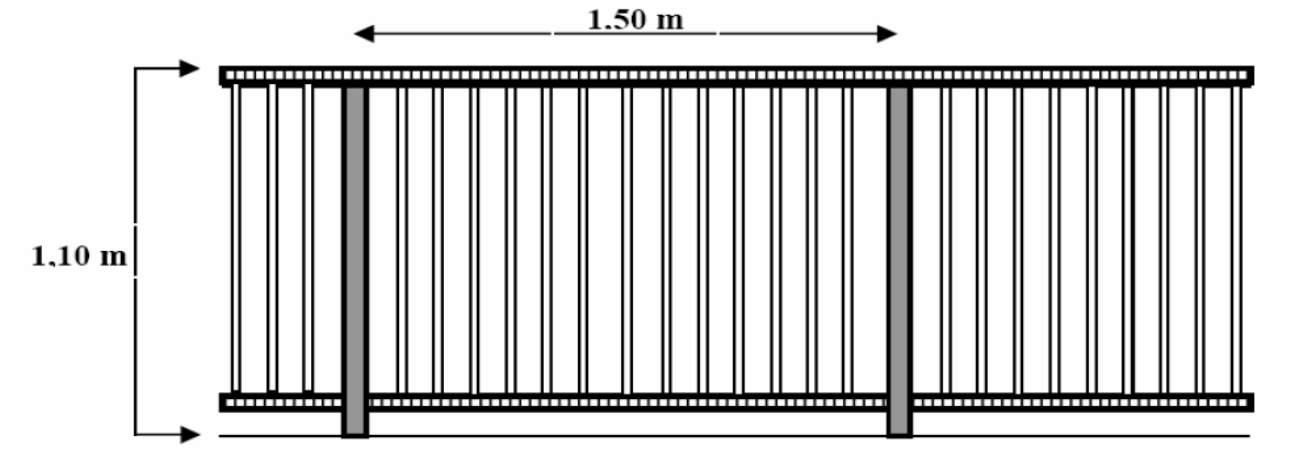
P_{t+c}=2,5t/ml.



-2eme cas :P_{t+c}=2× γ_b× $S_{section}$=2×2.5×0,34

P_{t+c}=1,7t/ml.

- ***garde-corps :***



Garde-corps

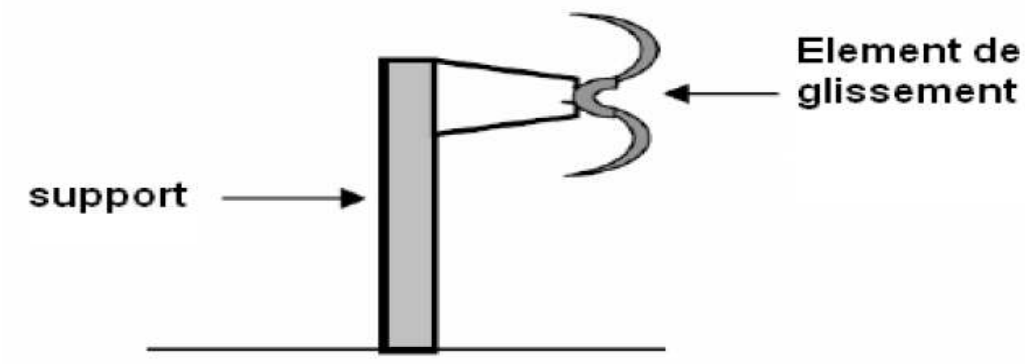
Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61 titre II à 0,1 t/ml.

Donc : P_{gc}= 0,2 t/ml.

- ***Etanchéité :***

$P_{étan}$=0,03× 2,4×13=0,936t/ml.

- ***Glissière de sécurité :***



Glissière de sécurité

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0,06 t/ml

Donc : P_{gli} = 0,12 t/ml.
La charge totale permanente :
CP= P_{gli}+ P_{gc}+ P_{t+c}+ P_r+ P_{vs}+ $P_{étan}$
CP=16790,55t.

II.2. Charges d'exploitation :

a. Surcharges routières :

On se réfère aux prescriptions du fascicule 61 titre II, on considère les surcharges routières suivantes :

- Une surcharge uniformément répartie « A(l) ».
- Une surcharge de type « B_C », représentant un convoi de camions normalisé.
- Une surcharge militaire « M_{c120} ».
- Une surcharge de convoi exceptionnel « D_{240} ».
- Surcharge sur les trottoirs.

✓ ***Une surcharge uniformément répartie « A(l) » :***

La surcharge A(l) est une charge uniformément répartie d'intensité :A(l) = 230 + [36000/ (L+12)] kg/m^2.

Mais la charge réelle qu'on appliquera sera multipliée par deux coefficients $a_1$et a_2 fonctions de la classe de pont et du nombre des voies chargées, ces derniers sont donnés par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3
Classe Du pont	1ére classe	**1**	**1**	**0,9**
	2éme classe	**1**	**0,9**	**-**
	3éme classe	**0,9**	**0,8**	**-**

Avec a_2= v◦ / v
v : la largeur d'une voie
v_0 : coefficient en fonction de la classe du pont ayant les valeurs :
Pont de 1^{ere}classe : v_0=3,5m
Pont de 2emeclasse : v_0=3m
Pont de 3emeclasse : v_0=2,75m
La charge résultante est donnée par : A= A(l) ×a_1×a_2

Etant donné que l'on a affaire à un ouvrage hyperstatique, on se doit de rechercher l'effet maximal produit par la charge, pour ce, on balayera toutes les possibilités en chargeant les travées seules une à une, puis deux a deux, et ainsi de suite jusqu'à épuiser toutes les combinaisons.

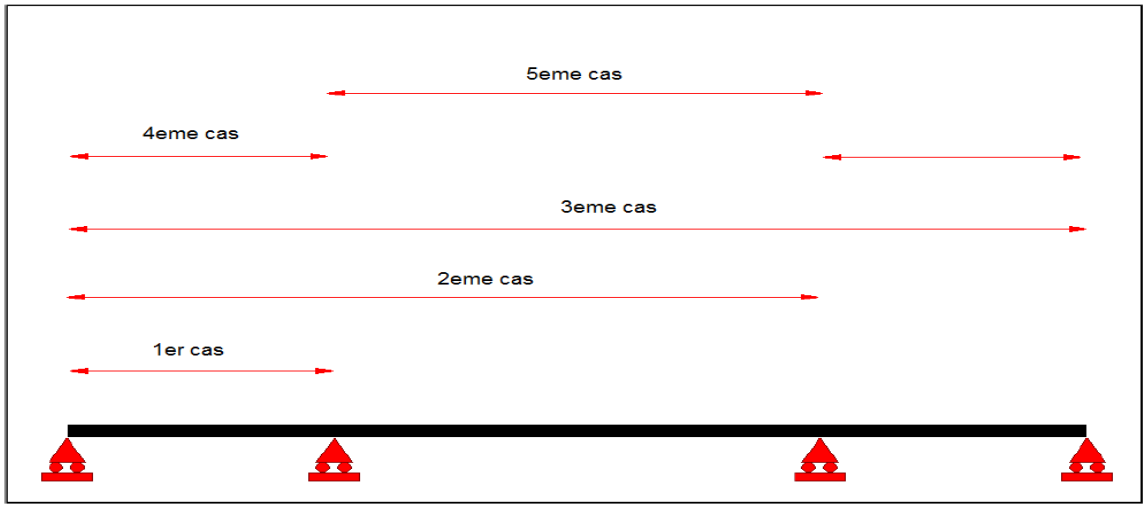


Schéma illustrant les différents cas de charges envisagés

- 1er cas (une travée chargée l=100m) :

A(l) = 230 + [36000/ (100+12)] kg/m^2=641,43 kg/m^2
A(l) =0,641t/m^2.
On a : a_1=1(pont de 1er classe /une voie chargée), a_2=1(v_0=3,5m / v=3,5m)
A(l)=0,641×1×1=0,641t/m^2
Pour l_c=3,5m :
A(l)= 0,641×3,5=2,2435t/m.
Pour l_c=7m :
A(l)= 0,641×7=4,487t/m.
Pour l_c=9,5m :
A(l)= 0,641×9,5=6,0895t/m.

C'est ainsi pour tous les autre cas les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

cas	Travées chargées	l(m)	A(l)t/m^2	a_1	a_2	A pour 1 voie chargée	A pour 2 voies chargées	A pour 3 voies chargées
1	**1**	**100**	**0.641**	**1**	**1**	**2,2435**	**4,487**	**6,0895**
2	**1et2**	**250**	**0.367**	**1**	**1**	**1,2845**	**2,569**	**3,4865**
3	**1et2et3**	**350**	**0.329**	**1**	**1**	**1,1515**	**2,303**	**3,1255**
4	**1et3**	**200**	**0.399**	**1**	**1**	**13965**	**2,793**	**3,7905**
5	**2**	**150**	**0.452**	**1**	**1**	**1,582**	**3,164**	**4,294**

Donc on prend A(l)=6,0895t/m^2.

✓ ***Système « B » :***

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

– Le système B_c se compose de camions types,

- Le système B_r se compose d'une roue isolée,
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

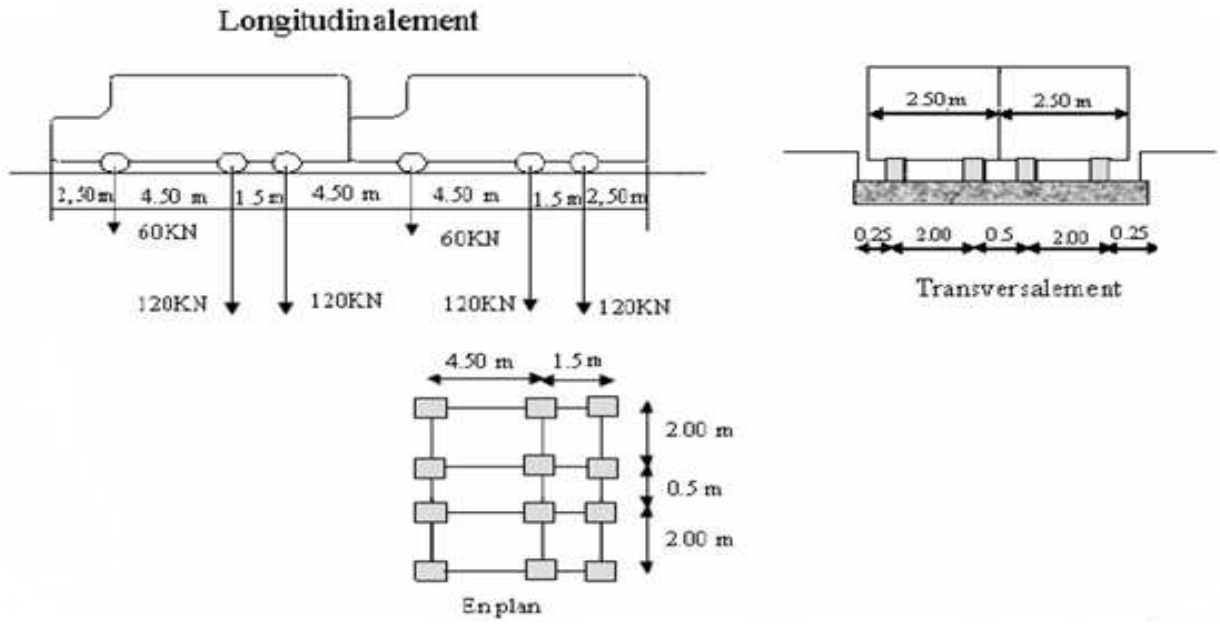
Les deux premiers systèmes B_c et B_r, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Afin de prendre en compte le caractère dynamique des charges roulantes, on multiplie les valeurs des charges B par un coefficient de majoration dynamique noté δ ,
Dont : $\delta=1+\alpha+\beta=1+[0,4/(1+0,2L)]+[0,6/(1+(4G/S)]$
L représente la longueur de l'élément exprimée en mètres, G sa charge permanente, et S sa charge B maximale.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c (illustré plus bas) ou b_t (idem), fonction de la classe du pont et (en ce qui concerne b_c) du nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul du coefficient δ.

✓ ***Système B_c :***

Le chargement B_c est constitué d'un convoi de camions de 30t chacun, le schéma ci-dessous illustre la disposition des camions sur la chaussée.



Dimensions de système B_c

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux.
- Tous les camions sont orientés dans le même sens, les surcharges B_c sont multipliées par un coefficient b_c fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées

donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	1ére classe	**1,2**	**1,1**	**1**	**0,8**	**0,7**
	2éme classe	**1**	**1**	**-**	**-**	**-**
	3éme classe	**1**	**0,8**	**-**	**-**	**-**

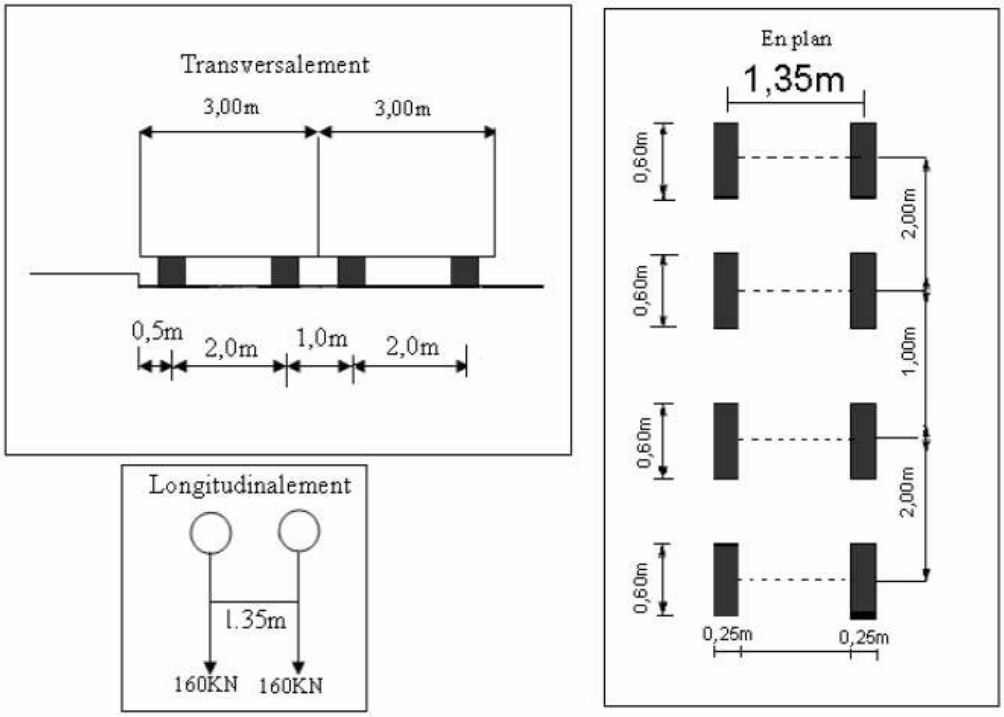
Donc les résultats seront dans le tableau suivant :

ca	Travées chargées	L(m)	G(t)	b_c 1voie	b_c 2voie	b_c 3voie	S 1voie	S 2voie	S 3voie	δ1voie	δ2voie	δ3voie
1	**1**	**100**	**3710,16**	**1,2**	**1,1**	**1**	**72**	**132**	**180**	**1,022**	**1,024**	**1,026**
2	**1et2**	**250**	**9331,29**	**1,2**	**1,1**	**1**	**72**	**132**	**180**	**1,009**	**1,010**	**1,011**
3	**1et2et3**	**350**	**13041,45**	**1,2**	**1,1**	**1**	**72**	**132**	**180**	**1,006**	**1,007**	**1,008**
4	**1et3**	**200**	**7420,32**	**1,2**	**1,1**	**1**	**72**	**132**	**180**	**1,011**	**1,012**	**1,013**
5	**2**	**150**	**5621,13**	**1,2**	**1,1**	**1**	**72**	**132**	**180**	**1,015**	**1,016**	**1,018**

- ✓ ***Système B_t :***

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à o En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prise en compte sont multipliées par les coefficients b_t qui suivants obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

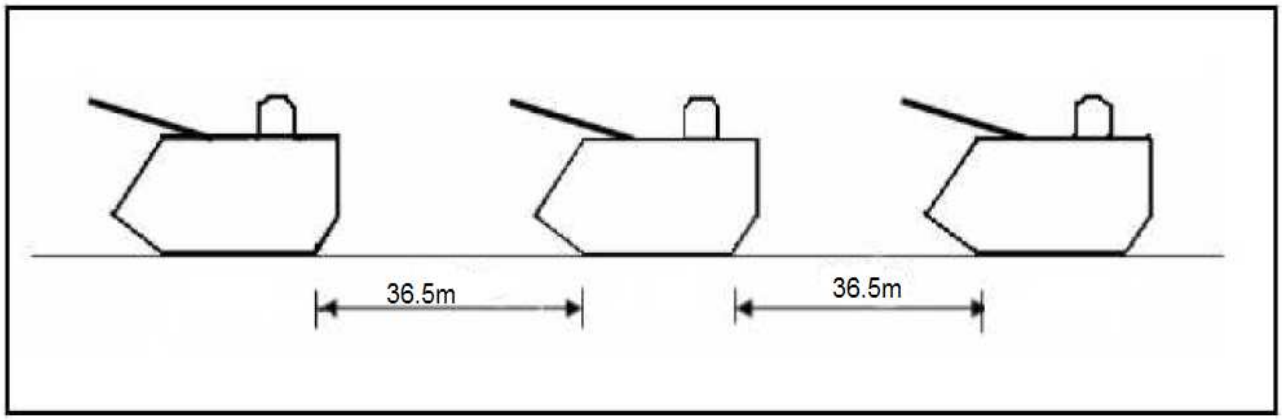
Classe de pont	Première classe	Deuxième classe
Coefficient	**1**	**0,9**



càs	Travées chargées	L(m)	G(t)	b_t	S1voie	S2voie	S3voie	δ1voie	δ2voie	δ3voie
1	**1**	**100**	**3710,16**	**1**	**32**	**64**	**96**	**1,020**	**1,022**	**1,023**
2	**1et2**	**250**	**9331,29**	**1**	**32**	**64**	**96**	**1,008**	**1,009**	**1,009**
3	**1et2et3**	**350**	**13041,45**	**1**	**32**	**64**	**96**	**1,006**	**1,006**	**1,007**
4	**1et3**	**200**	**7420,32**	**1**	**32**	**64**	**96**	**1,010**	**1,011**	**1,012**
5	**2**	**150**	**5621,13**	**1**	**32**	**64**	**96**	**1,014**	**1,015**	**1,015**

✓ ***Charges militaires :***

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.



Disposition des charges militaires

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui a été utilisée précédemment pour

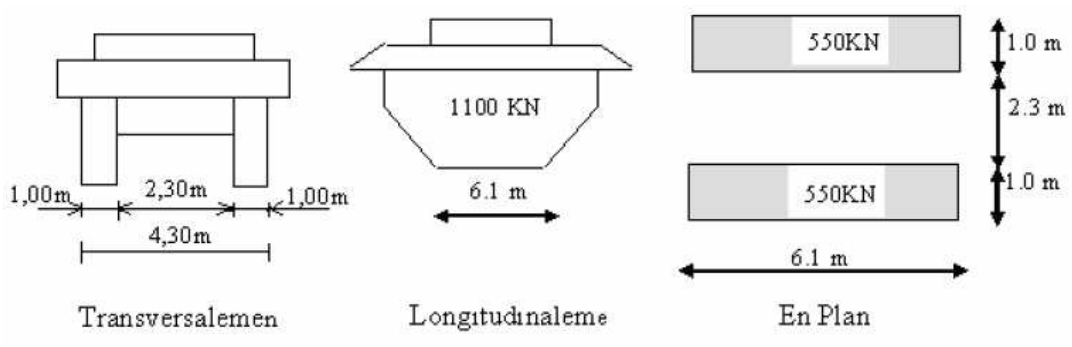
le système B. Dans l'application de cette formule, le symbole S représente le poids des charges militaires qu'il est possible de disposer sur la même surface que celle qui est à considérer pour le système B suivant l'élément calculé.

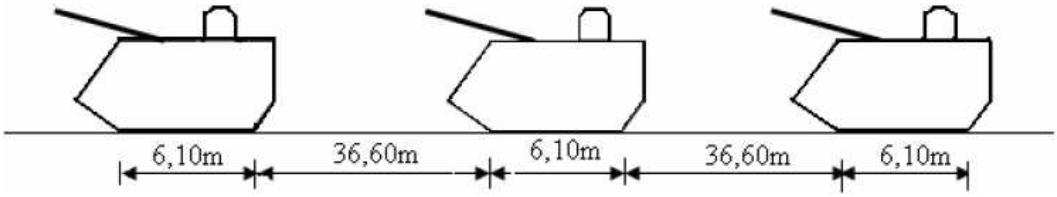
- **M_{c120} :**

Un véhicule type du système M_{c120} comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t.
- Longueur d'une chenille 6,10 m.
- Largeur d'une chenille 1m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé





Dimensions de M_{c120}

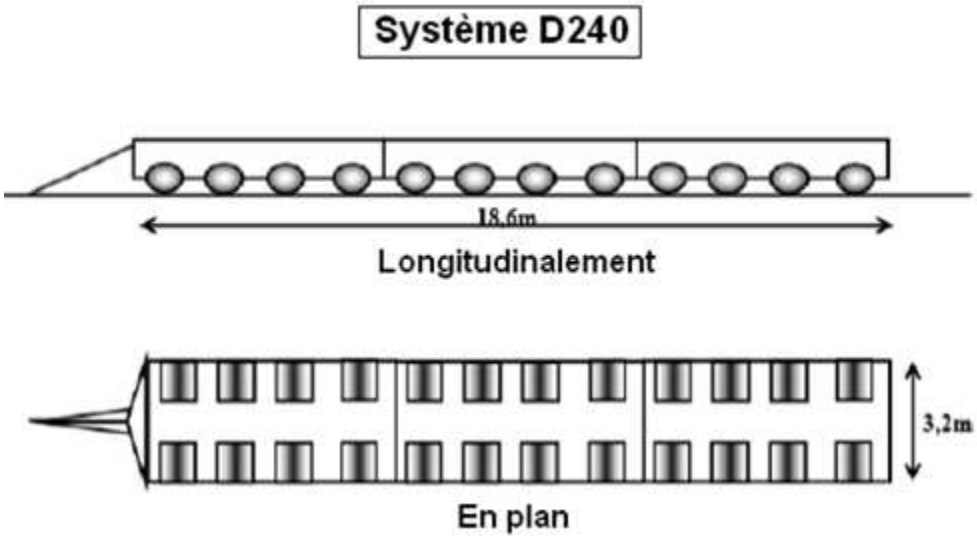
cas	Travées chargées	L(m)	G(t)	n	S1voie	δ1voie
1	**1**	**100**	**3710,16**	**3**	**330**	**1,032**
2	**1et2**	**250**	**9331,29**	**6**	**660**	**1,018**
3	**1et2et3**	**350**	**13041,45**	**9**	**990**	**1,017**
4	**1et3**	**200**	**7420,32**	**6**	**660**	**1,023**
5	**2**	**150**	**5621,13**	**4**	**440**	**1,024**

G : poids propre de tablier n : nombre de véhicule

✓ ***Chargement exceptionnel D_{240} :***

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après, susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

Dans le cahier de charges de notre projet, nous serons amenés à considérer uniquement le convoi exceptionnel D_{240}, ci-dessous, un schéma illustratif de ce système :



Dimensions de D_{240}

Le convoi D_{240} comporte deux remorques supportant chacune 140 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 mètres de long ; la distance entre axes des deux rectangles est de 19 mètres. On notera que les charges exceptionnelles ne sont pas frappées du coefficient de majoration dynamique, et qu'elles n'engendrent pas d'efforts de freinage.

b. Surcharge sur trottoirs :

Les trottoirs supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs.

Les diverses charges de trottoirs ne sont pas frappées du coefficient de majoration dynamique.

c. Charges locales :

Une charge uniforme de 450 kilogrammes par mètre carré est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et

des pistes cyclables .elle est disposée tant en longueur qu'en largeur afin d'avoir l'effet maximale envisagé.

d. Charges générales :

Elles sont appliquées en raison des justifications dans le sens longitudinal.

On applique sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m2 de façon à produire l'effet maximale envisagé.

e. Effort de freinage :

L'effort de freinage concerne uniquement les charges a caractère civil, les charges A et B.

Ces efforts s'exercent sur la chaussée. Dans le cas courant, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité du tablier, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et pour justifier la résistance des appareils d'appui.

Les systèmes militaires et convois exceptionnels ne développent aucune réaction due au freinage ni force centrifuge. La vitesse de circulation de ces convois étant limitée à 10 Km/h.

f. Effort du au système A(l) :

$f_A=[1/ (20+0.0035S)]$ A(l)×l

$f_A=[1/ (20+0.0035\times950)]$ **6,0895**×100=26,11t

g. Effort du au système B_c :

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids .les camions sont disposés à façon de donner l'effort le plus favorable ce qui donne f_{Bc}=300KN.

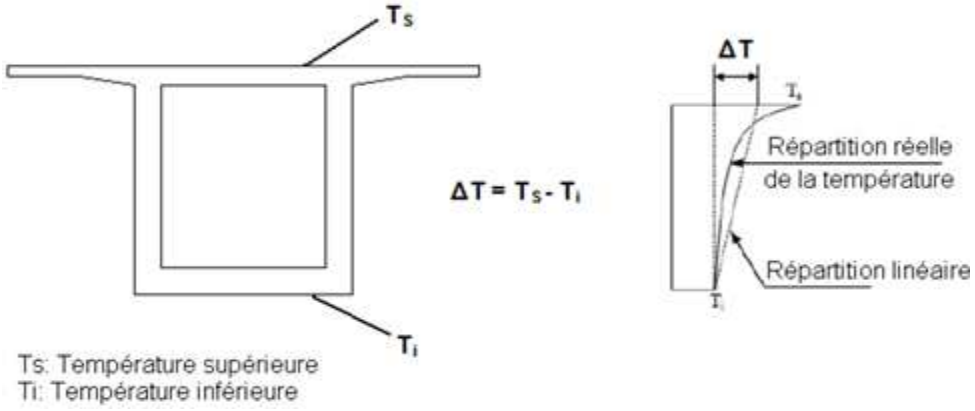
Les efforts de freinage du système B_c ne sont pas frappés du coefficient de majoration dynamique.

L'effet de B_c étant largement supérieur a l'effet du freinage du a A(l), les vérifications se feront avec la force développée par B_c.

h. Effet de gradient thermique :

On appelle gradient thermique la différence de la température qui s'établit journellement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que l'intrados, bien que des gradients inversés aient déjà été constatés, avec cependant des valeurs numériques beaucoup plus faibles, ce qui justifie le fait que ces derniers soient négligés.

La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes de la forme indiquée sur le schéma ci-dessous :



Effet de gradient thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Selon le document du CTTP définissant les charges et surcharges des ponts routes, pour un tablier en béton, le gradient thermique a une valeur de ± 7° C.

i. le vent :

D'après le fascicule 61 titre II ; le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- 2 KN/m^2 lorsque l'ouvrage est en service.
- 1,25KN/m^2 lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut 1,25 KN/m^2 car la durée de réalisation du projet dépasse 1 mois.

j. le séisme :

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques. Pour notre ouvrage il se trouve dans la zone II-a.

III. Combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre(G)	**1,35**	**1**
Surcharge A(l)	**1,6**	**1,2**
Système B_c	**1,6**	**1,2**
Système B_t	**1,6**	**1,2**
M_{c120}	**1,35**	**1**
D_{240}	**1,35**	**1**
Gradient thermique (ΔT)	**0**	**0,5**
Vent(W)	**1,5**	**0**
Surcharge des trottoirs(S_t)	**1,6**	**1,2**

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, elles sont définies comme suit :

Action prépondérante	Combinaisons	N° combinaison
A L'E.L.U	**$1,35G + 1,6(Al+S_t)$**	**1**
	$1,35G + 1,6(B_c+S_t)$	**2**
	$1,35G + 1,6(B_t+S_t)$	**3**
	$1,35G + 1,35M_{c120}$	**4**
	$1,35G + 1,35D_{240}$	**5**
	1,35G + 1,5W	**6**
A L'E.L.S	**$G + 1,2(Al+S_t)$**	**7**
	$G + 1,2(B_c+S_t)$	**8**
	$G + 1,2(B_t+S_t)$	**9**
	$G + M_{c120}$	**10**
	$G + D_{240}$	**11**
	$G + 1,2(Al+S_t)+0,5\ \Delta T$	**12**
	$G +1,2(B_c+S_t)+0,5\ \Delta T$	**13**
	$G +1,2(B_t+S_t)+0,5\ \Delta T$	**14**
	$G + M_{c120}+0,5\ \Delta T$	**15**
	$G + D_{240}+0,5\ \Delta T$	**16**
	$G+\ \Delta T$	**17**
	G+W	**18**

CHAPITRE VI

Etude du fléau

I. Charges appliquées à la console

II. Combinaison des charges

III. Clavage de la travée

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées. L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux.
- une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

I. Charges appliquées à la console en phase de construction :

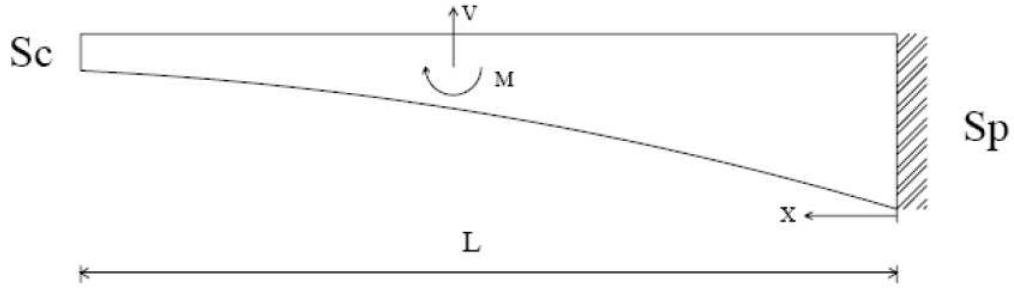
La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés « voussoirs », chacun de ces élément étant construit en encorbellements par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ces extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédent.

Pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre en travée de rives près de la culée.

I.1. Poids propre des caissons :

Le tablier de l'ouvrage étant à section variable, le poids propre est donné par la formule suivante :

$$P(x) = \gamma_b \, (S_p x - 2\times (S_p - S_C) \times (x^2/2l) + (S_p - S_C) \times (x^3/3l^2))$$



$0<x<3$: le poids propre est constant.
$3<x<74$ le poids est donné par la formule précédente.
Donc on aura un effort tranchant qui varie selon la relation suivante :

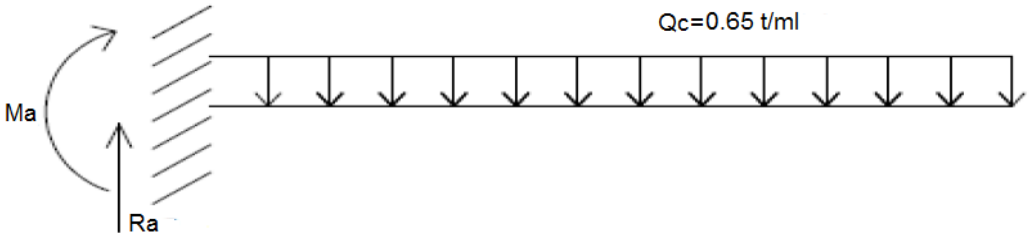
$$V(x)= \gamma_b \, (S_p(l-x)-(S_p - S_C) \times (l^2-x^2/l) + (S_p - S_C) \times (l^3-x^3/3l^2))$$

Et un moment fléchissant variant selon :

$$M(x) = \gamma_b \left([-0,5\times S_p (l-x)^2]-[2\times(S_p-S_C)\times(l-x)^2(2l+x)/3l]-[(S_p-S_C)\times(l-x)^2(3l^2+2lx+x^2/12l^2)]\right)$$

I.2. Les surcharges de chantier :

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de 50 kg/m^2 et une surcharge concentrée donnée par la relation 50+5b en KN appliquée au bout de la console.
On aura donc pour une largeur de tablier de 13m une charge concentrée de (5+0,5×13) tonnes ce qui donne 11,5t (à l'extrémité de la console).
On considère une surcharge de chantier répartie de 50Kg/m^2 = 0,05 t/m^2 soit : Q_c=0,05×13=0,65t/ml.



I.3. Equipage mobile :

On prend le poids de l'équipage mobile égal à 50 tonnes concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile, et une surcharge concentrée donnée par la relation 50+5b en KN appliquée au bout de la console.

On aura donc pour une largeur de tablier de 13 m une charge concentrée de (5+0,5×13) ce qui donne11,5t (à l'extrémité de la console) .

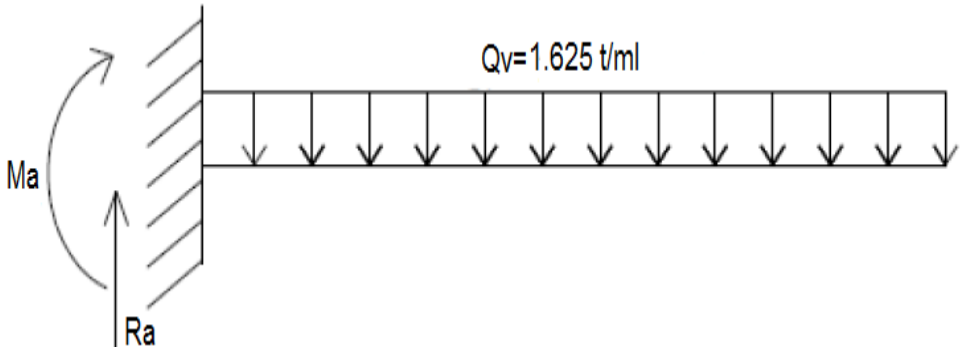
$Q_p=Q_{em}+Q_{surcharges\ sur\ chantier}$=11.5+50=61,5t.



I.4. Le vent :

Le fascicule 61 Titre II prescrit une charge de 100 kg/m^2 si la phase de construction n'excède pas un moi, sinon125kg/m^2 donc pour notre projet on prend 125kg/m^2.

Q_v=13×0,125=1,625t/ml.



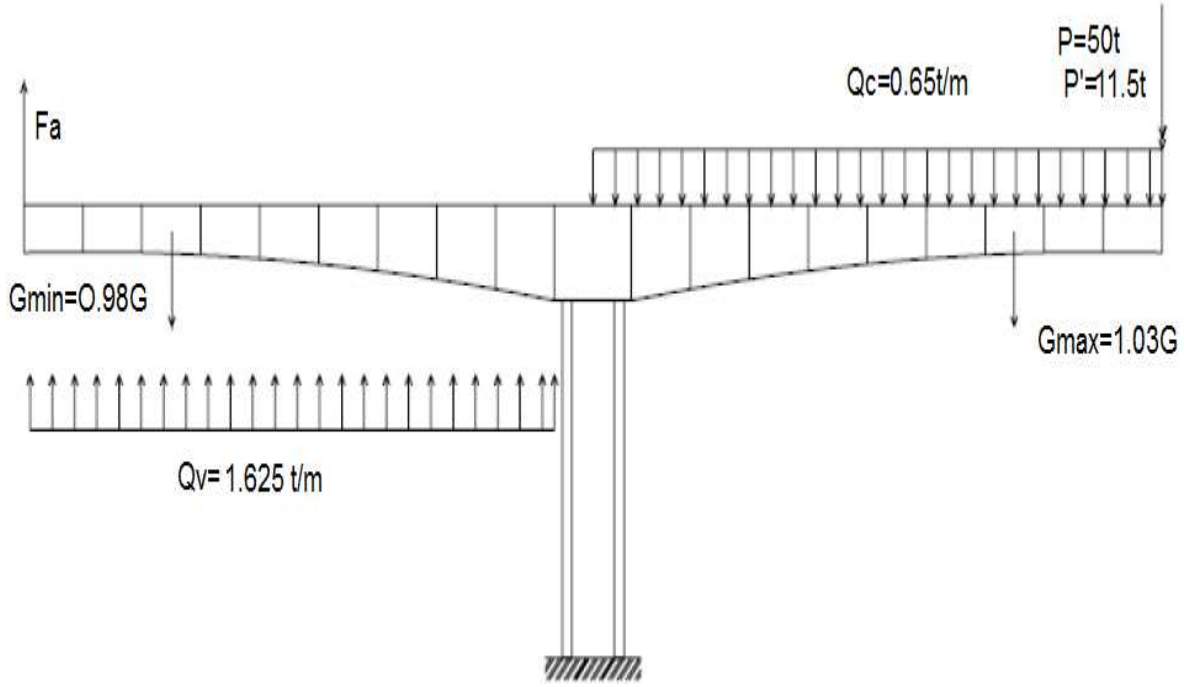
I. 5. Les actions accidentelles :

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

On considère qu'en cours d'une manœuvre, l'équipage vide puisse chuter. Le poids correspondant est multiplié par un coefficient de majoration égal à 3.

On considère la chute d'un équipage comme une force verticale déstabilisante notée F_a.

On considérera la situation illustrée ci-dessous afin de calculer la stabilité de l'encastrement provisoire.



Les calculs des différentes sollicitations se font à l'aide de logiciel robot tel que M(x) et V(x).

II. Combinaison des charges :

On considère les combinaisons d'actions qui suivent :

✓ ***La situation durable à l'état limite ultime :***

$1,1(G_{max}+G_{min})+1,25(Q_c+ P+P')$

✓ ***La situation accidentelle à l'état limite ultime :***

$1,1(G_{max}+G_{min})+F_a+(Q_c+ P+P')+Q_v$

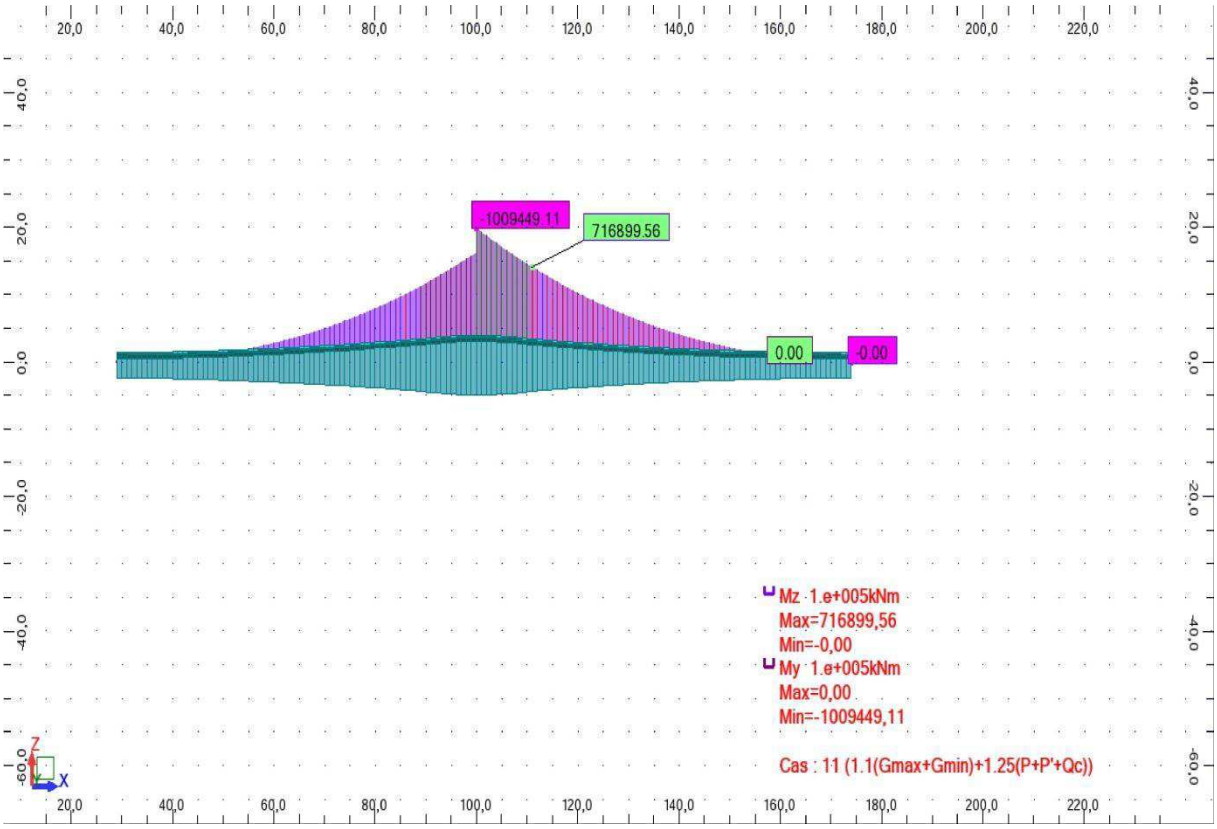
D'où : G_{max} : poids propre d'un demi-fléau majoré par 1,03

G_{min} : poids propre d'un demi-fléau majoré par 0,98

II.1. Situation durable :

Tableau récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation durable :

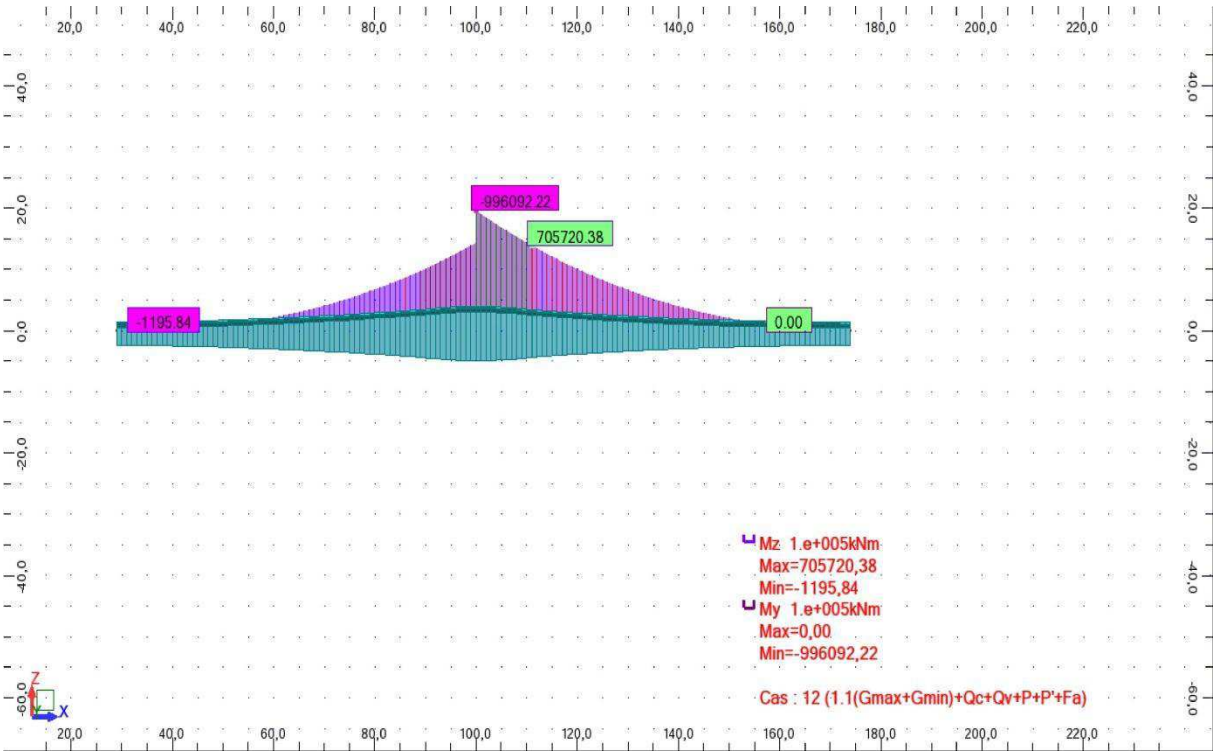
Abscisse	V(KN)	M_{comb}(KN.m)
0	**29414,59**	**-1009449,11**
5	**26828,11**	**-895942,52**
8	**25316,63**	**-816214,39**
11	**23855,16**	**-716899,56**
14	**22436,04**	**-647382,35**
17	**21064,24**	**-603514,85**
20	**19731,45**	**-521039,81**
23	**18438,86**	**-463793,39**
26	**17185,55**	**-410365,72**
29	**15968,26**	**-360642,67**
32	**14788,47**	**-314515,08**
35	**13641,50**	**-271877,44**
38	**12526,34**	**-245343,01**
41	**11441,92**	**-208307,70**
44	**10383,10**	**-163955,54**
47	**9351,12**	**-134359,09**
50	**8341,90**	**-107824,19**
53	**7345,65**	**-91807,72**
56	**6368,09**	**-63730,04**
59	**5406,82**	**-46071,44**
62	**4461,37**	**-31272,33**
65	**3526,32**	**-19292,34**
68	**2601,48**	**-10101,88**
71	**1683,04**	**-3677,06**
74	**768,75**	**0**


20,0
40,0
60,0
80,0
100,0
120,0
140,0
160,0
180,0
200,0
220,0
40,0
20,0
0,0
-20,0
-40,0
-60,0
1009449.11
716899.56
0.00
-0.00
Mz 1.e+005kNm
Max=716899,56
Min=-0,00
My 1.e+005kNm
Max=0,00
Min=-1009449,11
Cas : 11 (1.1(Gmax+Gmin)+1.25(P+P'+Qc))
Z
X

II.2. Situation accidentelle :

Tableau récapitulatif donnant les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle :

Abscisse	V(KN)	M_{comb}(KN.m)
0	**29215,04**	**-996092,22**
5	**26629,93**	**-883381,67**
8	**25119,38**	**-804247,62**
11	**23658,97**	**-729620,12**
14	**22241,05**	**-636791,44**
17	**20870,51**	**-572214,73**
20	**19539,13**	**-511609,69**
23	**18248,04**	**-454938,00**
26	**16996,34**	**-402080,37**
29	**15780,77**	**-352922,38**
32	**14602,78**	**-307354,58**
35	**13457,71**	**-278917,92**
38	**12344,53**	**-239103,02**
41	**11262,17**	**-191171,21**
44	**10205,48**	**-158976,17**
47	**9175,70**	**-129909,27**
50	**8168,73**	**-103897,25**
53	**7174,78**	**-80886,02**
56	**6199,57**	**-60828,25**
59	**5240,68**	**-49071,31**
62	**4297,67**	**-29367,31**
65	**3365,08**	**-17874,75**
68	**2442,71**	**-9164,32**
71	**1526,78**	**-3212,04**
74	**615**	**0**

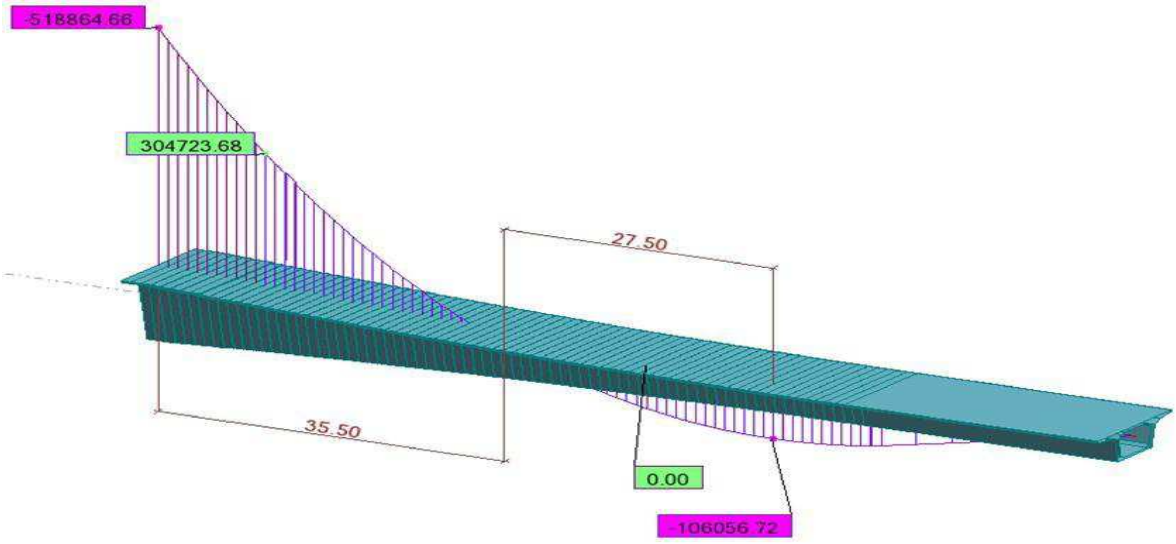


II.3. Les efforts maximaux :

combinaisons	V(KN)	M(KN.m)
$1,1(G_{max}+G_{min})+1,25(Q_c+ P+P')$	**29414,59**	**-1009449,11**
$1,1(G_{max}+G_{min})+F_a+(Q_c+ P+P')+Q_v$	**29215,04**	**-996092,22**

III. Clavage de la travée :

Durant la phase de clavage, la structure passe l'isostatique a hyperstatique, en effet le fait de claver le fléau avec la travée de rive change le schéma mécanique avec diagramme du moment fléchissant qui passe de :



CHAPITRE VII

Etude du précontraint

I. Généralité

II. Détermination des efforts du précontraint et le schéma de câblage

III. Tracé des câbles

IV. Câbles de continuité

V. Calcul des pertes de tension

VI. Pertes différées totales

VII. Conclusion

VIII. Vérification des contraintes normales

I. Généralité :

Le béton précontraint est l'invention de l'ingénieur Français Eugène Freyssinet, qui déposa an 1928 le brevet. Il avait bien avant eu l'idée de soulager le béton de son poids propre et ce en prétendant des câbles à l'intérieur. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de fissurer) et donc résistant en tous cas de chargement.

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

Les câbles peuvent se regrouper en différentes familles :

- Les câbles de fléau : nécessaires à l'assemblage des voussoirs successifs, ils sont destinés à supporter le poids propre des voussoirs en cours de construction et rendre solidaire chaque voussoir avec la partie de console déjà réalisée. Ils sont mis en tension de façon symétrique des deux côté de la pile. En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.
- Les câbles de continuité : destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments positifs qui résultent du clavage. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques vu qu'ils sont mis en tension sur une structure hyperstatique.

II. Détermination des efforts du précontraint et le schéma de câblage :

II.1. Détermination du précontraint de fléau :

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction ou les sollicitations sont maximales, ces dernières créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$\sigma_{p\ sup} = (P/S) + (P \times e \times v/I)$:sur les fibres supérieurs
$\sigma_{p\ inf} = (P/S) + (P \times e \times v`/I)$:sur les fibres inférieurs.
$\sigma_{p\ sup}$: Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.
$\sigma_{p\ inf}$: Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.
P : Effort de la précontrainte.
v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.
e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.
Trois classes sont déterminées de précontrainte selon le degré d'agressivité atmosphérique auquel notre ouvrage est exposé.
À la limite:
$(P/S) + (P\times e\times v/I) = (M\times v/I) \rightarrow P\,[(1/S)+(e\times v/I)] = (M\times v/I) \rightarrow P=(M\times v/I)/\,[(1/S)+(e\times v/I)]$
M : Le moment fléchissant du au poids propre et les surcharges.
S : Section droite du voussoir.

Dans cette dernière expression « P» et «e» sont des inconnues, pour cela on fixe «e» et on détermine « P».

II.2. Détermination du nombre de câble de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $N\geq P/0{,}8P_0$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de1T15s peut créer.
F_{prg}= 1770MPa .pour un câble de 1T15 s.
F_{peg}= 1583MPa .pour un câble de 1T15 s.
La tension d'origine :
σ_{P0}= Min (0,8F_{prg} ;0,9 F_{peg}) = Min (1416 ; 1425) = 1416 MPa.
$\sigma_{P0}=P_0/S \rightarrow P_0=\sigma_{P0}\times S$
P_0 = 1416 x 1800 x 10^{-6} = 2, 5488 MN=254,88t.

La détermination du nombre de câbles pour un demi fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales, elle a pour caractéristiques géométriques :

- ✓ Section :S= 18,56m^2.
- ✓ Inertie :I=199,38m^4.
- ✓ Distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure : v=3,98m.
- ✓ e=v-d en prend l'enrobage d=0,15m→e=3,98-0,15=3,83m.

Pour : M=111143,871t.m.
$P=(1009449{,}11\times 3{,}98/199{,}38)/\,[(1/18{,}56)+(3{,}83\times 3{,}98/199{,}38)]$
P=154607,46t.
On trouve : N≥64
Donc on arrondit à 64 câbles répartis à raison 32 câbles par âmes.

Le tableau suivant présente le nombre des câbles pour chaque voussoir :

Voussoir	M (KN.m)	I(m^4)	S(m2)	v(m)	e(m)	P(KN)	N
1	**-1009449,11**	**199,38**	**18,56**	**3,98**	**3,83**	**154607,46**	**64**
2	**-895942,52**	**185,52**	**18,17**	**3,86**	**3,71**	**140979,22**	**60**
3	**-816214,39**	**164,58**	**17,63**	**3,66**	**3,51**	**134675,34**	**56**
4	**-716899,56**	**145,35**	**17,09**	**3,46**	**3,31**	**124287,28**	**52**
5	**-647382,35**	**128,27**	**16,60**	**3,27**	**3,12**	**118070,18**	**50**
6	**-603514,85**	**113,19**	**16,06**	**3,09**	**2,94**	**115596,2**	**48**
7	**-521039,81**	**103,98**	**15,73**	**2,94**	**2,79**	**103413,72**	**44**
8	**-463793,39**	**87,83**	**15,10**	**2,76**	**2,61**	**98314,469**	**42**
9	**-410365,72**	**77,19**	**14,62**	**2,60**	**2,45**	**91585,702**	**40**
10	**-360642,67**	**68,14**	**14,21**	**2,45**	**2,3**	**84712,978**	**38**
11	**-314515,08**	**62,47**	**13,89**	**2,35**	**2,2**	**76453,266**	**34**
12	**-271877,44**	**55,17**	**13,50**	**2,22**	**2,07**	**69518,922**	**32**
13	**-245343,01**	**48,82**	**13,12**	**2,10**	**1,95**	**6591,8358**	**30**
14	**-208307,70**	**43,3**	**12,75**	**1,98**	**1,83**	**58757,819**	**28**
15	**-163955,54**	**38,8**	**12,45**	**1,89**	**1,74**	**48379,826**	**24**
16	**-134359,09**	**34,5**	**12,11**	**1,78**	**1,63**	**41590,838**	**20**
17	**-107824,19**	**31,05**	**11,83**	**1,70**	**1,55**	**34850,222**	**18**
18	**-91807,72**	**28,54**	**11,63**	**1,63**	**1,48**	**30750,994**	**16**
19	**-63730,04**	**26,05**	**11,39**	**1,56**	**1,41**	**22158,601**	**12**
20	**-46071,44**	**24,07**	**11,01**	**1,51**	**1,36**	**16408,313**	**10**
21	**-31272,33**	**22,35**	**10,92**	**1,45**	**1,3**	**11533,138**	**8**
22	**-19292,34**	**21,28**	**10,81**	**1,42**	**1,27**	**7262,8587**	**6**
23	**-10101,88**	**19,68**	**10,72**	**1,37**	**1,22**	**3946,0234**	**4**
24	**-3677,06**	**19,31**	**10,69**	**1,36**	**1,21**	**1448,6842**	**2**

Tableau récapitulatif :

Voussoir	N^{bre} des câbles	N^{bre} des câbles/âme	N^{bre} des câbles arrêtés/âme
1	**64**	**32**	**0**
2	**60**	**30**	**2**
3	**56**	**28**	**2**
4	**52**	**26**	**2**
5	**50**	**25**	**1**
6	**48**	**24**	**1**
7	**44**	**22**	**2**
8	**42**	**21**	**1**
9	**40**	**20**	**1**
10	**38**	**19**	**1**
11	**34**	**17**	**2**
12	**32**	**16**	**1**
13	**30**	**15**	**1**
14	**28**	**14**	**1**
15	**24**	**12**	**2**
16	**20**	**10**	**2**
17	**18**	**9**	**1**
18	**16**	**8**	**1**
19	**12**	**6**	**2**
20	**10**	**5**	**1**
21	**8**	**4**	**1**
22	**6**	**3**	**1**
23	**4**	**2**	**1**
24	**2**	**1**	**1**

III. Tracé des câbles :

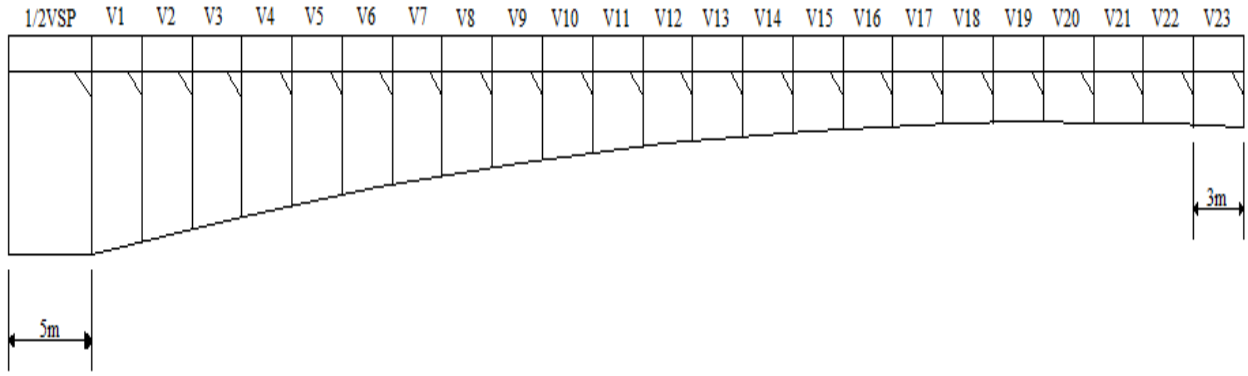
Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le grand principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

III.1.Tracé en élévation :

Il est conseiller de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes, pour réduire les contraintes de cisaillement, sachant que Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

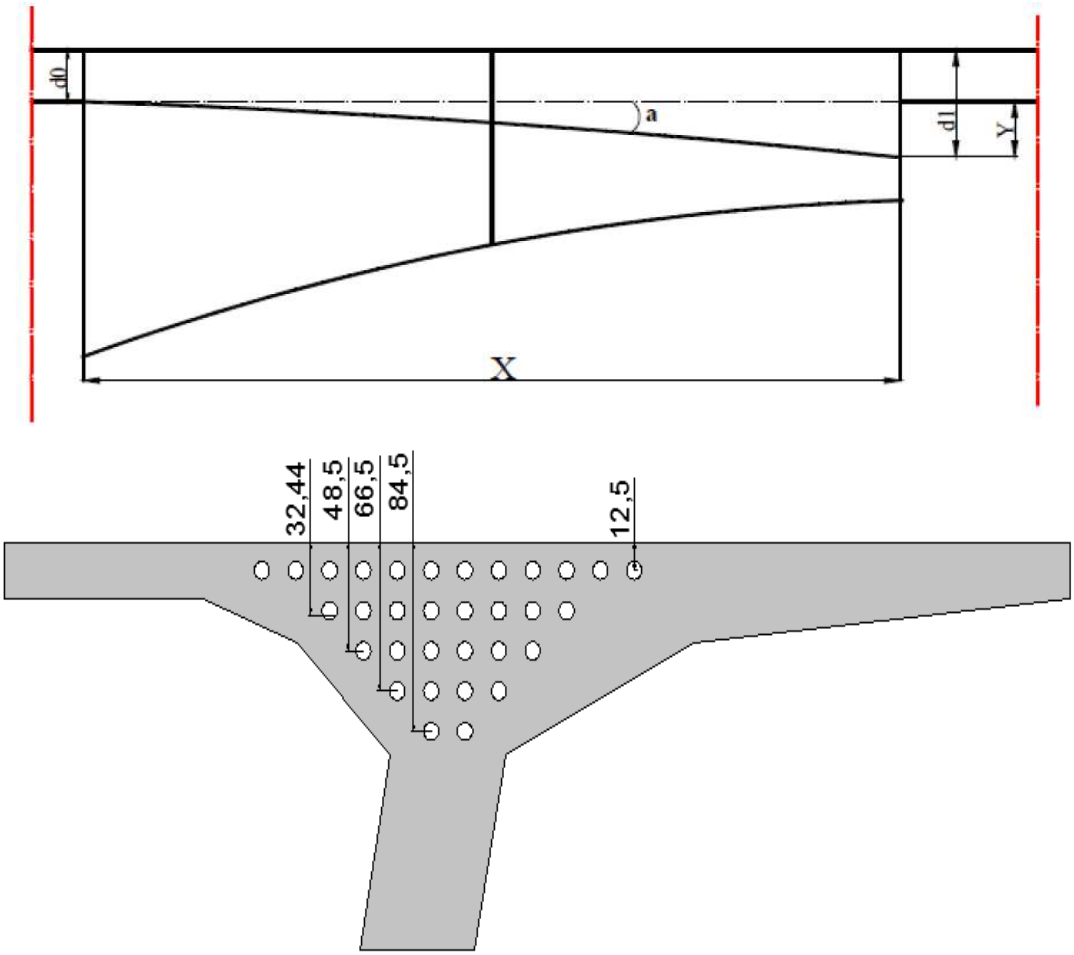
Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25m de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).
Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique dont son équation est :
$d(x)=d_0+(d_1- d_0)\times(x^2/l^2)$ ainsi que l'équation du rayon de courbure est : $R=x^2/2y$ pour **12T15s** on a R_{min}=6m.

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontal : $tg\alpha=dy/dx=2y/x$.



Câblage en élévation

Nous donnerons pour titre d'exemple de calcul, le cas du voussoir N°0, les autres résultats seront données dans un tableau, dans le voussoir V_0, nous avons arrêtées dix câbles, qui voudrait dire 5 câbles par âme, nous devrons les ancrer a une distance de 0,25 mètres de part et d'autre du centre de gravité.

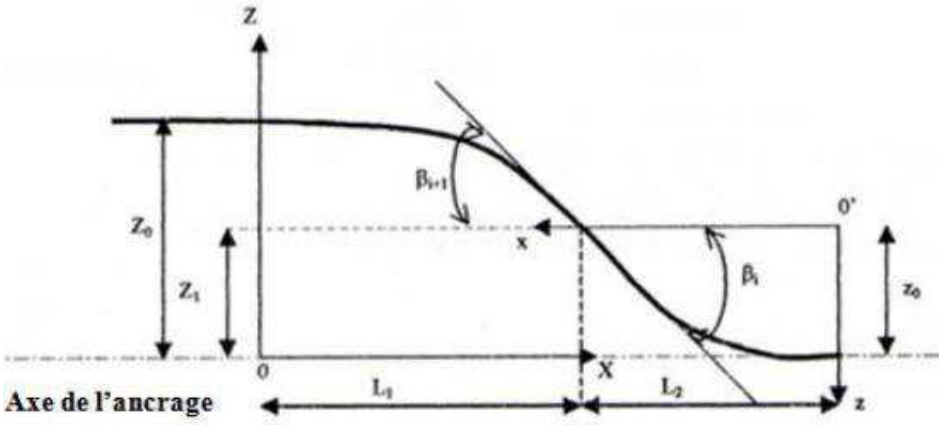


Disposition des câbles

V	N° de câble	x(m)	v(m)	d_1	d_0	y(m)	$y_{corrigé}$	R(m)	$R_{corrigé}$	α(rad)	Equation de la courbure (m)
V_1	**1**	**5**	**3,98**	**3,73**	**0,845**	**3,245**	**2**	**3,85**	**6,25**	**0,67**	**0,845+0,115x²**
	2	**5**	**3,98**	**4,23**	**0,845**	**3,745**	**1.5**	**3,34**	**8,33**	**0,54**	**0,845+0,135x²**
V_2	**3**	**7**	**3,86**	**3,61**	**0,665**	**3,125**	**3,125**	**7,84**	**7,84**	**0,73**	**0,665+0,060x²**
	4	**7**	**3,86**	**4,11**	**0,665**	**3,625**	**3,625**	**6,76**	**6,76**	**0,80**	**0,665+0,070x²**
V_3	**5**	**7**	**3,66**	**3,41**	**0,665**	**2,925**	**2,925**	**8,38**	**8,38**	**0,70**	**0,665+0,056x²**
	6	**7**	**3,66**	**3,91**	**0,665**	**3,425**	**3,425**	**7,15**	**7,15**	**0,77**	**0,665+0,066x²**
V_4	**7**	**7**	**3,46**	**3,46**	**0,485**	**2,975**	**2,975**	**8,24**	**8,24**	**0,70**	**0,485+0,061x²**
V_5	**8**	**7**	**3,27**	**3,27**	**0,485**	**2,785**	**2,785**	**8,80**	**8,80**	**0,67**	**0,485+0,057x²**
V_6	**9**	**7**	**3,09**	**2,84**	**0,305**	**2,535**	**2,535**	**9,66**	**9,66**	**0,63**	**0,485+0,048x²**
	10	**7**	**3,09**	**3,34**	**0,305**	**3,035**	**3,035**	**8,07**	**8,07**	**0,71**	**0,485+0,058x²**
V_7	**11**	**7**	**2,94**	**2,94**	**0,305**	**2,635**	**2,635**	**9,30**	**9,30**	**0,65**	**0,485+0,050x²**
V_8	**12**	**7**	**2,76**	**2,76**	**0,305**	**2,455**	**2,455**	**9,98**	**9,98**	**0,61**	**0,485+0,046x²**
V_9	**13**	**7**	**2,60**	**2,6**	**0,305**	**2,295**	**2,295**	**10,68**	**10,68**	**0,58**	**0,305+0,047x²**
V_{10}	**14**	**7**	**2,45**	**2,2**	**0,305**	**1,895**	**1,895**	**12,93**	**12,93**	**0,50**	**0,305+0,039x²**
	15	**7**	**2,45**	**2,7**	**0,305**	**2,395**	**2,395**	**10,23**	**10,23**	**0,60**	**0,305+0,049x²**
V_{11}	**16**	**7**	**2,35**	**2,35**	**0,305**	**2,045**	**2,045**	**11,98**	**11,98**	**0,53**	**0,305+0,042x²**
V_{12}	**17**	**7**	**2,22**	**2,22**	**0,305**	**1,915**	**1,915**	**12,79**	**12,79**	**0,50**	**0,305+0,039x²**
V_{13}	**18**	**7**	**2,10**	**2,1**	**0,305**	**1,795**	**1,795**	**13,65**	**13,65**	**0,47**	**0,305+0,037x²**
V_{14}	**19**	**7**	**1,98**	**1,73**	**0,125**	**1,605**	**1,605**	**15,26**	**15,26**	**0,43**	**0,305+0,029x²**
	20	**7**	**1,98**	**2,23**	**0,125**	**2,105**	**2,105**	**11,64**	**11,64**	**0,54**	**0,305+0,039x²**
V_{15}	**21**	**7**	**1,89**	**1,64**	**0,125**	**1,515**	**1,515**	**16,17**	**16,17**	**0,41**	**0,125+0,031x²**
	22	**7**	**1,89**	**2,14**	**0,125**	**2,015**	**2,015**	**12,16**	**12,16**	**0,52**	**0,125+0,041x²**
V_{16}	**23**	**7**	**1,78**	**1,78**	**0,125**	**1,655**	**1,655**	**14,80**	**14,80**	**0,44**	**0,125+0,034x²**
V_{17}	**24**	**7**	**1,70**	**1,7**	**0,125**	**1,575**	**1,575**	**15,56**	**15,56**	**0,42**	**0,125+0,032x²**
V_{18}	**25**	**7**	**1,63**	**1,38**	**0,125**	**1,255**	**1,255**	**19,52**	**19,52**	**0,34**	**0,125+0,026x²**
	26	**7**	**1,63**	**1,88**	**0,125**	**1,755**	**1,755**	**13,96**	**13,96**	**0,46**	**0,125+0,036x²**
V_{19}	**27**	**7**	**1,56**	**1,56**	**0,125**	**1,435**	**1,435**	**17,07**	**17,07**	**0,39**	**0,125+0,029x²**
V_{20}	**28**	**7**	**1,51**	**1,51**	**0,125**	**1,385**	**1,385**	**17,69**	**17,69**	**0,38**	**0,125+0,028x²**
V_{21}	**29**	**7**	**1,45**	**1,45**	**0,125**	**1,325**	**1,325**	**18,49**	**18,49**	**0,36**	**0,125+0,027x²**
V_{22}	**30**	**7**	**1,42**	**1,42**	**0,125**	**1,295**	**1,295**	**18,92**	**18,92**	**0,35**	**0,125+0,026x²**
V_{23}	**31**	**7**	**1,37**	**1,37**	**0,125**	**1,245**	**1,245**	**19,68**	**19,68**	**0,34**	**0,125+0,025x²**
V_{24}	**32**	**7**	**1,36**	**1,36**	**0,125**	**1,235**	**1,235**	**19,84**	**19,84**	**0,34**	**0,125+0,025x²**

III.2. Tracé en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson, puis, pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan de forme de «S» sur toute la longueur du voussoir qui se trouve avant les deux voussoirs qui sont lieu d'une déviation de câbles en élévation, après, ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur ancrage.



Câblage en plan

Le tracé suit une équation parabolique de forme : $Z(x) = ax^2 + bx + c$

Avec les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient : $Z(x)=Z_{i+1}+(Z_{i+1}+ Z_i)\times(x/l)^2$.

Le rayon de courbure : $R_i=(x_i)^2/(2\times(Z_i- Z_{i+1}))$

$R_i=(x_{i+1})^2/(2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2}))$

L'inclinaison : $\begin{cases} \tan(\beta_i)=(2\times(Z_i- Z_{i+1}))/(x_i) \\ \tan(\beta_{i+1})= (2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2}))/(x_{i+1}) \end{cases}$

Avec :

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Le Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Le Rayon de courbure dans la deuxième section.

N.B : Les câbles 1 et 2 ne subissent aucune déviation en plan, le calcul du reste de câbles est récapitulé dans le tableau suivant :

V	N° câble	Z_i	Z_{i+1}	R_i	R_{i+1}	β_i°	β_{i+1}°	Equation de la 1ére courbure (m)	Equation de la 2éme courbure (m)
	1	**0,09**	**0,045**	**277,78**	**277,78**	**0,036**	**0,036**	**0,09-0,0018x²**	**0,143-0,02x+0,0002x²**
V_1	**2**	**-0,09**	**-0,045**	**-277,78**	**-277,78**	**-0,036**	**-0,036**	**-0,09+0,0018x²**	**-0,143-0,02x+0,0002x²**
	3	**0,27**	**0,135**	**33,33**	**33,33**	**0,176**	**0,176**	**0,27-0,015x²**	**0,437-0,108x+0,0024x²**
V_2	**4**	**-0,27**	**-0,135**	**-33,33**	**-33,33**	**-0,176**	**-0,176**	**-0,27+0,015x²**	**-0,437+0,108x-0,0024x²**
	5	**0,09**	**0,045**	**100,00**	**100,00**	**0,060**	**0,060**	**0,09-0,005x²**	**0,146-0,036x+0,0008x²**
V_3	**6**	**-0,09**	**-0,045**	**-100,00**	**-100,00**	**-0,060**	**-0,060**	**-0,09+0,005x²**	**-0,146+0,036x-0,0008x²**
V_4	**7**	**0,45**	**0,225**	**20,00**	**20,00**	**0,282**	**0,282**	**0,45-0,025x²**	**0,729-0,18x+0,004x²**
V_5	**8**	**-0,45**	**-0,225**	**-20,00**	**-20,00**	**-0,282**	**-0,282**	**-0,45+0,025x²**	**-0,729+0,18x-0,004x²**
	9	**0,27**	**0,135**	**33,33**	**33,33**	**0,176**	**0,176**	**0,27-0,015x²**	**0,437-0,108x+0,0024x²**
V_6	**10**	**-0,27**	**-0,135**	**-33,33**	**-33,33**	**-0,176**	**-0,176**	**-0,27+0,015x²**	**-0,437+0,108x-0,0024x²**
V_7	**11**	**0,09**	**0,045**	**100,00**	**100,00**	**0,060**	**0,060**	**0,09-0,005x²**	**0,146-0,036x+0,0008x²**
V_8	**12**	**-0,09**	**-0,045**	**-100,00**	**-100,00**	**-0,060**	**-0,060**	**-0,09+0,005x²**	**-0,146+0,036x-0,0008x²**
V_9	**13**	**0,63**	**0,315**	**14,29**	**14,29**	**0,375**	**0,375**	**0,63-0,035x²**	**1,061-0,252x+0,0056x²**
	14	**0,45**	**0,225**	**20,00**	**20,00**	**0,282**	**0,282**	**0,45-0,025x²**	**0,729-0,18x+0,004x²**
V_{10}	**15**	**-0,45**	**-0,225**	**-20,00**	**-20,00**	**-0,282**	**-0,282**	**-0,45+0,025x²**	**-0,729+0,18x-0,004x²**
V_{11}	**16**	**-0,63**	**-0,315**	**-14,29**	**-14,29**	**-0,375**	**-0,375**	**-0,63+0,035x²**	**-1,061+0,252x-0,0056x²**
V_{12}	**17**	**0,27**	**0,135**	**33,33**	**33,33**	**0,176**	**0,176**	**0,27-0,015x²**	**0,437-0,108x+0,0024x²**
V_{13}	**18**	**-0,27**	**-0,135**	**-33,33**	**-33,33**	**-0,176**	**-0,176**	**-0,27+0,015x²**	**-0,437+0,108x-0,0024x²**
	19	**0,09**	**0,045**	**100,00**	**100,00**	**0,060**	**0,060**	**0,09-0,005x²**	**0,146-0,036x+0,0008x²**

V_{14}	**20**	**-0,09**	**-0,045**	**-100,00**	**-100,00**	**-0,060**	**-0,060**	**-0,09+0,005x²**	**-0,146+0,036x-0,0008x²**
	21	**0,99**	**0,495**	**9,09**	**9,09**	**0,520**	**0,520**	**0,99-0,055x²**	**1,604-0,396x+0,0088x²**
V_{15}	**22**	**-0,99**	**-0,495**	**-9,09**	**-9,09**	**-0,520**	**-0,520**	**-0,99+0,055x²**	**-1,604+0,396x-0,0088x²**
V_{16}	**23**	**0,81**	**0,405**	**11,11**	**11,11**	**0,454**	**0,454**	**0,81-0,045x²**	**1,312-0,324x+0,0072x²**
V_{17}	**24**	**-0,81**	**-0,405**	**-11,11**	**-11,11**	**-0,454**	**-0,454**	**-0,81+0,045x²**	**-1,312+0,324x-0,0072x²**
	25	**0,63**	**0,315**	**14,29**	**14,29**	**0,375**	**0,375**	**0,63-0,035x²**	**1,061-0,252x+0,0056x²**
V_{18}	**26**	**-0,63**	**-0,315**	**-14,29**	**-14,29**	**-0,375**	**-0,375**	**-0,63+0,035x²**	**-1,061+0,252x-0,0056x²**
V_{19}	**27**	**0,45**	**0,225**	**20,00**	**20,00**	**0,282**	**0,282**	**0,45-0,025x²**	**0,729-0,18x+0,004x²**
V_{20}	**28**	**-0,45**	**-0,225**	**-20,00**	**-20,00**	**-0,282**	**-0,282**	**-0,45+0,025x²**	**-0,729+0,18x-0,004x²**
V_{21}	**29**	**0,27**	**0,135**	**33,33**	**33,33**	**0,176**	**0,176**	**0,27-0,015x²**	**0,437-0,108x+0,0024x²**
V_{22}	**30**	**-0,27**	**-0,135**	**-33,33**	**-33,33**	**-0,176**	**-0,176**	**-0,27+0,015x²**	**-0,437+0,108x-0,0024x²**
V_{23}	**31**	**0,09**	**0,045**	**100,00**	**100,00**	**0,060**	**0,060**	**0,09-0,005x²**	**0,146-0,036x+0,0008x²**
V_{24}	**32**	**-0,09**	**-0,045**	**-100,00**	**-100,00**	**-0,060**	**-0,060**	**-0,09+0,005x²**	**-0,146+0,036x-0,0008x²**

IV. Câbles de continuité :

IV.1. Introduction :

Le dimensionnement de la précontrainte suppose que l'on connaisse l'enveloppe des sollicitations dans les sections, or ces sollicitations contiennent les effets hyperstatiques de la précontrainte, qui ne sont pas connues puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première détermination de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte sont nuls. Après avoir déterminé les forces des nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte. L'ensemble des câbles de la précontrainte ne devra pas être surdimensionné, car en absence de surcharge ou en état de repos (de fermeture éventuellement) de l'ouvrage, on risque d'obtenir des moments négatifs à mi- travée.

Les câbles de continuité sont divisés en deux groupes :

- Câbles disposés au niveau de la membrure inférieure (généralement les plus nombreux).Ils sont soit relevés dans les âmes ou bien ancrés dans l'hourdis inférieur.
- Câbles disposés au niveau de la membrure supérieure des voussoirs pour prolonger les câbles de fléaux les plus long.

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inferieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inferieur.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants:

- Poids propre.
- Superstructure.

- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Gradient thermique.
- Fluage du béton.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

IV.2. Calcul du nombre de câbles pour chaque travée :

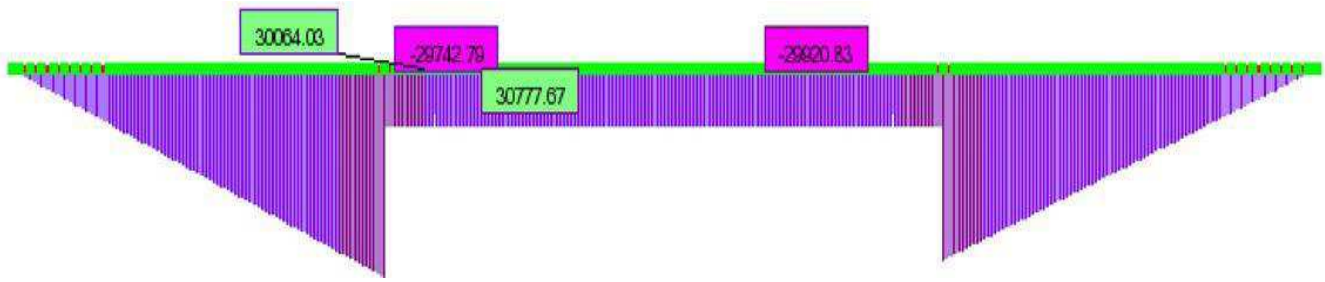
Le dimensionnement d'un tablier est une étape différente de la vérification, les combinaisons à considérer sont les combinaisons rares définies pour les justifications à l'état limite de service. Selon le BPEL91.

Les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs dus à la combinaison : $G+1,2(A(l)+S_{Tr})+0,5\Delta T+FL$.

Avec :
G : poids propres du tablier.
A(l) : surcharge routière dominante.
S_{Tr} : surcharges du trottoir.
AT : gradient thermique (7°).
FL : effet du fluage.

IV.3. Effet thermique :

Le calcul automatique du moment du à l'effet de la température a donné le diagramme suivant.



Effet thermique

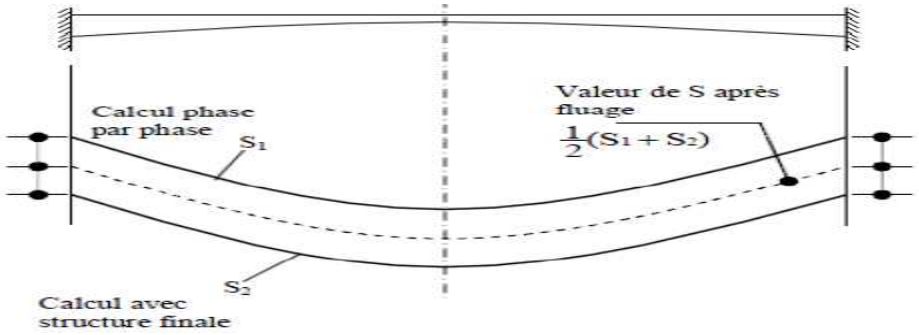
IV.4. Effet de fluage :

Le fluage du béton entraîne une modification progressive des efforts calculés avec l'hypothèse de l'élasticité, les déformations consécutives au fluage se trouvent en travées par l'augmentation du degré d'hyperstaticité du système.

L'évaluation quantitative de ces efforts est complexe, ceux-ci dépendent en effet de

l'histoire de l'ouvrage constitué de bétons d'âges très différents et de rhéologie variable en fonction des conditions d'exécution. Chaque voussoir évolue ainsi dans le temps avec une loi qui lui est propre, donc seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage.

Pour les ouvrages de conception classique, on admet à défaut de calcul scientifique, d'estimer forfaitairement les sollicitations dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :$S_{fl}=(S_1+S_2)/2$



Déformation due au fluage

Dans l'évolution des efforts à la clé de chaque travée, on introduit le moment conventionnel qui entraîne la décompression de la fibre inférieur du tablier .Ce moment vaut:

$M_{fl}=(I_0/v_i)\sigma^*$

Avec :

I_0 : inertie du voussoir de clavage.
v_i : distance du centre de gravité par rapport à la fibre supérieure du voussoir concerné.
σ^* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1,5MPa pour les voussoirs coulés sur place. Et pour notre ouvrage σ^* =1,5 MPa.
Le moment du fluage a la même allure que la température.

IV.5. Détermination du nombre de câbles :

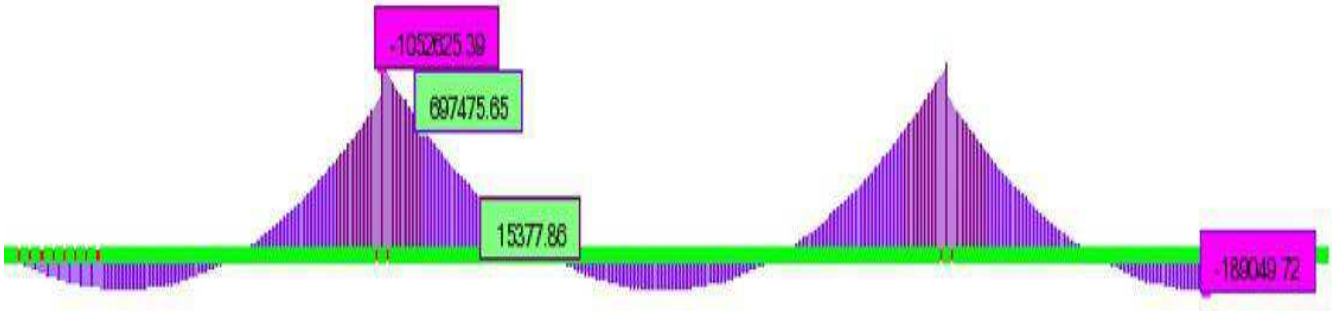
La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :
$P=(M_i\times v`_i/I_i)/[(1/S_i)+(e_i\times v`_i/I_i)]$
Cette formule est une égalité entre la contrainte due à l'effort de précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures. Où :

$\begin{cases}\sigma_p \text{ ;inf ; } (P_i/S_i)+(P\times e_i\times v`_i/I_i)\\ \sigma_M \text{ ;inf; } Mi\times v`_i/I_i\end{cases}$

Tel que :
P : Effort de la précontrainte.
M : Le moment fléchissant dû à la combinaison ci-dessus.
v` : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inferieure.
I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

S : l'aire de la section.

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.



$G+1,2(A(l)+S_{Tr})+0,5\Delta T$

a. À mi- travée:

N°	S(m^2)	I(m^4)	M(KN.m)	v'(m)	e(m)	P(KN)	N° câble
147	**12,45**	**38,8**	**28826,67**	**2,91**	**2,76**	**7530,88**	**2**
150	**12,11**	**34,5**	**62444,48**	**2,82**	**2,67**	**16973,41**	**6**
153	**11,83**	**31,05**	**91999,76**	**2,73**	**2,58**	**25959,18**	**10**
156	**11,63**	**28,54**	**116494,35**	**2,66**	**2,51**	**33951,00**	**12**
159	**11,39**	**26,05**	**137320,30**	**2,60**	**2,45**	**41266,23**	**16**
162	**11,01**	**24,07**	**154599,19**	**2,53**	**2,38**	**47626,35**	**18**
165	**10,92**	**22,35**	**168405,48**	**2,50**	**2,35**	**53191,99**	**20**
168	**10,81**	**21,28**	**178643,54**	**2,45**	**2,30**	**57612,03**	**22**
171	**10,72**	**19,68**	**185405,85**	**2,41**	**2,26**	**61357,08**	**22**
174	**10,69**	**19,31**	**188703,38**	**2,36**	**2,21**	**63435,43**	**24**
176	**10,69**	**19,31**	**188703,38**	**2,36**	**2,21**	**63435,43**	**24**
179	**10,72**	**19,68**	**185405,85**	**2,41**	**2,26**	**61357,08**	**22**
182	**10,81**	**21,28**	**178643,54**	**2,45**	**2,30**	**57612,03**	**22**
185	**10,92**	**22,35**	**168405,48**	**2,50**	**2,35**	**53191,99**	**20**
189	**11,01**	**24,07**	**154599,19**	**2,53**	**2,38**	**47626,35**	**18**
191	**11,39**	**26,05**	**137320,30**	**2,60**	**2,45**	**41266,23**	**16**
194	**11,63**	**28,54**	**116494,35**	**2,66**	**2,51**	**33951,00**	**12**
197	**11,83**	**31,05**	**91999,76**	**2,73**	**2,58**	**25959,18**	**10**
200	**12,11**	**34,5**	**62444,48**	**2,82**	**2,67**	**16973,41**	**6**
203	**12,45**	**38,8**	**28826,67**	**2,91**	**2,76**	**7530,88**	**2**

b. À la travée de rive :

x	I_z	S	v'	$M_{combinaison}$	e_0	P(x)	N° câble
59	**55,17**	**13,5**	**3,23**	**23283,14**	**3,08**	**5358,33**	**2**
56	**48,82**	**13,12**	**3,11**	**57680,17**	**2,96**	**13877,19**	**6**
53	**43,3**	**12,75**	**3,01**	**88283,33**	**2,86**	**22146,18**	**8**
50	**38,8**	**12,45**	**2,91**	**115059,28**	**2,76**	**30058,90**	**12**
47	**34,5**	**12,11**	**2,82**	**138153,57**	**2,67**	**37552,34**	**14**
44	**31,05**	**11,83**	**2,73**	**156100,16**	**2,58**	**44046,12**	**16**
41	**28,54**	**11,63**	**2,66**	**170141,35**	**2,51**	**49585,82**	**18**
38	**26,05**	**11,39**	**2,60**	**180536,01**	**2,45**	**54253,02**	**20**
35	**24,07**	**11,01**	**2,53**	**187234,32**	**2,38**	**57680,04**	**22**
32	**22,35**	**10,92**	**2,50**	**190210,18**	**2,35**	**60079,15**	**22**
29	**21,28**	**10,81**	**2,45**	**189261,23**	**2,30**	**61036,20**	**22**
26	**19,68**	**10,72**	**2,41**	**184653,62**	**2,26**	**61108,14**	**22**
23	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**176845,73**	**2,21**	**59449,30**	**22**
20	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**165344,50**	**2,21**	**55583,00**	**20**
17	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**150515,23**	**2,21**	**50597,92**	**18**
14	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**131892,29**	**2,21**	**44337,54**	**16**
11	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**110217,37**	**2,21**	**37051,20**	**14**
8	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**85183,46**	**2,21**	**28635,68**	**10**
5	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**56763,91**	**2,21**	**19082,03**	**8**
2	**19,31**	**10,69**	**2,36**	**24640,87**	**2,21**	**8283,39**	**4**

V. Calcul des pertes de tension :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles(raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leurs valeurs maximales au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0}.

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante:

- $\sigma_{p0}=(0,8f_{prg} ;0,9f_{peg})$
- f_{prg}: contrainte de rupture garantie.
- f_{peg}: limite conventionnelle d'élasticité.

V.1. Pertes de tension instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

a. Pertes par frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé (ancrage mort). Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, ni la gaine ni le câble ne sont rigoureusement rectiligne.

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$\sigma_{p0}(x)= \sigma_{p0}\times(1-e^{-(f\theta+\phi x)})$

σ_{p0} : tension à l'origine.
x : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.
f : coefficient de frottement en courbe.
θ : la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace $\theta=\alpha+\beta$.
ϕ : coefficient de perte de tension par unité de longueur.

Le tableau suivant donne les valeurs de f et ϕ :

Cas	Nature des armatures	f		ϕ
		3≤R≤6	R≥6	
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**	
Câbles ne traversant des nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	**(24-R)/100**	**0,18**	**0,003**
	Torons	**(26-R)/100**	**0,20**	

Dont les valeurs de pertes par frottement sont représentées dans le tableau :

V	N° du câble	x(m)	α(rad)	β(rad)	αt	$\sigma_{p0}\times e^{-(f\theta+\phi x)}$	$\sigma_{p0}\times(1-e^{-(f\theta+\phi x)})$MPa
V_1	**1**	**5**	**0,045**	**0,036**	**0,69**	**1254,38**	**161,62**
	2	**5**	**-0,045**	**-0,036**	**0,55**	**1284,01**	**131,99**
V_2	**3**	**7**	**0,135**	**0,176**	**0,79**	**1228,47**	**187,53**
	4	**7**	**-0,135**	**-0,176**	**0,88**	**1210,38**	**205,62**
V_3	**5**	**7**	**0,045**	**0,06**	**0,73**	**1231,94**	**184,06**
	6	**7**	**-0,045**	**-0,06**	**0,82**	**1214,28**	**201,72**
V_4	**7**	**7**	**0,225**	**0,282**	**0,78**	**1214,77**	**201,23**
V_5	**8**	**7**	**-0,225**	**-0,282**	**0,75**	**1214,04**	**201,96**
V_6	**9**	**7**	**0,135**	**0,176**	**0,67**	**1222,00**	**194,00**
	10	**7**	**-0,135**	**-0,176**	**0,76**	**1204,07**	**211,93**

V_7	**11**	**7**	**0,045**	**0,06**	**0,67**	**1214,25**	**201,75**
V_8	**12**	**7**	**-0,045**	**-0,06**	**0,63**	**1215,82**	**200,18**
V_9	**13**	**7**	**0,315**	**0,375**	**0,70**	**1194,46**	**221,54**
V_{10}	**14**	**7**	**0,225**	**0,282**	**0,58**	**1210,73**	**205,27**
	15	**7**	**-0,225**	**-0,282**	**0,68**	**1192,18**	**223,82**
V_{11}	**16**	**7**	**-0,315**	**-0,375**	**0,66**	**1188,75**	**227,25**
V_{12}	**17**	**7**	**0,135**	**0,176**	**0,54**	**1204,69**	**211,31**
V_{13}	**18**	**7**	**-0,135**	**-0,176**	**0,51**	**1203,16**	**212,84**
V_{14}	**19**	**7**	**0,045**	**0,06**	**0,44**	**1209,22**	**206,78**
	20	**7**	**-0,045**	**-0,06**	**0,55**	**1187,27**	**228,73**
V_{15}	**21**	**7**	**0,495**	**0,52**	**0,67**	**1158,21**	**257,79**
	22	**7**	**-0,495**	**-0,52**	**0,74**	**1144,20**	**271,80**
V_{16}	**23**	**7**	**0,405**	**0,454**	**0,64**	**1157,19**	**258,81**
V_{17}	**24**	**7**	**-0,405**	**-0,454**	**0,62**	**1152,87**	**263,13**
V_{18}	**25**	**7**	**0,315**	**0,375**	**0,51**	**1167,21**	**248,79**
	26	**7**	**-0,315**	**-0,375**	**0,60**	**1150,64**	**265,36**
V_{19}	**27**	**7**	**0,225**	**0,282**	**0,48**	**1164,87**	**251,13**
V_{20}	**28**	**7**	**-0,225**	**-0,282**	**0,47**	**1159,42**	**256,58**
V_{21}	**29**	**7**	**0,135**	**0,176**	**0,40**	**1165,99**	**250,01**
V_{22}	**30**	**7**	**-0,135**	**-0,176**	**0,39**	**1160,70**	**255,30**
V_{23}	**31**	**7**	**0,045**	**0,06**	**0,35**	**1162,39**	**253,61**
V_{24}	**32**	**7**	**-0,045**	**-0,06**	**0,35**	**1155,43**	**260,57**
						$\sum \sigma_{p0}(x)$	**5646,05**

b. Pertes par recul à l'ancrage :

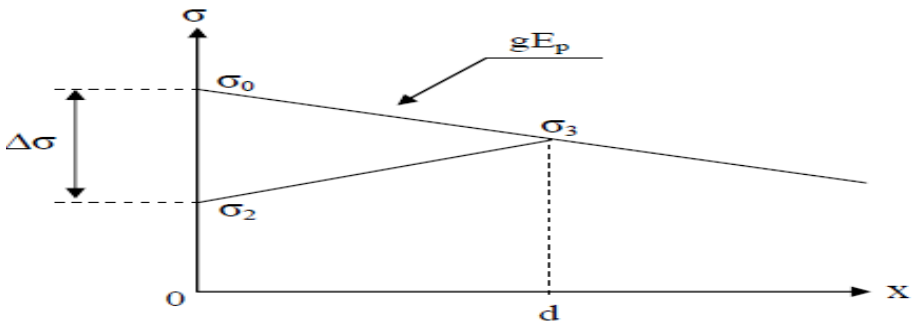
Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fil dans les clavettes et ces dernières dans les plaques d'ancrage lors de détention du vérin et du blocage des clavettes :

- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σ_{p0} : contrainte initiale.
- σ_{p0}' : contrainte après recul d'ancrage.
- σ_0 : la perte de tension.
- g : l'intensité du recul d'encrage estimée à $g=(1/E_p)\int\Delta\sigma_0\, dx$
- E_p: Module d'élasticité des aciers : $E_p=1.9\times10^5$ MPa(selon BPEL91)
- l : Longueur horizontale d'un demi-câble

En pratique, on admet le raisonnement suivant :
La qualité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur d, dans la mesure où l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité et ou sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α, ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne αf/l sur la longueur d, on trouve :

$d=((gE_p)/(\sigma_{p0}k))^{1/2}$ { d>x les pertes existes ; d<x les pertes sont nulles

tel que :$k=(f\alpha/l)+\phi$;g=6mm.



Actions es glissements à l'ancrage sur la contrainte de l'acier

Les pertes dues au recul d'ancrage sont :$\Delta\sigma_{anc} = 2.d.k$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

V	N° du câble	αt(rad)	l(m)	k	d	$\Delta\sigma_{anc}$(MPa)
	1	**0,69**	**5**	**0,0242**	**5,7632**	**0,0000**
V_1	**2**	**0,55**	**5**	**0,0196**	**6,4140**	**0,0000**
	3	**0,79**	**8**	**0,0178**	**6,7332**	**0,2391**
V_2	**4**	**0,88**	**8**	**0,0196**	**6,4069**	**0,2513**
	5	**0,73**	**11**	**0,0127**	**7,9749**	**0,2019**
V_3	**6**	**0,82**	**11**	**0,0140**	**7,5911**	**0,2121**
V_4	**7**	**0,78**	**14**	**0,0109**	**8,5752**	**0,1878**
V_5	**8**	**0,75**	**17**	**0,0091**	**9,4309**	**0,1707**
	9	**0,67**	**20**	**0,0074**	**10,4536**	**0,1540**
V_6	**10**	**0,76**	**20**	**0,0081**	**9,9657**	**0,1616**
V_7	**11**	**0,67**	**23**	**0,0067**	**10,9758**	**0,1467**
V_8	**12**	**0,63**	**26**	**0,0059**	**11,7190**	**0,1374**
V_9	**13**	**0,70**	**29**	**0,0059**	**11,7142**	**0,1375**
	14	**0,58**	**32**	**0,0049**	**12,8258**	**0,1255**
V_{10}	**15**	**0,68**	**32**	**0,0054**	**12,2366**	**0,1316**
V_{11}	**16**	**0,66**	**35**	**0,0050**	**12,6918**	**0,1269**
V_{12}	**17**	**0,54**	**38**	**0,0043**	**13,7585**	**0,1170**
V_{13}	**18**	**0,51**	**41**	**0,0040**	**14,2356**	**0,1131**
	19	**0,44**	**44**	**0,0036**	**14,9800**	**0,1075**
V_{14}	**20**	**0,55**	**44**	**0,0040**	**14,1797**	**0,1136**
	21	**0,67**	**47**	**0,0043**	**13,7219**	**0,1173**
V_{15}	**22**	**0,74**	**47**	**0,0045**	**13,3244**	**0,1208**
V_{16}	**23**	**0,64**	**50**	**0,0040**	**14,1222**	**0,1140**
V_{17}	**24**	**0,62**	**53**	**0,0039**	**14,4069**	**0,1118**
	25	**0,51**	**56**	**0,0035**	**15,2753**	**0,1054**
V_{18}	**26**	**0,60**	**56**	**0,0037**	**14,7397**	**0,1092**
V_{19}	**27**	**0,48**	**59**	**0,0033**	**15,5982**	**0,1032**
V_{20}	**28**	**0,47**	**62**	**0,0032**	**15,8015**	**0,1019**
V_{21}	**29**	**0,40**	**65**	**0,0030**	**16,4128**	**0,0981**
V_{22}	**30**	**0,39**	**68**	**0,0029**	**16,5942**	**0,0970**
V_{23}	**31**	**0,35**	**71**	**0,0028**	**17,0184**	**0,0946**
V_{24}	**32**	**0,35**	**74**	**0,0027**	**17,1160**	**0,0941**
					$\Sigma\ \Delta\sigma_{anc}$	**4,1029**

c. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

La perte de tension qui résulte du raccourcissement élastique 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 à:

$E_p=\Sigma(k\sigma_{bj}/E_{ij})$

- ✓ σ_{bj} : désignant la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

En pratique .quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue en la prenant égale à :$Ep=6k\sigma_b$

Tel que :
>σ_b : désignant la contrainte finale de béton.
>n : nombre des câbles.
>k=(n-1)/2n
AN : on a 64 câbles donc :
$E_p=6\times[(64-1)/2\times64]\times35=103,36MPa$.
Donc la somme des pertes instantanées est : 5753,5129MPa.

V.2. Pertes de tension différées :

La force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.

a. Pertes dus au retrait du béton :

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte, étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. La perte de tension à l'instant t sera :$\Delta\sigma_r=E_p.\varepsilon_r(t)$.$\varepsilon_r(t)=\varepsilon_r\, r(t)$

Tel que :

- $\varepsilon_r(t)$: est le retrait totale du béton.(2.10^{-4} en climat humide)
- r(t) : Une fonction du temps variant de 0à1, quand le t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.
- E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte (E_p =190 KN/mm^2).

AN: $\Delta\sigma_r = 190000x\ 2.10^{-4} = 38$ MPa.

b. Pertes par fluage du béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané si à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le BPEL: $\Delta\sigma_{fl}= (E_p/ E_{ij}).(\sigma_{max}+\sigma_M)$

Avec :

E_p: Module d'élasticité de l'acier.
E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.
σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.
σ_{max} : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.
$\sigma_{max}\leq\sigma_M \longrightarrow \Delta\sigma_{fl}=2,5\times(E_p/ E_{ij})\times \sigma_M$
$\sigma_M=(P/I)+(Pe^2/I)+(Me/I)$

V	x	P(t)	I	S(m^2)	e(m)	M(t.m)	E_{ij}	σ_M(MPa)	E_p/ E_{ij}	$\Delta\sigma_{fl}$(MPa)
V_1	**5**	**154607,46**	**199,38**	**18,56**	**3,83**	**1009449,11**	**35981,73**	**313,95**	**6**	**4,71**
	5	**154607,46**	**185,52**	**18,56**	**3,83**	**1009449,11**	**35981,73**	**313,95**	**6**	**4,71**
V_2	**8**	**140979,22**	**164,58**	**18,17**	**3,71**	**895942,52**	**35981,73**	**301,51**	**6**	**4,52**
	8	**140979,22**	**145,35**	**18,17**	**3,71**	**895942,52**	**35981,73**	**301,51**	**6**	**4,52**
V_3	**11**	**134675,34**	**128,27**	**17,63**	**3,51**	**816214,39**	**35981,73**	**313,07**	**6**	**4,70**
	11	**134675,34**	**113,19**	**17,63**	**3,51**	**816214,39**	**35981,73**	**313,07**	**6**	**4,70**
V_4	**14**	**124287,28**	**103,98**	**17,09**	**3,31**	**716899,56**	**35981,73**	**315,28**	**6**	**4,73**
V_5	**17**	**118070,18**	**87,83**	**16,60**	**3,12**	**647382,35**	**35981,73**	**326,27**	**6**	**4,89**
V_6	**20**	**115596,2**	**77,19**	**16,06**	**2,94**	**603514,85**	**35981,73**	**349,41**	**6**	**5,24**
	20	**115596,2**	**68,14**	**16,06**	**2,94**	**603514,85**	**35981,73**	**349,41**	**6**	**5,24**
V_7	**23**	**103413,72**	**62,47**	**15,73**	**2,79**	**521039,81**	**35981,73**	**335,42**	**6**	**5,03**
V_8	**26**	**98314,469**	**55,17**	**15,10**	**2,61**	**463793,39**	**35981,73**	**353,85**	**6**	**5,31**
V_9	**29**	**91585,702**	**48,82**	**14,62**	**2,45**	**410365,72**	**35981,73**	**361,41**	**6**	**5,42**
V_{10}	**32**	**84712,978**	**43,3**	**14,21**	**2,3**	**360642,67**	**35981,73**	**364,99**	**6**	**5,47**
	32	**84712,978**	**38,8**	**14,21**	**2,3**	**360642,67**	**35981,73**	**364,99**	**6**	**5,47**
V_{11}	**35**	**76453,266**	**34,5**	**13,89**	**2,2**	**314515,08**	**35981,73**	**351,33**	**6**	**5,27**
V_{12}	**38**	**69518,922**	**31,05**	**13,50**	**2,07**	**271877,44**	**35981,73**	**347,94**	**6**	**5,22**
V_{13}	**41**	**6591,8358**	**28,54**	**13,12**	**1,95**	**245343,01**	**35981,73**	**358,87**	**6**	**5,38**
V_{14}	**44**	**58757,819**	**26,05**	**12,75**	**1,83**	**208307,70**	**35981,73**	**349,12**	**6**	**5,24**
	44	**58757,819**	**24,07**	**12,75**	**1,83**	**208307,70**	**35981,73**	**349,12**	**6**	**5,24**
V_{15}	**47**	**48379,826**	**12,45**	**10,92**	**1,74**	**163955,54**	**35981,73**	**308,41**	**6**	**4,63**
	47	**48379,826**	**12,45**	**10,81**	**1,74**	**163955,54**	**35981,73**	**308,41**	**6**	**4,63**
V_{16}	**50**	**41590,838**	**12,11**	**10,72**	**1,63**	**134359,09**	**35981,73**	**289,42**	**6**	**4,34**
V_{17}	**53**	**34850,222**	**11,83**	**10,69**	**1,55**	**107824,19**	**35981,73**	**243,32**	**6**	**3,65**
V_{18}	**56**	**30750,994**	**11,63**	**0,125**	**1,48**	**91807,72**	**35981,73**	**243,32**	**6**	**3,65**
	56	**30750,994**	**11,63**	**0,125**	**1,48**	**91807,72**	**35981,73**	**187,06**	**6**	**2,81**
V_{19}	**59**	**22158,601**	**11,39**	**0,125**	**1,41**	**63730,04**	**35981,73**	**148,04**	**6**	**2,22**
V_{20}	**62**	**16408,313**	**11,01**	**0,125**	**1,36**	**46071,44**	**35981,73**	**109,26**	**6**	**1,64**
V_{21}	**65**	**11533,138**	**10,92**	**0,125**	**1,3**	**31272,33**	**35981,73**	**70,97**	**6**	**1,06**
V_{22}	**68**	**7262,8587**	**10,81**	**0,125**	**1,27**	**19292,34**	**35981,73**	**40,30**	**6**	**0,60**
V_{23}	**71**	**3946,0234**	**10,72**	**0,125**	**1,22**	**10101,88**	**35981,73**	**14,95**	**6**	**0,22**
									$\Sigma\Delta\sigma_{fl}$	**134,37**

c. Perte par relaxation des aciers:

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisée en béton précontraint que pour les contraintes supérieur à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie.

Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : ρ_{1000} = 2,5% pour les aciers TBR.

$\Delta\sigma_p=(6/100)\times[(\Delta\sigma_{pi}/f_{prg})-\mu_0]\times\sigma_{pi}\times\rho_{1000}$

Avec :

>ρ_{1000} : Valeur garantie de la relaxation à 1000h. (2,5% pour TBR).

>σ_{pi} : Contrainte initiale dans la section d'abscisse x, avec :$\sigma_{pi}=\sigma_{p0}-\Delta\sigma_1$

>f_{prg}: Contrainte de rupture garantie.

>μ_0= 0,43 pour les aciers TBR.
0,3 pour les aciers RN.
0,35 pour les autres aciers

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

V	N° de câble	x(m)	$\Delta\sigma_{instantané}$(MPa)	σ_0(MPa)	σ_{pi}(x) MPa	$\Delta\sigma_p$(MPa)
V_1	**1**	**5**	**0**	**1416**	**1416**	**78,588**
	2	**5**	**0**	**1416**	**1416**	**78,588**
V_2	**3**	**8**	**0,2391**	**1416**	**1415,7609**	**78,546**
	4	**8**	**0,2513**	**1416**	**1415,7487**	**78,544**
V_3	**5**	**11**	**0,2019**	**1416**	**1415,7981**	**78,553**
	6	**11**	**0,2121**	**1416**	**1415,7879**	**78,551**
V_4	**7**	**14**	**0,1878**	**1416**	**1415,8122**	**78,555**
V_5	**8**	**17**	**0,1707**	**1416**	**1415,8293**	**78,558**
V_6	**9**	**20**	**0,154**	**1416**	**1415,846**	**78,561**
	10	**20**	**0,1616**	**1416**	**1415,8384**	**78,560**
V_7	**11**	**23**	**0,1467**	**1416**	**1415,8533**	**78,562**
V_8	**12**	**26**	**0,1374**	**1416**	**1415,8626**	**78,564**
V_9	**13**	**29**	**0,1375**	**1416**	**1415,8625**	**78,564**
V_{10}	**14**	**32**	**0,1255**	**1416**	**1415,8745**	**78,566**
	15	**32**	**0,1316**	**1416**	**1415,8684**	**78,565**
V_{11}	**16**	**35**	**0,1269**	**1416**	**1415,8731**	**78,566**
V_{12}	**17**	**38**	**0,117**	**1416**	**1415,883**	**78,567**
V_{13}	**18**	**41**	**0,1131**	**1416**	**1415,8869**	**78,568**
V_{14}	**19**	**44**	**0,1075**	**1416**	**1415,8925**	**78,569**

	20	**44**	**0,1136**	**1416**	**1415,8864**	**78,568**
V_{15}	**21**	**47**	**0,1173**	**1416**	**1415,8827**	**78,567**
	22	**47**	**0,1208**	**1416**	**1415,8792**	**78,567**
V_{16}	**23**	**50**	**0,114**	**1416**	**1415,886**	**78,568**
V_{17}	**24**	**53**	**0,1118**	**1416**	**1415,8882**	**78,568**
V_{18}	**25**	**56**	**0,1054**	**1416**	**1415,8946**	**78,570**
	26	**56**	**0,1092**	**1416**	**1415,8908**	**78,569**
V_{19}	**27**	**59**	**0,1032**	**1416**	**1415,8968**	**78,570**
V_{20}	**28**	**62**	**0,1019**	**1416**	**1415,8981**	**78,570**
V_{21}	**29**	**65**	**0,0981**	**1416**	**1415,9019**	**78,571**
V_{22}	**30**	**68**	**0,097**	**1416**	**1415,903**	**78,571**
V_{23}	**31**	**71**	**0,0946**	**1416**	**1415,9054**	**78,571**
					$\Sigma \Delta\sigma_{rlx}$	**2514,096**

VI. Pertes différées totales :

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

$\Delta\sigma_d=\Delta\sigma_{rt}+\Delta\sigma_{fl}+(5/6)\,\Delta\sigma_{rlx}$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Alors :
$\Delta\sigma_d=38+134,37+2095,080=2267,45MPa$

VII. Conclusion :

La perte totale du aux pertes instantanées et pertes différées égale à:

2267,45+5753,5129=8020,9629MPa.

Donc on a un pourcentage de perte égale à :$100\times(8020,9629/64\times1416)=17,7\%$

On a la condition vérifiée : $17,7\% \leq 20\%$.

VIII. Vérification des contraintes normales :

Cette étape a pour but la vérification de l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

On distingue deux phases :

VIII.1. Phase de construction :

Dans cette phase on doit vérifier que :
$\sigma_{sup}=(P/S)+(M\times v/I)-(P\times e\times v/I)\leq\sigma_{bt}$
$\sigma_{inf}=(P/S)-(M\times v`/I)+(P\times e\times v`/I)\leq\sigma_{bc}$
Avec :

σ_{sup}: Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par application de l'effort de précontrainte.
σ_{inf}: Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par application de l'effort de précontrainte.
P: Effort de précontrainte.
S: Section transversale du voussoir.
M: Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.
v: Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.
v`: Distance du centre gravité à la fibre inférieure.
σ_{bt}: Contrainte admissible de traction = 0 MPa. (CLASSE 1).
σ_{bc}: Contrainte admissible de compression = 0,6 f_{c28} = 21MPa.
Donc on doit vérifier que : $\sigma_{sup} \leq 0(MPa)$; $\sigma_{inf} \leq 21(MPa)$

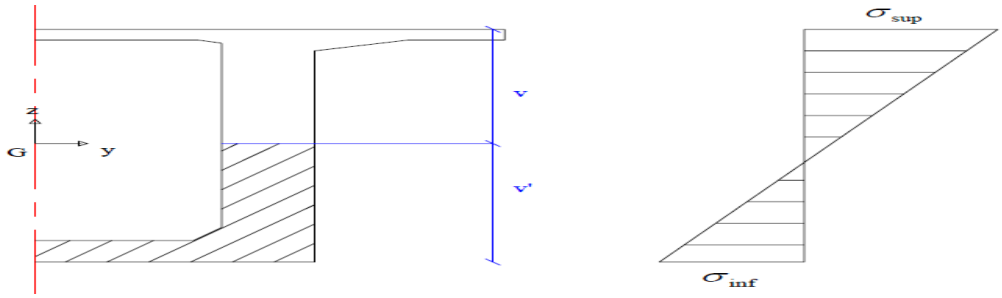


Diagramme des contraintes

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

N°	L(m)	S(m^2)	P(KN)	I(m^4)	M(KN.m)	v(m)	v'(m)	e(m)	e`(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
1	**5**	**18,56**	**154607,46**	**199,38**	**1009449,11**	**3,98**	**5,02**	**3,83**	**4,87**	**0**	**18,84**
2	**5**	**18,17**	**154607,46**	**185,52**	**1009449,11**	**3,86**	**4,85**	**3,71**	**4,7**	**0**	**17,51**
3	**8**	**17,63**	**140979,22**	**164,58**	**895942,52**	**3,66**	**4,64**	**3,51**	**4,49**	**0**	**17,32**
4	**8**	**17,09**	**140979,22**	**145,35**	**895942,52**	**3,46**	**4,44**	**3,31**	**4,29**	**0**	**16,60**
5	**11**	**16,6**	**134675,34**	**128,27**	**816214,39**	**3,27**	**4,25**	**3,12**	**4,1**	**0**	**16,36**
6	**11**	**16,06**	**134675,34**	**113,19**	**816214,39**	**3,09**	**4,07**	**2,94**	**3,92**	**0**	**16,68**
7	**14**	**15,73**	**124287,28**	**103,98**	**716899,56**	**2,94**	**3,96**	**2,79**	**3,81**	**0**	**15,43**
8	**17**	**15,1**	**118070,18**	**87,83**	**647382,35**	**2,76**	**3,74**	**2,61**	**3,59**	**0**	**15,33**
9	**20**	**14,62**	**115596,2**	**77,19**	**603514,85**	**2,60**	**3,59**	**2,45**	**3,44**	**0**	**14,91**
10	**20**	**14,21**	**115596,2**	**68,14**	**603514,85**	**2,45**	**3,44**	**2,3**	**3,29**	**0**	**14,33**
11	**23**	**13,89**	**103413,72**	**62,47**	**521039,81**	**2,35**	**3,36**	**2,2**	**3,21**	**0**	**13,37**
12	**26**	**13,5**	**98314,469**	**55,17**	**463793,39**	**2,22**	**3,23**	**2,07**	**3,08**	**0**	**12,64**
13	**29**	**13,12**	**91585,702**	**48,82**	**410365,72**	**2,10**	**3,11**	**1,95**	**2,96**	**0**	**12,46**
14	**32**	**12,75**	**84712,978**	**43,3**	**360642,67**	**1,98**	**3,01**	**1,83**	**2,86**	**0**	**11,61**
15	**32**	**12,45**	**84712,978**	**38,8**	**360642,67**	**1,89**	**2,91**	**1,74**	**2,76**	**0**	**9,87**
16	**35**	**12,11**	**76453,266**	**34,5**	**314515,08**	**1,78**	**2,82**	**1,63**	**2,67**	**0**	**8,88**
17	**38**	**11,83**	**69518,922**	**31,05**	**271877,44**	**1,70**	**2,73**	**1,55**	**2,58**	**0**	**7,68**
18	**41**	**11,63**	**6591,8358**	**28,54**	**245343,01**	**1,63**	**2,66**	**1,48**	**2,51**	**0**	**6,96**
19	**44**	**11,39**	**58757,819**	**26,05**	**208307,70**	**1,56**	**2,60**	**1,41**	**2,45**	**0**	**5,19**
20	**44**	**11,01**	**58757,819**	**24,07**	**208307,70**	**1,51**	**2,53**	**1,36**	**2,38**	**0**	**3,99**
21	**47**	**10,92**	**48379,826**	**22,35**	**163955,54**	**1,45**	**2,50**	**1,3**	**2,35**	**0**	**2,88**
22	**47**	**10,81**	**48379,826**	**21,28**	**163955,54**	**1,42**	**2,45**	**1,27**	**2,3**	**0**	**1,83**
23	**50**	**10,72**	**41590,838**	**19,68**	**134359,09**	**1,37**	**2,41**	**1,22**	**2,26**	**0**	**1,02**
24	**53**	**10,69**	**34850,222**	**19,31**	**107824,19**	**1,36**	**2,36**	**1,21**	**2,21**	**0**	**0,37**

Les conditions sont vérifiées.

VIII.2. Phase d'exploitation :

Dans cette phase on doit vérifier que :

$\sigma_{sup}=(P/S)+(M\times v/I)-(P\times e\times v/I)\leq\sigma_{bc}$

$\sigma_{inf}=(P/S)-(M\times v`/I)+(P\times e\times v`/I)\leq\sigma_{bt}$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{sup}\leq 21(MPa);\sigma_{inf}\leq 0(MPa)$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

a. À la travée de rive :

L(m)	S(m^2)	P(KN)	I(m^4)	M(KN.m)	v(m)	v'(m)	e(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
59	**13,5**	**5358,33**	**55,17**	**23283,14**	**3,98**	**2,22**	**3,08**	**0,669**	**0**
56	**13,12**	**13877,19**	**48,82**	**57680,17**	**3,86**	**2,11**	**2,96**	**1,772**	**0**
53	**12,75**	**22146,18**	**43,3**	**88283,33**	**3,66**	**1,98**	**2,86**	**2,878**	**0**
50	**12,45**	**30058,90**	**38,8**	**115059,28**	**3,46**	**1,89**	**2,76**	**3,978**	**0**
47	**12,11**	**37552,34**	**34,5**	**138153,57**	**3,27**	**1,78**	**2,67**	**5,056**	**0**
44	**11,83**	**44046,12**	**31,05**	**156100,16**	**3,09**	**1,7**	**2,58**	**6,048**	**0**
41	**11,63**	**49585,82**	**28,54**	**170141,35**	**2,94**	**1,63**	**2,51**	**6,872**	**0**
38	**11,39**	**54253,02**	**26,05**	**180536,01**	**2,76**	**1,56**	**2,45**	**7,614**	**0**
35	**11,01**	**57680,04**	**24,07**	**187234,32**	**2,60**	**1,51**	**2,38**	**8,373**	**0**
32	**10,92**	**60079,15**	**22,35**	**190210,18**	**2,45**	**1,45**	**2,35**	**8,682**	**0**
29	**10,81**	**61036,20**	**21,28**	**189261,23**	**2,35**	**1,42**	**2,30**	**8,907**	**0**
26	**10,72**	**61108,14**	**19,68**	**184653,62**	**2,22**	**1,37**	**2,26**	**8,941**	**0**
23	**10,69**	**59449,30**	**19,31**	**176845,73**	**2,10**	**1,36**	**2,21**	**8,763**	**0**
20	**10,69**	**55583,00**	**19,31**	**165344,50**	**1,98**	**1,36**	**2,21**	**8,193**	**0**
17	**10,69**	**50597,92**	**19,31**	**150515,23**	**1,89**	**1,36**	**2,21**	**7,458**	**0**
14	**10,69**	**44337,54**	**19,31**	**131892,29**	**1,78**	**1,36**	**2,21**	**6,535**	**0**
11	**10,69**	**37051,20**	**19,31**	**110217,37**	**1,70**	**1,36**	**2,21**	**5,461**	**0**
8	**10,69**	**28635,68**	**19,31**	**85183,46**	**1,63**	**1,36**	**2,21**	**4,221**	**0**
5	**10,69**	**19082,03**	**19,31**	**56763,91**	**1,56**	**1,36**	**2,21**	**2,813**	**0**
2	**10,69**	**8283,39**	**19,31**	**24640,87**	**1,51**	**1,36**	**2,21**	**1,221**	**0**

b. À mi- travée :

L(m)	S(m^2)	P(KN)	I(m^4)	M(KN.m)	v(m)	v'(m)	e(m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
147	**12,45**	**7530,88**	**38,8**	**28826,67**	**1,89**	**2,91**	**2,76**	**1,21**	**0**
150	**12,11**	**16973,41**	**34,5**	**62444,48**	**1,78**	**2,82**	**2,67**	**2,80**	**0**
153	**11,83**	**25959,18**	**31,05**	**91999,76**	**1,7**	**2,73**	**2,58**	**4,39**	**0**
156	**11,63**	**33951**	**28,54**	**116494,35**	**1,63**	**2,66**	**2,51**	**5,83**	**0**
159	**11,39**	**41266,23**	**26,05**	**137320,3**	**1,56**	**2,6**	**2,45**	**7,24**	**0**
162	**11,01**	**47626,35**	**24,07**	**154599,19**	**1,51**	**2,53**	**2,38**	**8,66**	**0**
165	**10,92**	**53191,99**	**22,35**	**168405,48**	**1,45**	**2,5**	**2,35**	**9,73**	**0**
168	**10,81**	**57612,03**	**21,28**	**178643,54**	**1,42**	**2,45**	**2,3**	**10,64**	**0**
171	**10,72**	**61357,08**	**19,68**	**185405,85**	**1,37**	**2,41**	**2,26**	**11,45**	**0**
174	**10,69**	**63435,43**	**19,31**	**188703,38**	**1,36**	**2,36**	**2,21**	**11,86**	**0**
176	**10,69**	**63435,43**	**19,31**	**188703,38**	**1,36**	**2,36**	**2,21**	**11,86**	**0**
179	**10,72**	**61357,08**	**19,68**	**185405,85**	**1,37**	**2,41**	**2,26**	**11,45**	**0**
182	**10,81**	**57612,03**	**21,28**	**178643,54**	**1,42**	**2,45**	**2,3**	**10,64**	**0**
185	**10,92**	**53191,99**	**22,35**	**168405,48**	**1,45**	**2,5**	**2,35**	**9,73**	**0**
189	**11,01**	**47626,35**	**24,07**	**154599,19**	**1,51**	**2,53**	**2,38**	**8,66**	**0**
191	**11,39**	**41266,23**	**26,05**	**137320,3**	**1,56**	**2,6**	**2,45**	**7,24**	**0**
194	**11,63**	**33951**	**28,54**	**116494,35**	**1,63**	**2,66**	**2,51**	**5,83**	**0**
197	**11,83**	**25959,18**	**31,05**	**91999,76**	**1,7**	**2,73**	**2,58**	**4,39**	**0**
200	**12,11**	**16973,41**	**34,5**	**62444,48**	**1,78**	**2,82**	**2,67**	**2,80**	**0**
203	**12,45**	**7530,88**	**38,8**	**28826,67**	**1,89**	**2,91**	**2,76**	**1,21**	**0**

Les conditions sont vérifiées

CHAPITRE X

Résistance aux efforts de tangences

I. Résistance à l'effort tranchant

II. Conclusion

I. Résistance à l'effort tranchant :

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme; les membrures supérieures et inférieures du fait de leur inertie par rapport au CDG de la section sont les éléments résistants à la flexion.

L'âme du caisson sera donc dimensionnée pour :

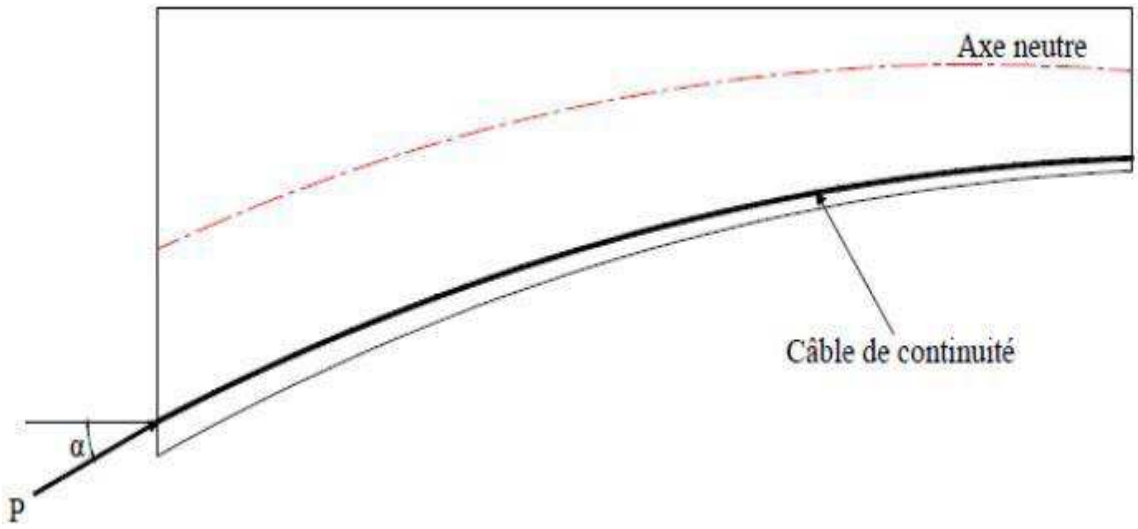
- Résister aux efforts de cisaillement.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontraintes avec, en cas de pervibration, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

I.1. Détermination de l'effort tranchant du a l'effort de précontrainte :

a. Effet isostatique :

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliquée à :

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de la précontrainte P sin a qui vient se retrancher à l'effort tranchant. On aura alors : V = P sin α



Effort tranchant dans une section de poutre en béton précontraint

b. Effet hyperstatique :

À cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment : V=dM/dx.

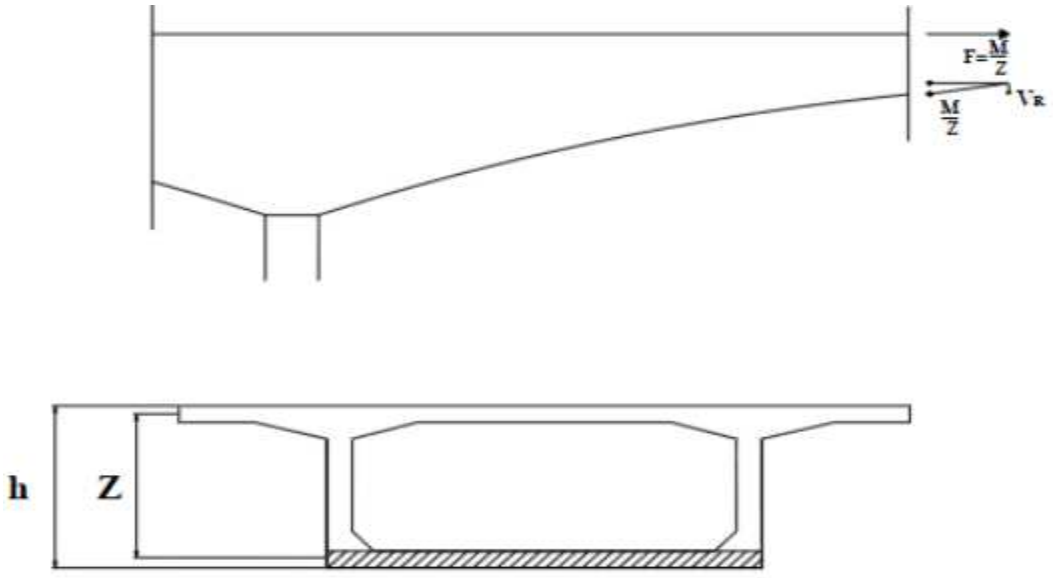
L'effort tranchant hyperstatique est calculé sous la combinaison de charge à l'ELS :G + 1,2 (A(L) + S_T).

c. Effet RESAL :

Dans notre cas la hauteur de la poutre caisson est variable avec l'abscisse, plus forte sur appui qu'en travée.

En respectant un extrados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente :dh/dx

Près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :$V_{résal}$=Mdh/Zdh.



Effet RESAL

I.2. Vérification de l'effort tranchant :

Des contraintes de cisaillement en service avec les chargements, en particulier au niveau des âmes, parce qu'elles qui risquent d'être face aux cisaillements.

a. Calcul de l'effort tranchant :

Selon les combinaisons de l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu avec la formule suivante :

$V_r=(V_G+Vq)-P\sin\alpha-V_{RESAL}$ avec : $P\sin\alpha=0$

$V_{résal}=\sigma_i . Ɛ . tg\ \varphi$.

$\sigma i=\sigma_x+[(M/I)(V`-Ɛ/2)]=(P/S)+ [(M/I)(V`-Ɛ/2)]$.
$M=-M_{ELS}+P\ (V-d)$.
$tg\ \varphi=dh\ /dx$.

b. Calcul de la contrainte de cisaillement :

Selon le BPEL, le cisaillement en un point de cote y, est donné par la formule suivante :$\tau=Vr/Zb_n;Z=1/\mu(x)$
Où :
V: représente l'effort tranchant.
Z : bras de levier.
I : le moment d'inertie total de la section par rapport à son centre de gravité G.
μ(y) : le moment statique de la partie hachurée par rapport au centre de gravité.
b(y) : la largeur de la section à l'ordonnée y.
NB : selon le BPEL, pour une forme quelconque, on pourra prendre pour Z la valeur suivante approchée :$Z=(1+\rho)h/2$
tel que :
ρ : rendement de la section
h: la hauteur de la section.
Vr : effort tranchant.
Z : bras de levier
b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles traversent cette âme.
La vérification à faire est : $\overline{\tau}< \tau$

- **À l'ELS :**

$\tau=Vr(ELS)/Z2b_n$
le cisaillement admissibles vaut : $\tau=(\tau_1;\overline{\tau_2})$
$\overline{\tau_1}^2=0,4f_{tj}(f_{tj}+\sigma_x)$et $\sigma_x=P/S$
$\overline{\tau_2}^2=(2f_{tj}/f_{cj})(0,6f_{cj}- \sigma_x)(ftj+(2/3)\ \sigma_t)$
$\sigma_t=((\sigma_x+\sigma_y)/2)\times(((\sigma_x+\sigma_y)/2)^2+\tau^2)^{1/2}$

Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire :

Sec	M_{ELS}(KN.m)	M(KN.m)	$V_{rés}$(kN)	V_{els}(kN)	V_r(kN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}_2$ (Mpa)	$\bar{\tau}_1$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
Vsp	**-1000901**	**1596912,44**	**0,00**	**35323,2**	**35323,20**	**1,96**	**4,16**	**2,96**	**2,96**
1	**-883664**	**1410221,38**	**33076,04**	**33569,43**	**493,39**	**0,03**	**4,01**	**2,88**	**2,88**
2	**-819719,2**	**1295796,51**	**29238,31**	**30897,15**	**1658,84**	**0,10**	**4,01**	**2,86**	**2,86**
3	**-728135,5**	**1142633,59**	**23710,12**	**29172,99**	**5462,87**	**0,34**	**4,00**	**2,81**	**2,81**
4	**-613764,4**	**985095,11**	**18887,34**	**27542,42**	**8655,08**	**0,57**	**4,01**	**2,78**	**2,78**
5	**-533688,5**	**876431,20**	**15637,36**	**26013,9**	**10376,54**	**0,72**	**4,02**	**2,79**	**2,79**
6	**-458141,5**	**749251,14**	**11840,80**	**24470,05**	**12629,25**	**0,92**	**4,02**	**2,70**	**2,70**
7	**-387170,4**	**646229,00**	**9605,57**	**22980,34**	**13374,77**	**1,02**	**4,03**	**2,69**	**2,69**
8	**-320583,3**	**547257,86**	**7461,19**	**21523,47**	**14062,28**	**1,13**	**4,03**	**2,65**	**2,65**
9	**-258326,3**	**455283,98**	**5716,53**	**20128,04**	**14411,51**	**1,21**	**4,03**	**2,60**	**2,60**
10	**-200332,2**	**370440,71**	**4133,76**	**18732,8**	**14599,04**	**1,29**	**4,02**	**2,53**	**2,53**
11	**-146455**	**292097,13**	**3004,40**	**17323,92**	**14319,52**	**1,32**	**4,01**	**2,47**	**2,47**
12	**-96740,53**	**226929,29**	**2166,68**	**15954,4**	**13787,72**	**1,34**	**4,00**	**2,45**	**2,45**
13	**-51241,99**	**160237,74**	**1470,13**	**14508,59**	**13038,46**	**1,32**	**3,97**	**2,37**	**2,37**
14	**-9842,54**	**95232,93**	**837,89**	**13198,38**	**12360,49**	**1,30**	**3,92**	**2,24**	**2,24**
15	**27555,24**	**96388,08**	**742,56**	**11893,02**	**11150,46**	**1,22**	**3,91**	**2,27**	**2,27**
16	**61190,64**	**116079,74**	**736,63**	**10654,4**	**9917,77**	**1,12**	**3,92**	**2,33**	**2,33**
17	**90787,3**	**137067,55**	**715,91**	**8813,62**	**8097,71**	**0,95**	**3,92**	**2,42**	**2,42**
18	**115250,7**	**147048,29**	**651,17**	**7620,63**	**6969,46**	**0,85**	**3,91**	**2,43**	**2,43**
19	**136101,12**	**158826,63**	**589,83**	**6429,35**	**5839,52**	**0,72**	**3,92**	**2,48**	**2,48**
20	**153389,75**	**168671,16**	**519,96**	**5248,23**	**4728,27**	**0,60**	**3,92**	**2,51**	**2,51**
21	**167147,91**	**176553,31**	**430,57**	**4053,33**	**3622,76**	**0,46**	**3,92**	**2,54**	**2,54**
22	**177385,8**	**182298,60**	**347,13**	**2889,73**	**2542,60**	**0,33**	**3,93**	**2,57**	**2,57**
23	**184108,56**	**185897,68**	**253,76**	**1704,66**	**1450,90**	**0,19**	**3,93**	**2,59**	**2,59**
clavage	**187217,81**	**187217,81**	**0,00**	**504,45**	**504,45**	**0,07**	**3,93**	**2,60**	**2,60**

Vérification des contraintes pour la travée de rive :

Sec	M_{ELS}(KN.m)	M(KN.m)	$V_{rés}$(KN)	V_{els}(KN)	V_r(KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}_1$ (Mpa)	$\bar{\tau}_2$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
Vsp	**-892444,69**	**1488456,45**	**0,00**	**3308,47**	**3308,47**	**0,37**	**2,96**	**4,02**	**2,96**
1	**-733603,02**	**1260160,41**	**30723,54**	**30448,47**	**275,07**	**0,03**	**2,88**	**4,01**	**2,88**
2	**-645098,18**	**1121175,51**	**26094,56**	**28714,6**	**2620,04**	**0,31**	**2,86**	**4,01**	**2,86**
3	**-588866,09**	**1003364,17**	**21400,77**	**27097,44**	**5696,67**	**0,72**	**2,81**	**4,02**	**2,81**
4	**-482940,93**	**854271,65**	**16899,19**	**25484,05**	**8584,86**	**1,13**	**2,78**	**4,06**	**2,78**
5	**-409111,44**	**751854,17**	**13891,87**	**23899,57**	**10007,70**	**1,39**	**2,79**	**4,09**	**2,79**
6	**-339998,78**	**631108,40**	**10374,32**	**22329,88**	**11955,56**	**1,73**	**2,70**	**4,13**	**2,70**
7	**-275417,34**	**534475,97**	**8307,87**	**20832,77**	**12524,90**	**1,91**	**2,69**	**4,16**	**2,69**
8	**-215326,47**	**442001,08**	**6348,49**	**19331,83**	**12983,34**	**2,08**	**2,65**	**4,19**	**2,65**
9	**-159750,41**	**356708,08**	**4767,74**	**17859,43**	**13091,69**	**2,20**	**2,60**	**4,21**	**2,60**
10	**-108644,96**	**278753,48**	**3359,35**	**16384,58**	**13025,23**	**2,30**	**2,53**	**4,23**	**2,53**
11	**-77066,18**	**222708,32**	**2475,18**	**14940,97**	**12465,79**	**2,30**	**2,47**	**4,23**	**2,47**
12	**-19458,93**	**149647,69**	**1639,75**	**13561,29**	**11921,54**	**2,31**	**2,45**	**4,23**	**2,45**
13	**-6626,51**	**115622,26**	**1192,68**	**12239,1**	**11046,42**	**2,23**	**2,37**	**4,21**	**2,37**
14	**53563,59**	**31826,80**	**493,71**	**10932,52**	**10438,81**	**2,20**	**2,24**	**4,19**	**2,24**
15	**84304,19**	**153137,03**	**1018,32**	**9681,16**	**8662,84**	**1,90**	**2,27**	**4,10**	**2,27**
16	**111216,5**	**166105,60**	**950,23**	**8416,17**	**7465,94**	**1,69**	**2,33**	**4,05**	**2,33**
17	**134438,52**	**180718,77**	**875,32**	**7188,71**	**6313,39**	**1,48**	**2,42**	**4,02**	**2,42**
18	**152499,75**	**184297,34**	**770,89**	**5362,05**	**4591,16**	**1,12**	**2,43**	**3,95**	**2,43**
19	**166684,96**	**189410,47**	**673,78**	**4189,36**	**3515,58**	**0,87**	**2,48**	**3,94**	**2,48**
20	**177230,3**	**192511,71**	**575,56**	**3004,35**	**2428,79**	**0,62**	**2,51**	**3,92**	**2,51**
21	**182179,05**	**191584,45**	**458,60**	**1760,88**	**1302,28**	**0,33**	**2,54**	**3,92**	**2,54**
22	**187059,43**	**191972,23**	**361,45**	**446,46**	**85,01**	**0,02**	**2,57**	**3,92**	**2,57**
23	**186993,38**	**188782,50**	**256,82**	**-766,31**	**-1023,13**	**-0,27**	**2,59**	**3,93**	**2,59**
clavage	**183867,73**	**183867,73**	**0,00**	**-1910,47**	**-1910,47**	**-0,50**	**2,60**	**3,95**	**2,60**

- **À l'ELU :**

$\tau=Vr(ELU)/Z2b_n$

Le cisaillement admissible vaut : $\overline{\tau}=f_{cj}/4\gamma_b=35/4\times1,5=5,83MPa$.

Vérification des contraintes pour la travée intermédiaire :

Section	M_{ELS}(KN.m)	M(KN.m)	$V_{rés}$(KN)	V_{ELS}(KN)	V_r(KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)
Vsp	**-1419431,4**	**2015443,15**	**0,00**	**47591,41**	**47591,41**	**2,86**	**5,83**
1	**-1190102,3**	**1716659,70**	**39381,02**	**43950,95**	**4569,93**	**0,29**	**5,83**
2	**-1062065,4**	**1538142,68**	**33601,34**	**41615,24**	**8013,90**	**0,52**	**5,83**
3	**-941045,55**	**1355543,63**	**27240,58**	**39292,32**	**12051,74**	**0,82**	**5,83**
4	**-826573,94**	**1197904,66**	**22121,45**	**37095,42**	**14973,97**	**1,07**	**5,83**
5	**-718723,42**	**1061466,15**	**18229,94**	**35035,77**	**16805,83**	**1,26**	**5,83**
6	**-616775,63**	**907885,25**	**13809,89**	**32955,92**	**19146,03**	**1,50**	**5,83**
7	**-521391,96**	**780450,59**	**11164,18**	**30948,99**	**19784,81**	**1,63**	**5,83**
8	**-431714,66**	**658389,27**	**8635,99**	**28986,39**	**20350,40**	**1,76**	**5,83**
9	**-347870,41**	**544828,08**	**6578,39**	**27106,46**	**20528,07**	**1,87**	**5,83**
10	**-269767,96**	**439876,48**	**4720,24**	**25227,09**	**20506,85**	**1,96**	**5,83**
11	**-197211,15**	**342853,29**	**3391,51**	**23329,69**	**19938,18**	**2,00**	**5,83**
12	**-130261,06**	**260449,82**	**2395,23**	**21485**	**19089,77**	**2,00**	**5,83**
13	**-68989,03**	**177984,78**	**1580,50**	**19538,1**	**17957,60**	**1,97**	**5,83**
14	**-13237,84**	**98628,23**	**856,32**	**17773,21**	**16916,89**	**1,93**	**5,83**
15	**37124,22**	**105957,06**	**789,06**	**16015,36**	**15226,30**	**1,81**	**5,83**
16	**82418,51**	**137307,61**	**827,27**	**14347,3**	**13520,03**	**1,66**	**5,83**
17	**122275,48**	**168555,73**	**830,90**	**11866,61**	**11035,71**	**1,40**	**5,83**
18	**155213,88**	**187011,47**	**779,61**	**10260,09**	**9480,48**	**1,25**	**5,83**
19	**183287,41**	**206012,92**	**719,36**	**8656,02**	**7936,66**	**1,06**	**5,83**
20	**206565,12**	**221846,53**	**643,97**	**7065,71**	**6421,74**	**0,88**	**5,83**
21	**225089,28**	**234494,68**	**538,62**	**5457,07**	**4918,45**	**0,68**	**5,83**
22	**238873,87**	**243786,67**	**438,11**	**3890,36**	**3452,25**	**0,49**	**5,83**
23	**247925,59**	**249714,71**	**321,33**	**2294,82**	**1973,49**	**0,28**	**5,83**
clavage	**252111,93**	**252111,93**	**0,00**	**678,68**	**678,68**	**0,10**	**5,83**

Vérification des contraintes pour la travée de rive :

Sec	M_{ELS}(KN.m)	M(KN.m)	$V_{rés}$(KN)	V_{ELS}(KN)	V_r(KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)
Vsp	**-1201959,4**	**1797971,16**	**0,00**	**44464,68**	**44464,68**	**4,94**	**5,83**
1	**-996000,63**	**1522558,02**	**35699,89**	**41012,2**	**5312,31**	**0,62**	**5,83**
2	**-868789,13**	**1344866,46**	**30121,73**	**38676,23**	**8554,50**	**1,03**	**5,83**
3	**-756265,81**	**1170763,89**	**24176,57**	**36496,9**	**12320,33**	**1,55**	**5,83**
4	**-684979,63**	**1056310,35**	**19969,61**	**34323,01**	**14353,40**	**1,89**	**5,83**
5	**-550941,87**	**893684,60**	**15879,10**	**32188,24**	**16309,14**	**2,26**	**5,83**
6	**-457858,96**	**748968,58**	**11837,29**	**30073,7**	**18236,41**	**2,64**	**5,83**
7	**-370880,98**	**629939,61**	**9416,42**	**28056,71**	**18640,29**	**2,84**	**5,83**
8	**-289952,7**	**516627,31**	**7137,39**	**26034,81**	**18897,42**	**3,03**	**5,83**
9	**-215106,32**	**412063,99**	**5300,54**	**24051,16**	**18750,62**	**3,16**	**5,83**
10	**-168576,78**	**338685,30**	**3865,55**	**22064,29**	**18198,74**	**3,21**	**5,83**
11	**-103755,63**	**249397,77**	**2678,74**	**20119,88**	**17441,14**	**3,22**	**5,83**
12	**-26178,41**	**156367,17**	**1685,57**	**18261,66**	**16576,09**	**3,21**	**5,83**
13	**25641,29**	**83354,46**	**992,01**	**16480,93**	**15488,92**	**3,13**	**5,83**
14	**72155,87**	**13234,52**	**392,79**	**14721,41**	**14328,62**	**3,02**	**5,83**
15	**113551,22**	**182384,06**	**1160,43**	**13036,11**	**11875,68**	**2,60**	**5,83**
16	**149791,54**	**204680,64**	**1114,94**	**11332,73**	**10217,79**	**2,32**	**5,83**
17	**181062,33**	**227342,58**	**1045,59**	**9679,85**	**8634,26**	**2,02**	**5,83**
18	**205378,7**	**237176,29**	**940,84**	**7218,23**	**6277,39**	**1,52**	**5,83**
19	**224474,54**	**247200,05**	**832,42**	**5638,98**	**4806,56**	**1,19**	**5,83**
20	**238669,47**	**253950,88**	**718,83**	**4043,24**	**3324,41**	**0,84**	**5,83**
21	**245330,19**	**254735,59**	**576,36**	**2368,85**	**1792,49**	**0,46**	**5,83**
22	**251895,85**	**256808,65**	**457,38**	**599,34**	**141,96**	**0,04**	**5,83**
23	**251804,11**	**253593,23**	**325,44**	**-1033,68**	**-1359,12**	**-0,36**	**5,83**
clavage	**245194,16**	**245194,16**	**0,00**	**-2574,42**	**-2574,42**	**-0,68**	**5,83**

II. Conclusion :

D'après les deux tableaux on conclure que $\bar{\tau} < \tau$ est vérifié toujours, et nous constatons ainsi que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

CHAPITRE X

Etude transversale

I. Définition des charges

II. Ferraillage des dalles

III. Ferraillage des âmes

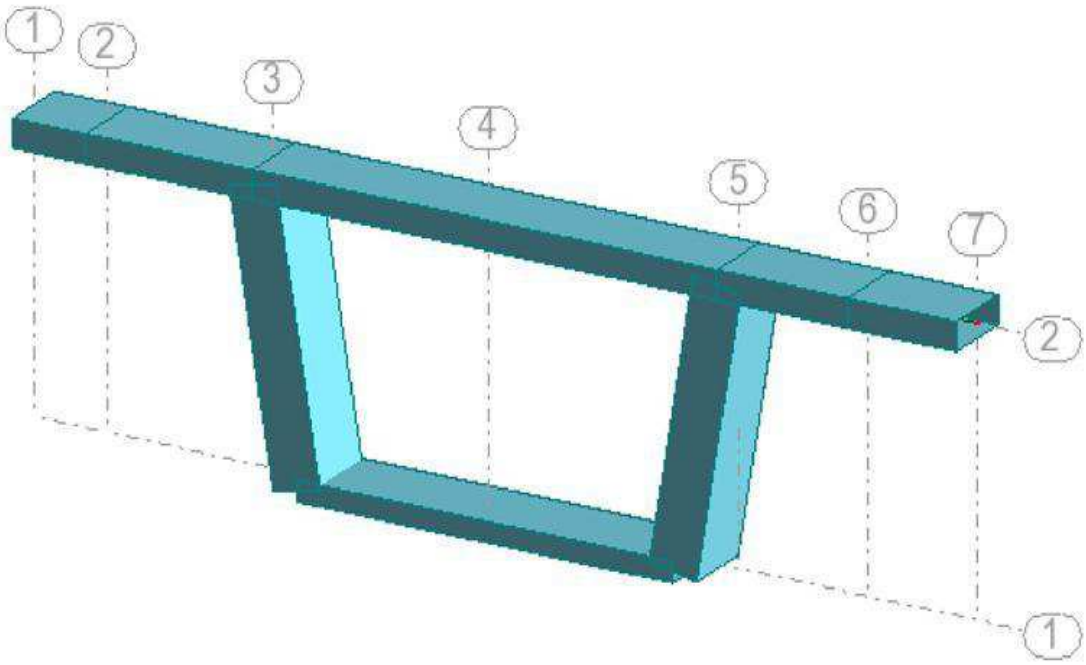
IV. Effet de la torsion

Jusqu'à présent, nous nous sommes intéressés uniquement à l'étude longitudinale du tablier. Nous avons ainsi pu déterminer le câblage longitudinal de précontrainte en phase de construction (câbles de fléau), ainsi qu'en phase d'exploitation (câbles de continuité), il s'agit des armatures actives.

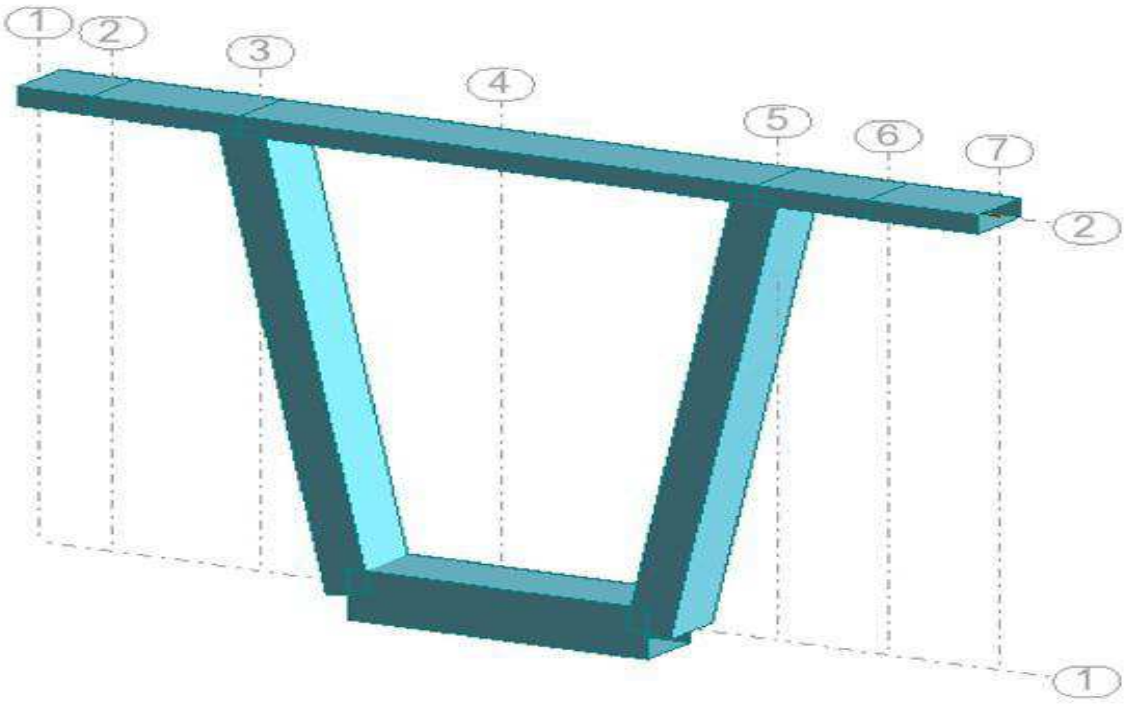
Dans ce chapitre nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément constitutif des caissons (âmes, hourdis...).

Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferraillage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailler uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.



Voussoir sur culée



Voussoir sur pile

I. Définition des charges :

I.1. Les charges permanentes :

- ✓ ***Le poids propre de tablier :***

Le voussoir sur pile : Q_1=18,6× 25=46,5t/m .
Le voussoir sur culée : Q_2=10,7×2 ,5=26,75t/m.

- ✓ ***Le revêtement :***

Le tablier est revêtu d'une couche de béton bitumineux BB d'épaisseur e = 8 cm
P_r= 0,08×9,5×2,2 → P_r =1,672 t/ml.

- ✓ ***Trottoirs+ corniches :***

$P_{t+c}=2\times \gamma_b \times S_{section}=2\times 2,5\times 0,5$
P_{t+c}=2,5t/ml.

- ✓ ***Garde-corps :***

Le poids d'un garde-corps est estimé selon le fascicule 61titre II à 0,1 t/ml. Donc :P_{gc}=0,2t/m.

✓ ***glissière de sécurité :***

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0,06 t/ml
Donc : P_{gli} = 0,12 t/ml.

I.2. Les surcharges :

✓ ***Charge A(l) :***

A(l)=6,0895t/m^2.

✓ ***Système de charge B_c :***

Les surcharges B_c sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ =1,008.

✓ ***Charges militaires M_{c120} :***

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 110t sur une largeur 4,3m multipliée par un coefficient de majoration dynamique δ = 1,006.

✓ ***Charges exceptionnelles D_{240} :***

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 240t sur une largeur de 3,2m.

✓ ***Surcharges de trottoirs :***

La charge est uniformément répartie et vaut selon le fascicule 0,15 t/m par trottoir.

II. Ferraillage des dalles :

			M_{ser}(t.m)	A_s(cm^2)	A_t(cm^2)	Nb de barre /ml	A_t(cm^2)
Voussoir Sur pile	Dalle Supérieure	M_{max}	**17,27**	**40,93**	**13,64**	**9ϕ25**	**7ϕ16**
		M_{min}	**-3442**	**81,58**	**27,19**	**11ϕ32**	**9ϕ20**
	Dalle inférieure	M_{max}	**7,18**	**14,59**	**4,86**	**8ϕ16**	**5ϕ12**
		M_{min}	**-18,82**	**15,10**	**5,03**	**8ϕ16**	**5ϕ12**
Voussoir Sur culée	Dalle Supérieure	M_{max}	**13,70**	**32,47**	**10,83**	**7ϕ25**	**6ϕ16**
		M_{min}	**-30,78**	**72,95**	**24,32**	**10ϕ32**	**8ϕ20**
	Dalle inférieure	M_{max}	**2,38**	**8,36**	**2,79**	**6ϕ14**	**4ϕ10**
		M_{min}	**4,85**	**17,04**	**5,68**	**9ϕ16**	**6ϕ12**

III. Ferraillage des âmes :

			M_{ser}(t.m)	A_s(cm^2)	A_t(cm^2)	Nb de barre /ml	A_t(cm^2)
Voussoir Sur pile	âme gauche	M_{max}	**15,48**	**19,76**	**6,59**	**10ϕ16**	**6ϕ14**
		M_{min}	**-16,83**	**24,02**	**8,01**	**8ϕ20**	**6ϕ14**
	âme droite	M_{max}	**6,27**	**9,01**	**3,00**	**10ϕ16**	**4ϕ10**
		M_{min}	**-16,56**	**11,92**	**3,98**	**6ϕ16**	**5ϕ12**
Voussoir Sur culée	âme gauche	M_{max}	**14,14**	**16,59**	**5,53**	**9ϕ16**	**8ϕ10**
		M_{min}	**-18,82**	**22,08**	**7,36**	**8ϕ20**	**7ϕ12**
	âme droite	M_{max}	**3,05**	**9,47**	**3,16**	**7ϕ14**	**5ϕ10**
		M_{min}	**-7,98**	**9,47**	**3,16**	**7ϕ14**	**5ϕ10**

IV. Effet de la torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et ce, malgré le fait qu'une mauvaise appréhension peut mener a des conséquences désastreuses (exemple du pot de Tacoma).

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié.

Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera jouté au niveau des âmes ; et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion, $M_t=M_{max}=108,57$t.m. Il est engendré par la combinaison : $Mt = G + 1,2(B_c + S_T)$

Avec : B_c chargé à gauche du tablier.
La contrainte de cisaillement due à cette faible torsion est :$\tau= (M_t/Q\ b)$

- Mt = 108,57t.m.
- b = épaisseur de deux âmes = 2 ×0,6 = 1,2 m.
- Ω = 18,56 m^2 (Voussoir sur pile).
- U = Périmètre = 64,06 m (Voussoir sur pile).
- S_t=20cm.

On calcul $\tau_{limite} = 0,1 \times f_{c28} = 0,1 \times 35 = 3,5$ MPa.
$T=M_t/\Omega b=(108,57/100)/(18,56 \times 1,2)=0,083MPa \leq \tau_{limite}$
$A_s=(Mt.U.\gamma_s)/(2\Omega.f_e)=(108,57\times64,06\times1,15)/(400\times37,12)=15,59cm^2$.
$A_t=(Mt.S_t.\gamma_s)/(2\Omega.f_e)=(108,57\times0,2\times1,15)/(400\times37,12)=0,4cm^2$.
Pour chaque âme:

- Longitudinalement: $A_s=7,795cm^2$ ⟶ **8HA12**
- Transversalement: $A_t=0,4cm^2$ ⟶ négligeable.

CHAPITRE XI

Equipements du Tablier

I. Généralité

II. Joint de chaussée

III. Calcul du souffle des joints

IV. Les appareils d'appui

V. Dimensionnement des frettes

VI. Les dés d'appuis

I. Généralité :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières)
- protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier
- l'évacuation des eaux, et surtout l'étanchéité ;
- fonctionnement correct de la structure : appareils d'appui et les joints de chaussée.

Par ailleurs, la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée facilitent la circulation; les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie des riverains ; enfin, les échelles, les portes, les passerelles…. etc, permettent la visite et l'entretien courant du pont.

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appuis, d'où la nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

II. Joint de chaussée :

II.1. Définition:

Les joints de chassée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une vers l'autre.

C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités de la poutre, fluage et le retrait.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.

- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

a. Confort et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.
- Absence de bruits et vibrations.

b. Résistance :

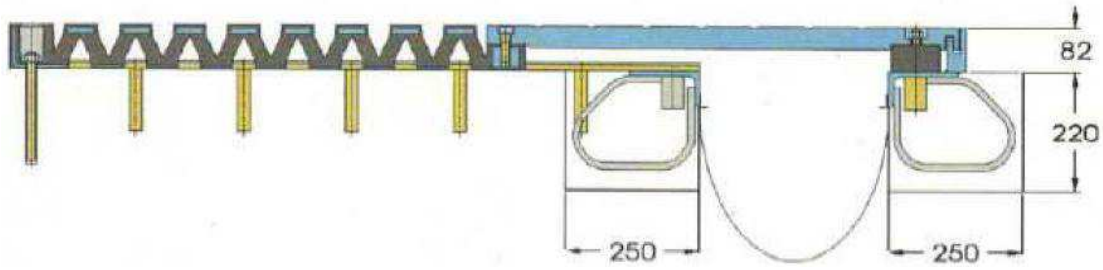
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

c. Etanche :

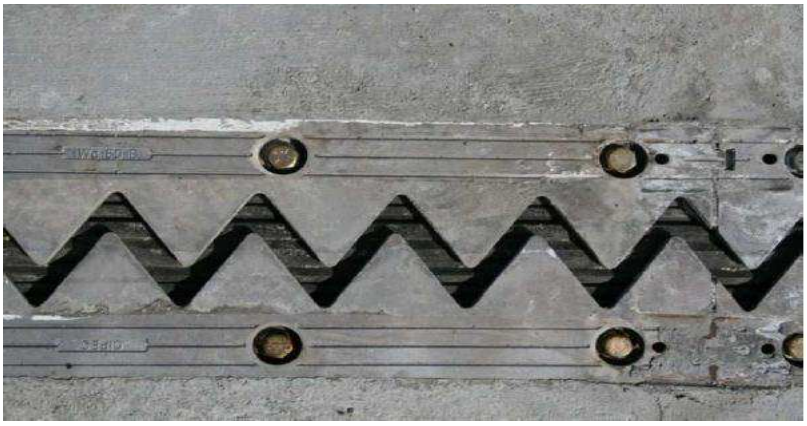
En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage et aussi à une bonne évacuation des eaux.

d. Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



Coupe transversale d'un joint de chaussée



Détails d'un joint de chaussée

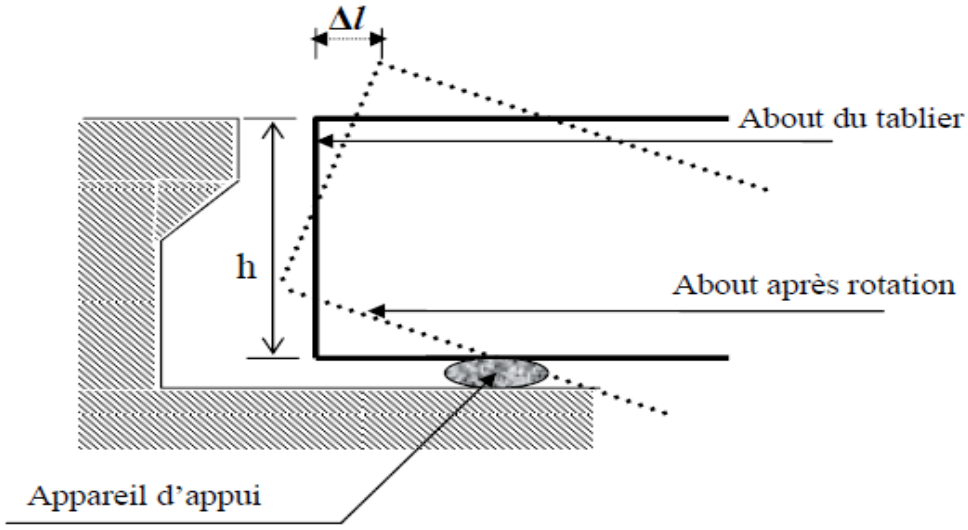
III. Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

III.1. Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times tg\alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad.

AN : $\Delta l = 3{,}75 \times tg0{,}02 = 7{,}5cm$.



Rotation d'extrémité sous chargement

III.2. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif : $[\Delta l/(l/2)] = \lambda \Delta T$.

l:étant la longueur du tablier.
λ:coefficient de dilatation.
ΔT:la différence de température, en degrés Celsius.
Pour notre cas :
$\lambda = 30°$; $\Delta T = 10^{-5}$

$l/2 = 175m \Rightarrow \Delta l = 5{,}25$ cm.

III.3. Retrait :

$\Delta l/(l/2) = \xi_r$ dans les zones où la température est considérable,

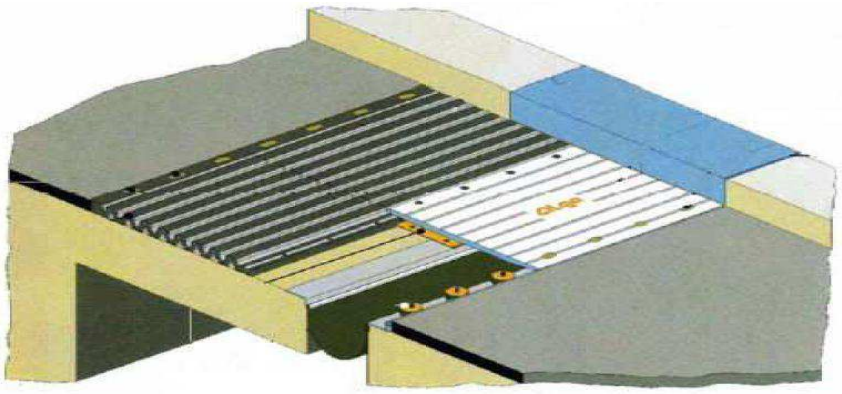
(ξ_r=3,5×10^{-5}cas de Tizi ouzou).
AN: l /2 = 175 m ⇒ Δl =0,06cm.

III.4. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On prend en première approximation :$\Delta l=(l/2)\times k_{fl}\times 10^{-4}$.
k_{fl}= Coefficient du fluage à t =0 au moment où il subit la contrainte σb est de2 à 3.
AN: $\Delta l=175\times 3\times 10^{-4}=5,25$cm.
Donc on a : souffle=7,5+5,25+0,06+5,25=18,06cm.

Suivant Δl et la rotation α la rotation d'extrémité, on choisit le joint type (Algaflex TM) ou un autre équivalent.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux jusqu'à 190 mm.



Joint de chaussée typeTM320

IV. Les appareils d'appui :

Les tabliers de ponts reposent sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, ces derniers ont pour rôle de transmettre essentiellement des efforts horizontaux mais également verticaux.

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable. A ce titre, on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre.

D'autant que le coût du produit lui-même est sans commune mesure avec celui des opérations d'interventions pour soulever la structure et réparer les bossages : un rapport de 1 à 50 est considéré comme un minimum.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en France. Si, aux extrêmes du domaine d'emploi, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareil sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Pour nos réactions d'appui calculées à l'ELU, l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement.

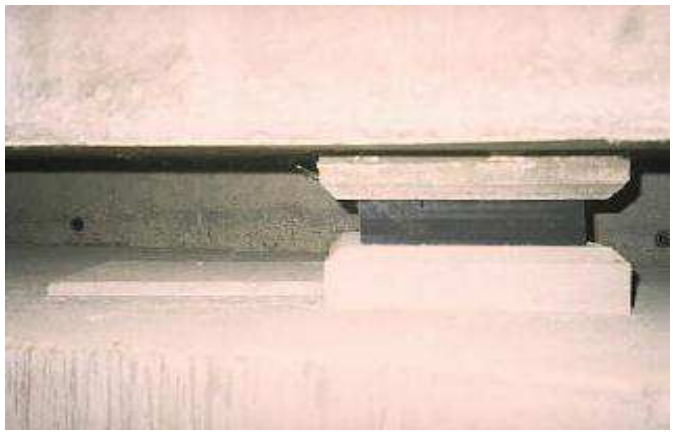
Au vu des réactions calculées, notre choix se portera donc vers les appareils d'appui en élastomère fretté.

IV.1. Description :

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont constitués de feuillets d'élastomère (néoprène) empilés les uns sur les autres avec de fines tôles d'aciers entre elles jouant le rôle de frettes. Le fait d'allier ces deux matériaux procure à l'appareil l'élasticité nécessaire à son fonctionnement ainsi qu'une bonne rigidité. Ils présentent les avantages suivants :

- Facilité de mise en œuvre et de réglage
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- Ils n'exigent pas d'entretien particulier
- Leur coût est compétitif

Mais le principale intérêt de ce type d'appareil d'appui réside dans leur déformabilité, ils ont la capacité d'absorber les rotations et distorsions imposées par la structure.

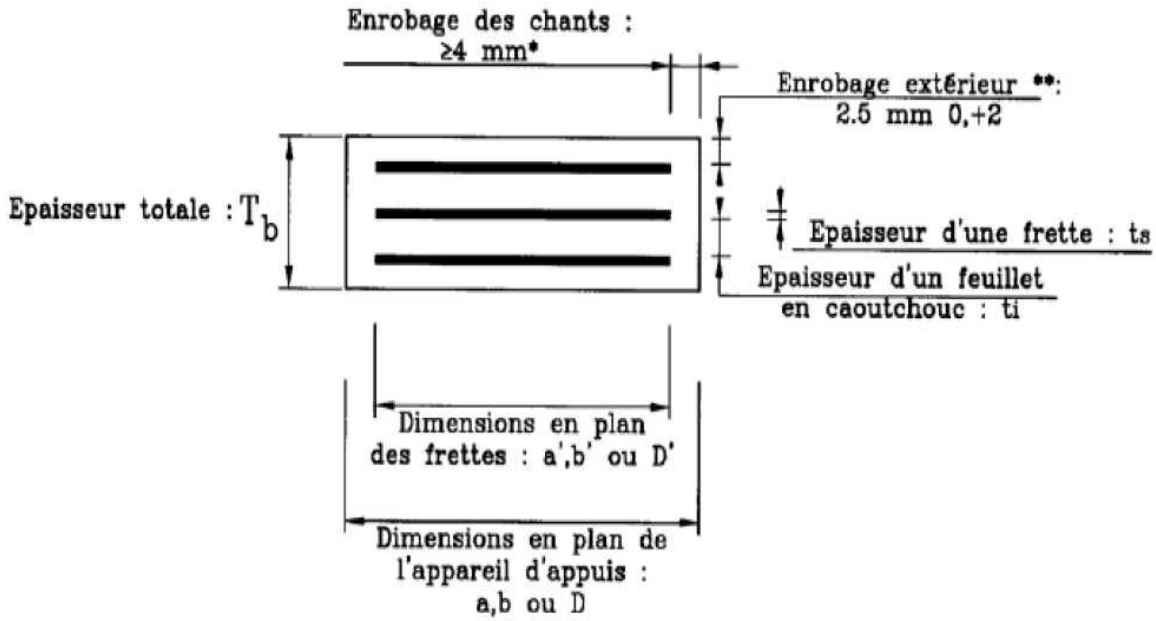


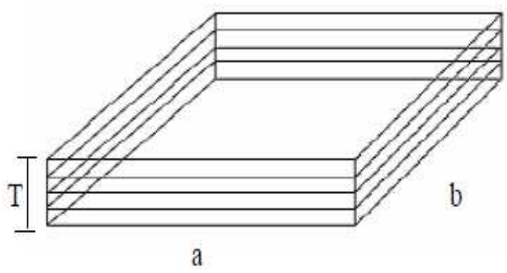
Appareil d'appuit en élastomère fretté

IV.2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils d'appui est principalement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développe dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués et aux déformations imposées à l'appareil.

On suppose que l'élastomère est incompressible :







AAEF

Le module d'élasticité transversale G est de 0,8 MPa pour les ponts routes.

L'épaisseur totale d'élastomères (frettes non comprises) est de T=n ×t

Avec : n : nombre de feuillets
t : épaisseur d'un feuillet

Les dimensions (supérieures à 700 x 700 mm) doivent être utilisées avec précautions : en effet, pour de tels appareils d'appui, une répartition uniforme des contraintes nécessite un soin particulier sur la réalisation des bossages.

Pour les tabliers présentant des rotations importantes, il sera choisi des dimensions

telles que le rapport b/a soit compris entre 1,5 et 2. Pour les tabliers ayant des déplacements importants, il sera préférable d'employer des formes se rapprochant du carré (a = b). Pour les ouvrages présentant des rotations significatives dans les deux directions, la meilleure forme est le disque, cependant la confection de ce type d'appareil d'appui est plus onéreuse et délicate.

IV.3. Compression (sous réaction verticale):

$\sigma_m=R/ab\leq 15MPa$.
Les contraintes maximales de cisaillement qui se développent sur les bords de chaque feuillet sont :$\tau_R=[3t(a+b)R]/a^2b^2$
La réaction totale maximale sur l'appui (la culée seulement, car les piles sont encastrées sur le tablier) est de 13836,03 KN répartir sur deux appareils d'appuis :
$R=R_{max}/2=6918,02KN$.
On prend a = b = 700mm, t =15mm.
$\tau_R=[3\times10\times(700+700)\times6918020]/700^2\times700^2=1,21MPa$.
$\sigma_m=6918020/700^2=14,11MPa\leq15MPa$.

IV.4. Distorsion (déformation angulaire):

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :
La déformation u_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1de dilatation, fluage)
$\tau_{H1}=H_1/ab=Gu_1/T$ tel que:G = 0,8 MPa module de déformation transversale d'élastomère.
u_1 = 52,5 mm (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).
On prend 8feuilles d'élastomères,donc T=120mm.t=15mm et t_s=4mm
$\tau_{H1}=0,8\times52,5/120=0,35MPa$.
L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent) provoque u_2 :
G est doublé sous l'effort dynamique
L'effort de freinage dû à un camion B_C est de H_2 =30/2=15t.
$\tau_{H2}=H_2/ab=2G\times u_2/T=150000/700^2=0,31MPa$.
La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :$\tau_H=\tau_{H1}+(\tau_{H2}/2)=0,35+(0,31/2)=0,505MPa$.

IV.5. Rotation (compression partielle):

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :
$\tau_{\alpha T}=(G\times a^2\times\alpha_T)/(2\times T^2)$ avec :$\alpha_T=\alpha+\alpha_0$
α_0: rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02 rad.
α : égale à 0,003 rad.
$\tau_{\alpha T}=[0,8\times700^2\times(0,002+0,0003)]/(2\times120^2)=0,31MPa$.

IV.6. La limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{cases} \tau=\tau_R+\tau_H+\tau_{\alpha T}\leq 5G & 1 \\ \tau_{H1}\leq 0{,}5G & 2 \\ \tau_H\leq 0{,}8G & 3 \\ \tau_{\alpha T}\leq \tau_R & 4 \end{cases}$$

1ère condition : 1,2+0,5+0,31=2,01 MPa ≤4 MPa, condition vérifiée.

2ème condition : 0,35≤0,4 MPa, condition vérifiée.

3ème condition : 0,5≤0,64 MPa, condition vérifiée.

4ème condition : 0,31≤ 1,2 MPa, condition vérifiée.

IV.7. La condition de non cheminement et non glissement :

$\sigma`_{m,min}\geq 2MPa$:

On a : 14,12≥2MPa condition vérifiée.

H≤f×R:

Avec:$f=0{,}1+(0{,}6/\sigma_m)= 0{,}1+(0{,}6/14{,}12)=0{,}143$.

$H=H_1+H_2=(\tau_{H1}+\tau_{H2})ab=0{,}66\times 700^2=323400N$.

H=323400N≤f×R=0,143×6918,02

≤989276,145 condition vérifiée.

IV.8. Condition de non flambement :

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan: a/10≤T≤a/5

D'où : 70≤120≤140 condition vérifiée.

IV-9-Condition de non soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$\alpha_T\leq(3\times T^2\times\sigma`_m)/(\beta\times a^2\times G)$!

d'où : $\beta=a\times b/[2t(a+b)] =700^2/[2\times 10\times(700+700)]=17{,}5$

donc : $\alpha_T\leq(3\times 120^2\times 14{,}12)/(17{,}5\times 700^2\times 0{,}8)=0{,}089$ rad

0,023≤0,089 rad condition vérifiée

V-Dimensionnement des frettes :

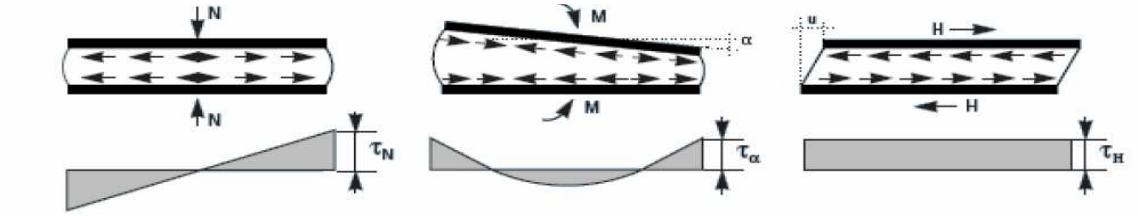
L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$t_s\geq(a\times\sigma`_m)/(\beta\times\sigma_e)$ tel que :$t_s\geq 2mm$,$\sigma_e=245MPa$ pour l'acier inox .

donc : $t_s\geq(700\times 14{,}12)/(17{,}5\times 245)=4mm$.

on prend :$t_s=4mm$

la hauteur de l'appareil d'appui est de :(15×8)+(8×4)=152mm.



Déformation d'appareil d'appuit

VI. Les dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

VI.1. Les dimensions des dés d'appuis :

A = 900 mm

B = 900 mm

VI.2. Epaisseur de dé d'appui :

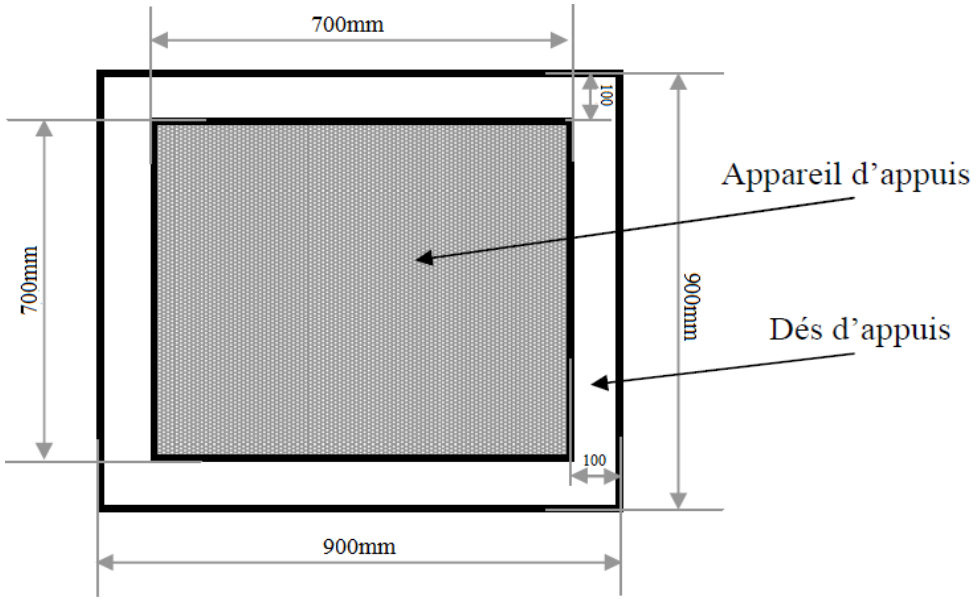
on a : $e_{dé\ d'appui}$= 100mm.

VI.3. Ferraillage des dés d'appuis :

R_{max} = 691,802 t; Les armatures doivent vérifier à 25 % de R_{max}.

R = 0,25 ×691,802 t = 172,951t.

A_u= 172,95×100/348= 49,7cm^2 soit : **16HA20**



Dimensions de dé d'appui

CHAPITRE XI

Etude de l'infrastructure

I. Etude de la pile

II. Etude et ferraillage de la pile

III. Dimensionnement des armatures de la pile

IV. Vérification de la stabilité au flambement de la pile

V. Etude des fondations

VI. Etude des pieux

VII. Etude de la culée

VIII. Pré-dimensionnement de la culée

IX. Ferraillage

X. Etude des fondations

XI. Etude des pieux

Tout ouvrage comporte des éléments d'infrastructure et de superstructure, le tablier faisant office de séparation entre les deux, le préfixe « infra » indique que les éléments en questions se trouvent en dessous du tablier.

Ces éléments qui sont représentés en appuis (simples, doubles ou encastrements) dans le modèle RDM, servent en effet à transmettre les charges au sol et faire la liaison avec le sol.

Apres avoir calculé les sollicitations maximales, nous sommes en mesure de dimensionner ces différents éléments, ce sera l'objet du présent chapitre.

I. Etude de la pile :

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Ce dernier peut être soit simplement appuyé sur elle, partiellement ou entièrement encastré. On désigne en général par pile l'élément servant d'appui intermédiaire (les appuis de rive que nous verrons plus tard sont appelés culées).

Le rôle principal des piles est de transmettre toutes les charges du tablier (permanentes et variables) vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux s'ils existent(en cas de fondations profondes).

La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Site de réalisation (aquatique ou terrestre).
- Mode de construction du tablier.
- Nature de l'environnement (urbain ou rural) afin d'assurer une certaine esthétique.
- Hauteur de la pile.
- Mode d'exécution des fondations
- Mode de la liaison entre la pile et le tablier.

P1=46m P2=51m.

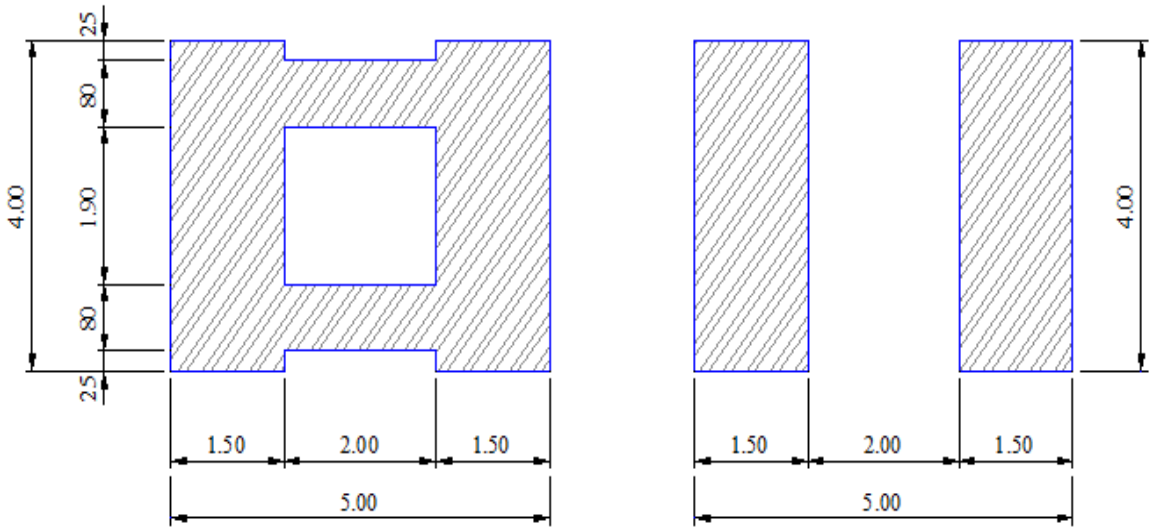
I.1. Choix du type de pile :

Les piles sont classées en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau. Notre ouvrage repose sur des piles caissons (section octogonale évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière prend le pas sur l'éventuelle économie que l'on pourrait faire sur le coût du coffrage intérieur, ainsi que les effets hydrodynamiques.

A partir d'une certaine hauteur, la section varie pour devenir dédoublée (deux voiles sont encastrés dans la partie basse de la pile), et ce afin d'assurer l'encastrement du voussoir sur pile.

Le mode de construction de ces piles est soit par la méthode des coffrages glissant, soit

par la méthode des coffrages grimpants.



Coupe transversale de la pile à la base et à la partie dédoublée

I.2. Les fondations :

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités des travaux publics pour transmettre toutes les charges au substratum (communément appelé « bon sol »), et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes ??

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

Donc on a la hauteur de chaque pile est: P_1=51m;P_2=43m.

I.3.choix de type de fondations :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond: pieux de 25m de longueur, et de diamètre Φ= 1,2m.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour quatre files de huit pieux au niveau des piles et deux files de quatre pieux au niveau des culées.

I.4.Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de prendre un assez grand espacement entre les pieux ; en général $2,5\Phi<l<3,2\Phi$, un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour 4files de 8 pieux au niveau des piles, 2 files de 4 pieux au niveau des culées.

I.5. La semelle :

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides.
Il convient donc de les dimensionner comme suite :

- ✓ **La largeur :**

$B = (N-1)\times l+2\Phi = 13,8m$.
N : étant le nombre des files des pieux.
l: la distance entre deux files ($l= 3\Phi$).
Φ: diamètre des pieux (1,2m).

- ✓ ***La longueur*** :

$ls= (N-1)\times l+2\Phi = 23m$.
N : étant le nombre des files des pieux.

- ✓ ***La hauteur :***

$h_t > l/2,5=3,6/2,5 = 1,44m \longrightarrow h_t = 2m$.

Les efforts transmis de la semelle à la fondation induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

II. Etude et ferraillage de la pile :

Comme il est indiqué ci-dessous, la section de la pile de notre projet est de forme rectangulaire évidée à la base, puis deux voiles prennent naissance pour s'encastrer au voussoir sur pile.

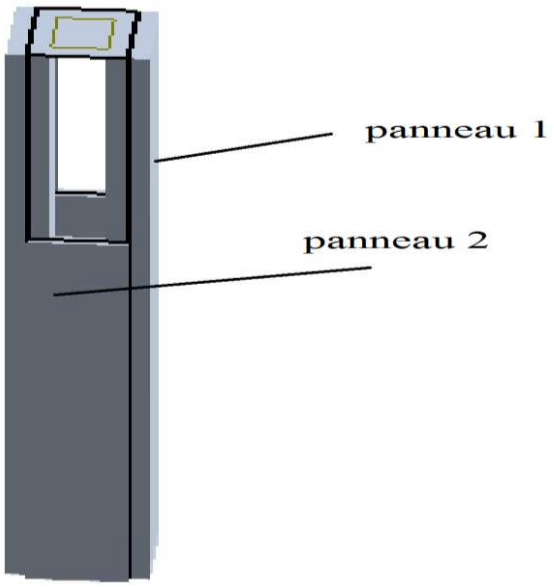
II.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les efforts agissant sur la pile sont :
G: Poids propre de la pile.
V:la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée.
S: La réaction due aux surcharges routières sur le pont (la réaction d'appuis verticale due au chargement (A(L) + S_T)).
S_T: surcharge de trottoir.
W: La charge du vent.
F_f: la force de freinage.
e_x: La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
e_y: La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

II-2-Combinaisons des charges :

Sont les suivantes :
E.L.S:G+V+S+W+FF
E.L.U:1,35(G+V+S)+1,5(W+FF)
E.L.A:G+V+E_X
G+V+E_Y

N.B: Voyant le mode d'appuis du tablier sur les piles de notre ouvrage, il apparait clairement que le moment sismique le plus prépondérant c'est le moment dans le sens longitudinal du pont (Mx), donc de raison de facilité du travail, on calcule seulement le moment dans le sens x.On modélisée la pile avec Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.



Coupe en 3D de la pile

Le tableau suivant récapitule tous les Combinaisons appliquées sur la pile :

cas	Combinaisons		M_{yy}(KN.m)	M_{xx}(KN.m)	V_{max}(KN)	V_{min}(KN)
ELS	G+V+S+W+F_{bc}	max	**1883,17**	**241,39**	**340,51**	**-8016,12**
		min	**-1277,12**	**-158,88**		
	G+V+S+W+$F_{A(l)}$	max	**1883,79**	**302,47**	**-1698,06**	**-8382,95**
		min	**-1605,64**	**-206,27**		
ELU	1,35(G+V+S)+1,5(W+F_{bc})	max	**783,19**	**193,38**	**-2291,58**	**-11897,41**
		min	**-2026,66**	**-141,22**		
	1,35(G+V+S)+1,5(W+$F_{A(l)}$)	max	**2543,38**	**431,63**	**206,9**	**-8837,08**
		min	**-2286,12**	**-296,82**		
ELA	G+V+E	max	**1375,56**	**104,99**	**-1245,75**	**-3786,86**
		min	**-593,55**	**-69,39**		

Combinaisons de panneau 1

cas	Combinaisons		M_{xx}(KN.m)	M_{yy}(KN.m)	V_{max}(KN)	V_{min}(KN)
ELS	G+V+S+W+F_{bc}	max	**383,64**	**16,55**	**340,51**	**-8016,12**
		min	**-213,18**	**-43,12**		
	G+V+S+W+$F_{A(l)}$	max	**50,69**	**16,79**	**464,5**	**-1247,09**
		min	**-23,47**	**-46,2**		
ELU	1,35(G+V+S)+1,5(W+F_{bc})	max	**42,69**	**4,09**	**672,6**	**-576,99**
		min	**-21,21**	**-35,4**		
	1,35(G+V+S)+1,5(W+$F_{A(l)}$)	max	**74,09**	**22,01**	**676,4**	**-1666,36**
		min	**-36,40**	**-63,28**		
ELA	G+V+E	max	**35,91**	**35,91**	**92,12**	**-1516,94**
		min	**-33,43**	**-33,43**		

Combinaisons de panneau 2

III. Dimensionnement des armatures de la pile :

La pile est soumise à la flexion déviée (un effort normal(N) et deux moments de flexion autour des axes (XOX) et (YOY) « Mx et My »).

III.1. Armatures longitudinales :

Utilisant la calculette robot expert version 2010 avec : h = 1,5 m et b_0 =1 m.

a. Pour panneau1 :

On a:A_s= 46,9 cm^2;soit: **6HA32**.

b. Pour panneau2:

On a :A_{s1}= 25,0 cm^2;soit:**6HA25**.

III.2. Armatures transversales :

a. Pour panneau1 :

On a:$A_t=A_s/3$=15,63cm^2;soit:**8HA16**.

b. Pour panneau2 :

On a:$A_t=A_s/3$=8,33cm^2;soit:**6HA16**.

III.3. Armatures latérales

a. Pour panneau1 :

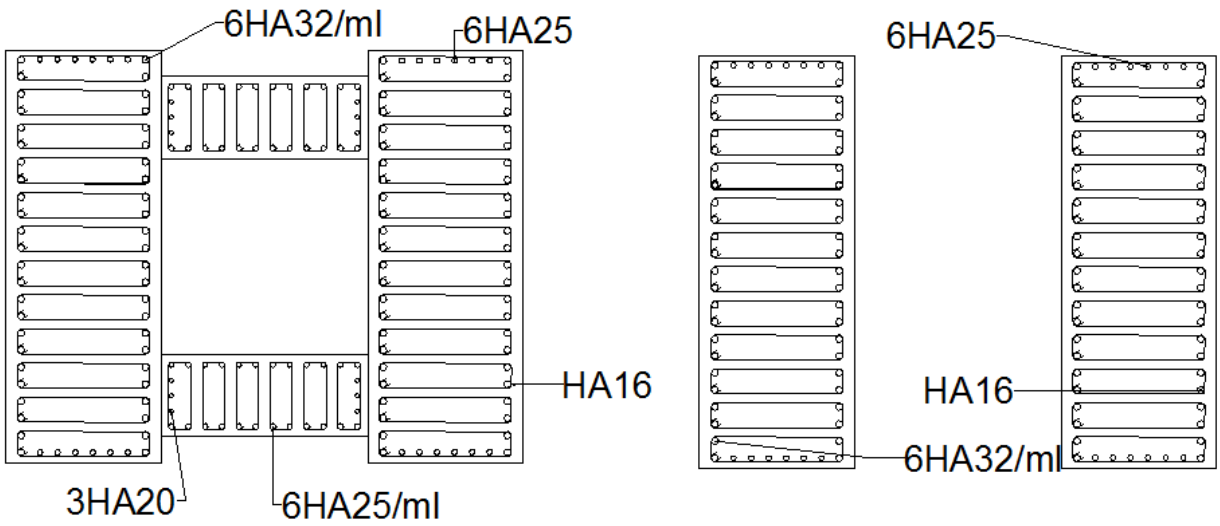
On a:A_l=28,65cm^2;soit:**6HA25**.

b. pour panneau2 :

On a:A_l=9,31cm^2 ; soit:**3HA20**.

III.4. Espacement des armatures:

S_t=l /(n-1)=1/(6-1)=18cm.



Vue en plan de ferraillage de la pile

IV. Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$
On a :$\lambda=L_f/i$
L_f : la longueur de flambement, on a la pile encastre en deux cout donc $L_f=L/2$
i: le rayon de giration, avec:$i=(I/S)^{1/2}=(40,0667/15,2)^{1/2}=1,63$.
Donc : $\lambda=51/2\times1,63$
$15,64<50 \Rightarrow$la condition est vérifiée

N.B : Toutes les piles de notre ouvrage ont des hauteurs inferieures à celle de la pile (vérifiée ci-dessus) et les mêmes rayons de girations, donc, on peut constater qu'elles sont aussi vérifiées vis-à-vis du flambement.
Si la condition de flambement est n'est pas vérifiée, on propose comme solution d'ajouter des barres longitudinales dans la pile.

V. Etude des fondations :

V.1. Combinaisons des charges :

Sont les suivantes :
E.L.S:G+V+S+W+FF
E.L.U:1,35(G+V+S)+1,5(W+FF)
E.L.A:G+V+E_X
G+V+E_Y

N.B: Voyant le mode d'appuis du tablier sur les piles de notre ouvrage, il apparait clairement que le moment sismique le plus prépondérant c'est le moment dans le sens longitudinal du pont (Mx), donc de raison de facilité du travail, on calcule seulement le moment dans le sens x.Le tableau suivant récapitule tous les sollicitations appliquées sur la pile la plus élancée :
Combinaisons: G + V + S + W + FF:

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	M_y(t.m)
Poids tablier	**2782,449**		**0**		**0,0**
Pile	**1794**		**0**		**0,0**
Poids terre	**1177,8**		**0**		**0,0**
Semelle	**1587**		**0**		**0,0**
A(L)	**974,546**		**0**		**0,0**
Freinage A(l)		**26,11**	**0**	**-53**	**-1383,8**
	8315,795				**-1383,8**

Combinaisons: G+V+S+W+FF

Réaction max sur les pieux

Rmax(t)	**263,63**
Rmin(t)	**256,10**

Combinations: G+V+E_X :

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	M_y (t.m)
Poids tablier	**2782,449**	**556,49**	**0**	**-53**	**-29494,0**
Chevêtre	**0**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**
Futs	**1794**	**358,80**	**0**	**-27,5**	**-9867,0**
Semelle	**1587**	**317,40**	**0**	**-1**	**-317,4**
Séisme Poids Tablier	**166,94694**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**
Séisme Chevêtre	**0**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**
Séisme Futs	**107,64**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**
Séisme semelle	**95,22**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**
Poids terre	**129,02**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**
A(l)	**184,06**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**
	6846,33594	**1232,69**			**-39678,4**

Combinaisons: G+V+E_X

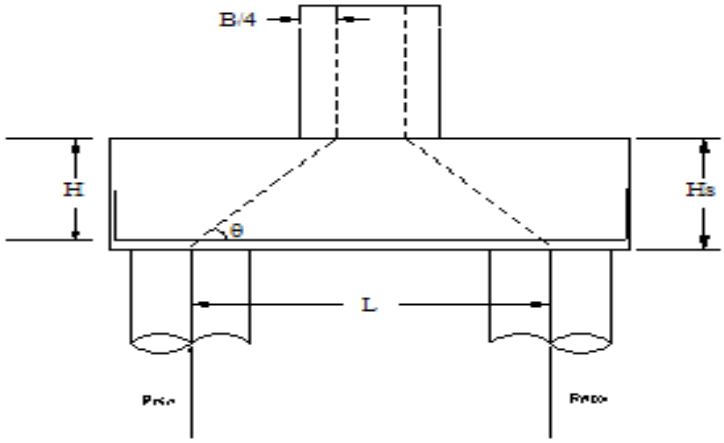
Réaction max sur les pieux

Rmax(t)	**332,04**
Rmin(t)	**95,86**

V.2. Ferraillage de la semelle:

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45°, sinon on utilisera la méthode dite des consoles.

tgθ=H/((L/2)-(B/4)) avec :L=3,6m;Hs=2m;H=(0,9H_s)=1,8m;B=5m.



Donc on a :θ=12,6°
Alors on applique la méthode des consoles
$M=R_{max}(L/2-B/4)$
A L'ELS: R_{max} =2636, 3 KN => M_{ELS} =10545, 2KN.m
A L'ELA: R_{max} =3320,4 KN => M_{ELA} =13281,6KN.m
Le ferraillage se fera en flexion simple en utilisant la calculette robot expert version 2010 avec : h = 2 m et $b_0 = h+\phi_{pieux}$=3,2 m.
Béton: f_{c28} = 30MPa;Acier:f_e=400MPa.
-Fissuration préjudiciable
-Prise en compte des armatures comprimées
-Prise en compte des dispositions sismiques
-Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
A_{S1} = 186,0cm^2.
A_{S2} = 72,9cm^2.
La section d'acier A_{S1} pour 1ml vaut : 186/3,2=58,12 cm^2;soit:**8HA32**
A_{S2} pour 1ml vaut:72,9/3,2=22,79 cm^2 ; soit:**8HA20** espacées de 12 cm.

V.3. L'espacement :

St= (Φ+H – d)/ (n – 1)
D'où :
n : Nombre de barre = 24 barres.
d : Enrobage = 5 cm.
Φ: Diamètre de pieu = 1,2 m.
S_t=(1,2+2+0,05)/(24-1)=13,69cm.
On prend: S_t = 13,5cm.

V.4. Armatures transversales supérieures:

A_{tss}= A_{S1}/3=22,79/3=7,60cm^2;soit:**7HA12**/ml.
L'espacement S_t=15cm.

V.5. Armatures transversales inferieures :

$A_{tsi}= A_{S1}/ 3=19,37$ cm^2 soit:**7HA20.**
Soit: 7HA20/ml L'espacement : St = 15cm.

VI. Etude des pieux :

Les pieux sont supposés encastrés en tête dans la semelle et libres à la base, ils sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de H*et M*.
H^* : effort horizontal en tête de pieu.
M^* : Moment fléchissant en tête de pieu.
$M^*=(-X^H_{\varphi}.H^*)/(X^M_{\varphi}.\lambda)$
Ou : λ paramètre dépendant du module de réaction du sol «C_u» et des caractéristiques du pieu et a la formule suivante :$\lambda=(\Phi.C_u/4.E.I)^{1/4}$
Φ : Le diamètre du pieu ; Φ =1,2 m.
Cu : le module de réaction du sol ; C_u=25 MN/m^3.
I : moment d'inertie du pieu ; I=0,102 m^4.
E : module d'élasticité du béton ; E=33000 MPa.
D'où : λ.L= 4,345 avec L=20m la longueur du pieu.
X^H_{φ} =1,293;X^M_{φ} =1,559(tirés à partir des tableaux de Warner).
A l'ELS: $H^*=H_s/n$= 261,1/32=8,16t.
$M^*=(-X^H_{\varphi}.H^*)/(X^M_{\varphi}.\lambda)$=-31,19t.m.
A l'ELS: $H^*=H_s/n$= 1232,69/8=38,22t.
$M^*=(-X^H_{\varphi}.H^*)/(X^M_{\varphi}.\lambda)$=-147,232t.m.

VI.1. Ferraillage des pieux :

Le calcul de la Section se fait en Flexion Déviée Composée

- Béton: f_{c28} =30MPa;Acier: f_e = 400,0MPa.
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mode. 99

Donc D'après robot expert version 2010 :
A_{S1}=113,1cm^2;soit **24HA25.**

VI.2. L'espacement :

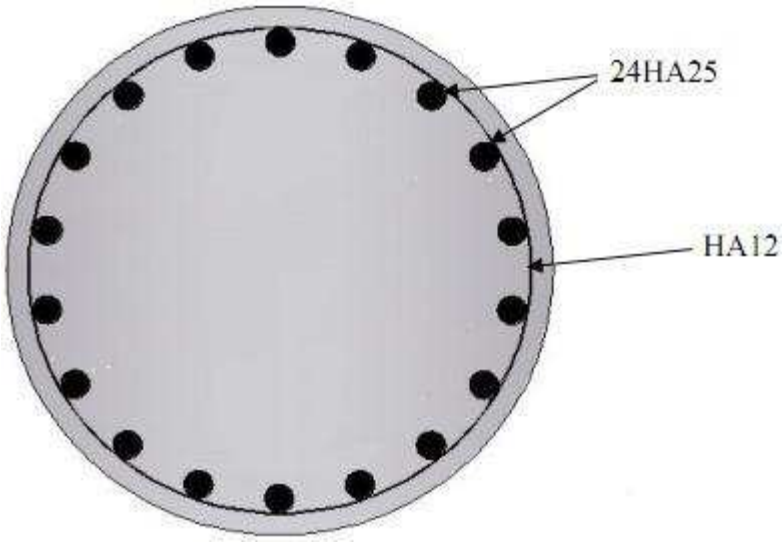
St=2πr /n=2×3,14×60/24
St=15cm.

VI.3. Armatures transversales

$\Phi_t \geq \Phi_l /3=25/3$

Φ_t= 8,33cm.

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés 15cm.



Ferraillage de pieu sous pile

VII. Etude de la culée :

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; une culée assure donc à la fois les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement. En tant qu'appui de tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

VII.1. La fonction de la culée :

a. La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b. La fonction technique:

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

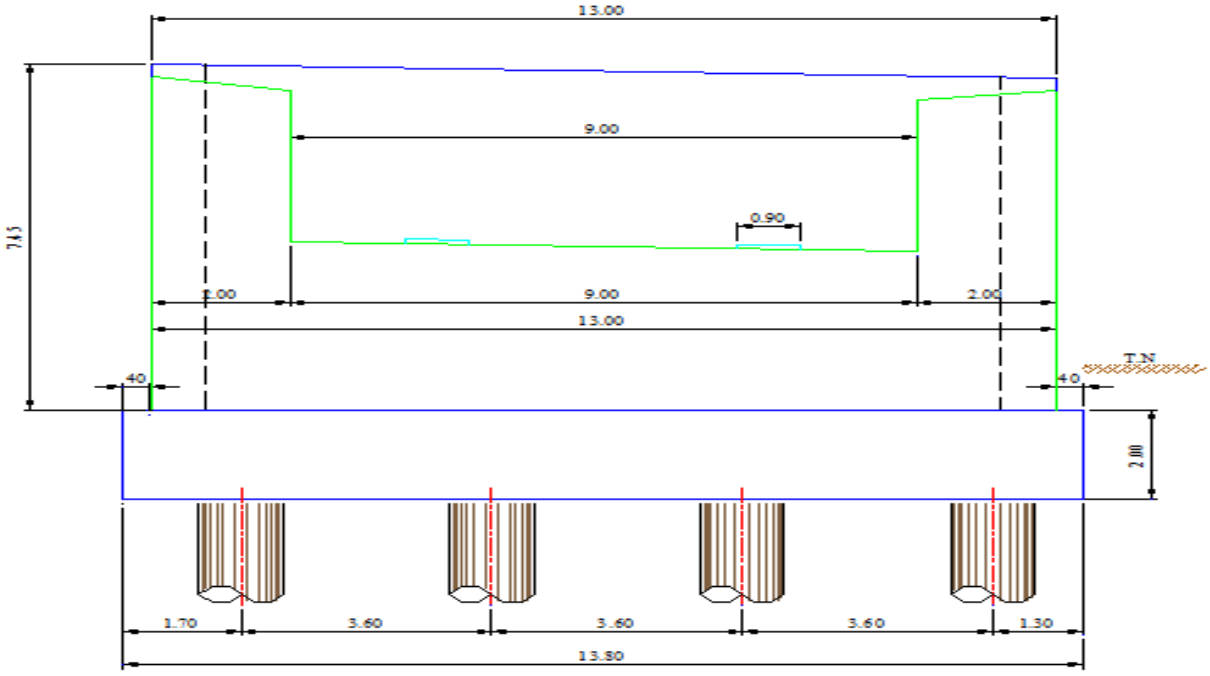
- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

VII.2. Choix de type de culée:

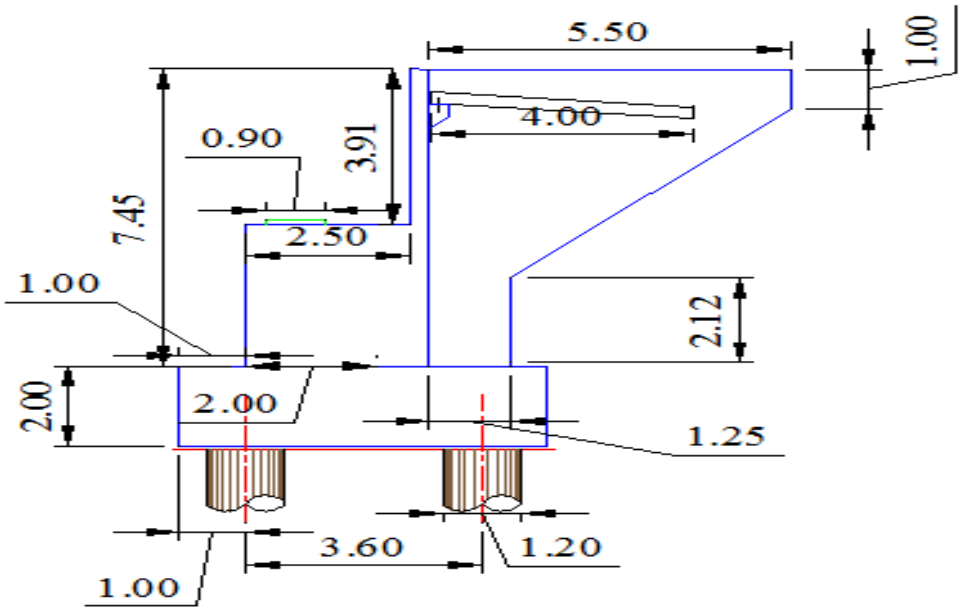
Pour notre ouvrage on opte la culée remblayée

Culée remblayée : La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

VIII. Pré-dimensionnement de la culée :



Coupe transversale



Coupe longitudinale

IX. Ferraillage :

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferraillage de chaque élément constituant la culée :

IX.1. Le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres engendrée par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre.
Le mur garde grève est supposé encastré à la base.

a. Evaluation des efforts agissants sur le MGG :

a.1. Poussée des terres :

Le coefficient de poussée des terres selon le RPOA :

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

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :θ = Arctg (k_H/ (1±k_V)).
H : la hauteur du mur.

φ : Angle de frottement interne (pour remblai φ = 30°).
δ : Angle de frottement remblai-culée (sol-béton) (δ = 0).
β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal (β = 0°).
k_h =A= 0,2.
k_v =0,3* k_H = 0,06.
Le tableau suivant récapitule les coefficients de poussée des terres :

Action du séisme	k_H	k_v	θ°	K_{ad}
Condition normale	**0**	**0**	**0**	**0,33**
Vertical ↓+ Horizontal	**0,2**	**0,06**	**10,68**	**0,46**
Horizontal	**0,2**	**0**	**11,31**	**0,47**
Vertical ↑+ Horizontal	**0,2**	**-0,06**	**12,01**	**0,48**

Le moment à l'encastrement : M_p=PH/2
Tel que :P=$K_{ad}\gamma_r H^2 L/2$
Avec:γ_r= 2t/m^3 ;L =1m;H =3,91m.
Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	K_{ad}	γ_r (t/m^3)	H(m)	L(m)	P(t)	M_p (t.m)
Condition normale	**0,33**	**2**	**3,91**	**1**	**5,05**	**6,58**
Vertical ↓+ Horizontal	**0,46**	**2**	**3,91**	**1**	**7,03**	**9,17**
Horizontal	**0,47**	**2**	**3,91**	**1**	**7,19**	**9,36**
Vertical ↑+ Horizontal	**0,48**	**2**	**3,91**	**1**	**7,34**	**9,56**

a.2. Moment dû à la force de freinage B_c:

M_f=(2PH)/(0,25+(2H))
Avec : P : poids d'une roue d'un camion B_c ; P = 6 t.
H : hauteur de mur de garde grève.
Le moment du au freinage du B_c est alors :
M_f =(2×6×3,91)/(0,25+(2×3,91)) = 5,81 t.m.

a.3. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

Selon les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type B_c, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (2 roues de 6t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m×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. La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par Φ:Φ=12/(0,75×0,25)=64t/m^2

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

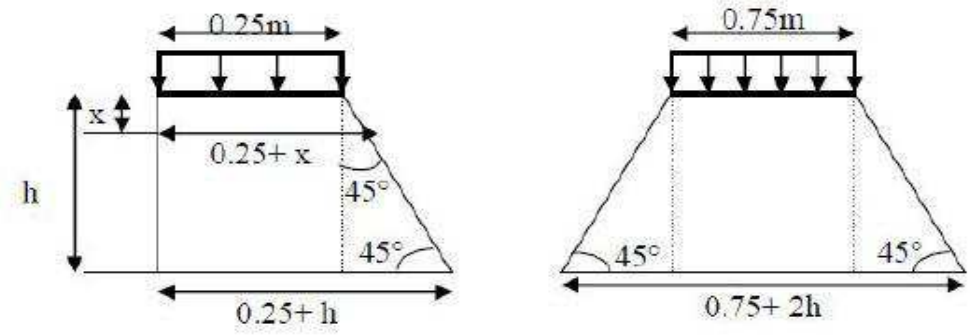
$$M_P = \frac{12K}{0.75+2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x}\,dx$$

Avec : $K = K_{ad} \times b_c \times \delta$, où ;

K_{ad} =coefficient de poussée des terres.

b_c =0,8 pour quatre voies chargées.

δ =1;coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).



Poussée de la charge locale située en arrière du mur

$$\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x}\,dx = [(h+0,25).\ln(0,25+x)-x]_0^h$$

$$= [(3,91+0,25)\ln(0,25+x)-x]_0^{3,91} = 7,787$$

$M`_p = 12 \times K \times 7,787/(0,75+2H)$

$\Longrightarrow M`_p/K = 10,9$

	K_{ad}	b_c	δ	K	M'_P (t.m)
Condition normale	**0,33**	**0,95**	**1**	**0,31**	**3,42**
Vertical ↓+ Horizontal	**0,46**	**0,95**	**1**	**0,44**	**4,76**
Horizontal	**0,47**	**0,95**	**1**	**0,45**	**4,87**
Vertical ↑+ Horizontal	**0,48**	**0,95**	**1**	**0,46**	**4,97**

Moments d'une charge locale située en arrière du mur

a.4. Charge accidentelle :

Les efforts sismiques sont :

-L'effort sismique horizontal: $H_S = K_H.G$

-L'effort sismique vertical: $Vs = (1 \pm K_v).G$

-L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors :

h = 3,91 m.

e = 0,55 m.

L = 1m.

$G = 3,91 \times 0,55 \times 1 \times 2,5 = 5,38$ t

$Hs = 0,2 \times 3,42 = 0,684$ t .

$M_{Hs} = Hs \times h/2 = 0,684 \times 1,4 = 1,337$ t.m .

b. Combinaison des charges :

✓ ***Condition normale*** :

ELS:G+1,2 S Où: $G = M_p$ et $S = M'_p + M_f$

ELU:1,35 G + 1.6 S

Donc: $M_{ELS} = 6,58 + 1,2\ (3,42 + 5,81) = 17,656$ t.m

$M_{ELU} = (1,35 \times 6,58) + 1,6\ (3,42 + 5,81) = 23,561$t.m

✓ ***Condition accidental :***

$$\text{ELA} : G + F_A + S \quad \text{Où} : \begin{cases} G = M_p \\ F_A = M_{Hs} \\ S = M'_p + M_f \end{cases}$$

Donc : $M_{ELA} = 9,56 + 1,337 + (4,97 + 5,81) = 21,677$ t.m.

Donc : $M_{ELS} = 17,656$t.m

$M_{ELU} = 23,561$t.m

$M_{ELA} = 21,677$ t.m

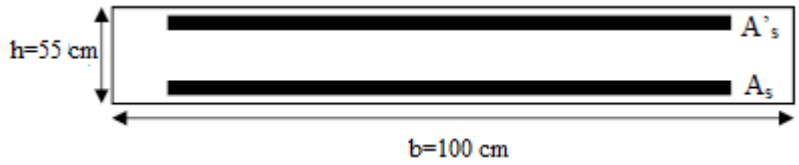
c. Ferraillage du MGG :

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA),et les fissurations sont considérées préjudiciables.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert. On trouve $A_s = 18,06\ cm^2$, $A'_s = 0 cm^2$(pas d'armatures comprimées).

Alors on prend **6HA20;**donc :$A_s = 18,85 cm^2$.

Pour A'_s on prend **6HA12;**soit :$A'_s = 6,79 cm^2$.



d. Vérification des contraintes :

h=0,55m.

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18$MPa.

$\sigma_{st} = \min [(2/3) f_e ; \max (0,5\ f_e ; 110\ (n.f_{tj})^{1/2}]$ (Fissurations préjudiciables)

$f_{tj} = 2,4$ MPa et n=1,6 (pour les armatures HA) ==> $\sigma_{st} = 228,63$ MPa

$(b/2)X^2 + n.A_s'\ (X - c') - n.A_s(d - X) = 0$

Avec ; n=15, $A_s = 18,85 cm^2$, $A'_s = 0 cm^2$.

Donc; X = 14,22 cm.

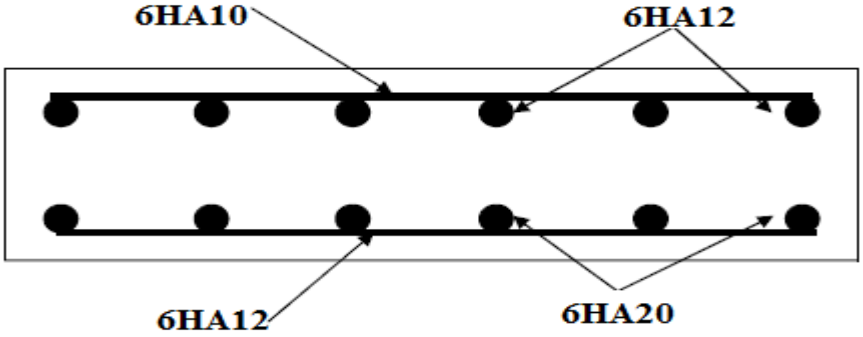
$I_1 = (bX^3/3) + nA_s(d-X)^2$

$I_1 = 457817\ cm^4 = 45,7817 \times 10^{-4}\ m^4$.

$\sigma_{bc}= M_{ser}.X/ I_1 =5,485$ MPa $< \sigma_{bc} = 18$MPa (la condition est vérifiée).
$\sigma_{st} = nM_{ser}.(d-X)/I_1 = 206,961$ MPa $< \sigma_{st} = 215,55$ MPa (la condition est vérifiée).

e. Ferraillage horizontal :

$A_y=A_s/ 3=18,85/3 = 2,094cm^2$.
Condition de non fragilité :
$A_{min}/(b.d) \geq 0.23f_{tj}/f_e \Rightarrow A_{min}=0,9\times0,5\times1\times0,23\times2,4/400 =6,21cm^2$.
$A_y =2,094\ cm^2 < A_{min}=6,21cm^2$.
Alors on prend:$A_y=6,21cm^2$;soit:**6HA12**;donc :$A_y= 6,79cm^2$.
Pour $A`_y$ ;on prend:**6HA10,** donc $A`_y = 4,71cm^2$.



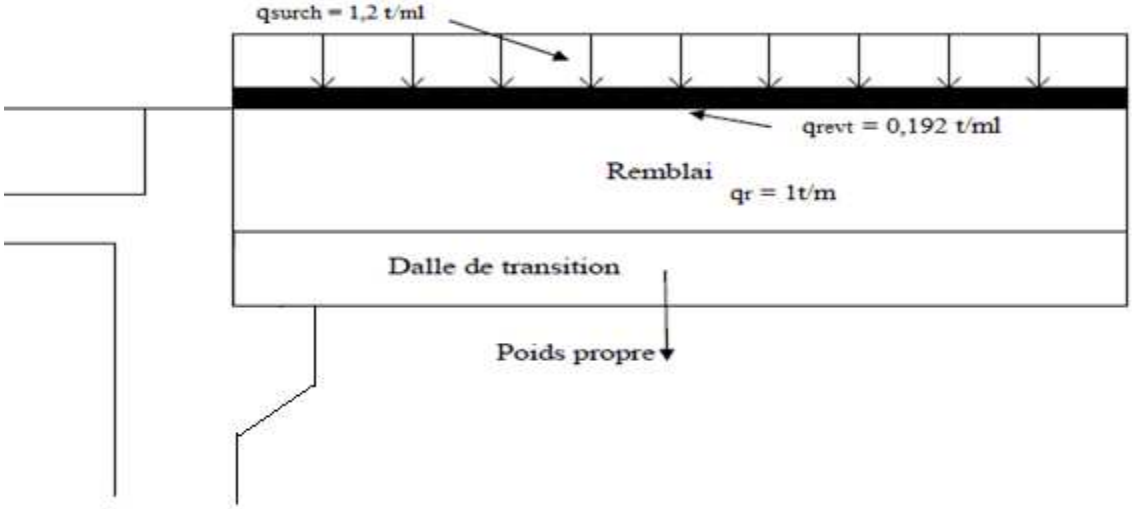
Ferraillage de MGG(vue en plan)

IX.2. La dalle de transition :

a. Evaluation des charges :

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

- Remblai : $q_r = 0,5\times1\times2 =1t/m$.
- Poids propre : $q_{PP} = 0,3\times1\times2,5= 0,75$ t/m.
- Le revêtement : $q_{rev} = 0,08\times1\times2,4 = 0,192$ t/m.
- Surcharges sur remblai : $q_{surcharges}=1,2\times1=1,2$ t/m.



Charges sur la dalle de transition

Le tableau suivant résume les moments et efforts tranchants dus à chaque charge sur la dalle :

	Poids propre	Remblai	Revêtement	Surcharges
Moment (t.m)	**1,5**	**2**	**0,384**	**2,4**
Effort tranchant (t)	**1,5**	**2**	**0,384**	**2,4**

Moments et effort tranchent dans la dalle de transition.

Notons que : M_G =0,384+1,5+2 =3,884 t.m et M_Q=2,4t.m.

V_G = 0,384+1,5+2 =3,884 t et V_Q=2,4t.

b. <u>Combinaisons de charges :</u>

✓ ***<u>à l'ELS :</u>***

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

$M_{ELS}=M_G+1,2M_Q$=6,764 t.m.

$V_{ELS}=V_G+1,2V_Q$ =6,764 t.

✓ ***<u>à l'ELU :</u>***

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

$M_{ELU}=1,35M_G+1,6M_Q$=9,0384t.m.

$V_{ELU}=1,35V_G+1,6V_Q$=9,0384t.

✓ ***<u>à l'ELA :</u>***

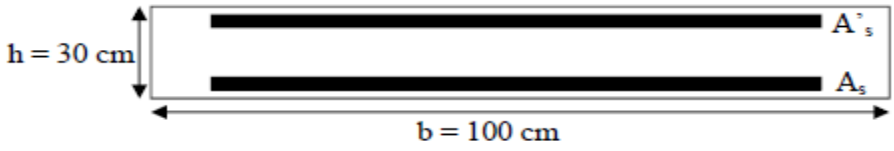
Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.A sont :

$M_{ELA}=(1 \pm 0.06)\ M_G+M_Q$=6,517 t.m.

$V_{ELA}=(1 \pm 0.06)\ V_G+V_Q$=6,517 t.

c. <u>Ferraillage :</u>

La section à ferrailler est la suivante :



A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé: A_s =17,88cm^2 et $A`_s$= 0cm^2.

D'après le BAEL pour A_s on prend **6HA20** =18,85cm^2.

Et pour $A`_s$ on prend **6HA12**=6,79cm^2 .

On prend S_t=11cm .

d. <u>Les armatures de répartition :</u>

$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 4,7125cm^2 \leq A_r \leq 9,425cm^2$.

On prend: **4HA16**=8,04cm^2.

e. Vérification des contraintes :

h=0,3m.
$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$ =18MPa.
$\sigma_{st} = 0,8\times\min[(2/3)f_e;\max(0,5\ f_e;110\ (n.f_{tj})^{1/2}]$ (Fissurations très préjudiciables)
f_{tj} = 2,4 MPa et n=1,6 (pour les armatures HA) ==> σ_{st} =172,44 Mpa
$(b/2)X^2 + n.A`_s\ (X - c') - n.A_s(d - X) = 0$
Avec :n=15,A_s =18,85cm^2,$A`_s$ =0cm^2.
Donc; X = 9,39cm.
$I_1 = (bX^3/3)+ n\ A_s(d - X)^2$
I_1 =96495cm^4 = 9,6495×10^{-4} m^4.
$\sigma_{bc}= M_{ser}.X/ I_1$ =6,585MPa < σ_{bc} = 18MPa (la condition est vérifiée).
$\sigma_{st} = nM_{ser}.(d-X)/I_1$ =164,09 MPa < σ_{st}=172,44 MPa (la condition est vérifiée).

f. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :$\tau_u \leq \tau`_u$
$\tau_u=V_u/b_0d$=9,0384/(1×0,27)=33,47t/m^2=0,3347MPa.
$\tau`_u$=min(4MPa ;$(0,15f_{c28}/\gamma_b)$)=3,91MPa.
Donc : $\tau_u \leq \tau`_u$ (condition vérifier).

IX.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

a. Evaluation des efforts :

- Réaction des surcharges sur remblai :R_1=0,5×1,2×4=2,4t/ml.
- Réaction de la dalle de transition : R_2=0,3×2,5×4/2=1,5t/ml.
- Poids propre du corbeau :R_3=0,135×2,5×1=0,3375t/ml.
- Réaction du remblai :R_4=0,5×0,5×4×2=2t/ml.
- Réaction du revêtement :R_5=0,5×0,08×4×2,4=0,384t/ml.

donc les charges permanentes donnent :$R_G=R_2+R_3+R_4+R_5$=4,2215t/ml.

$M_{RG}=R_G\times0,15$=0,633t.m.

donc les charges non permanentes donnent :$R_Q=R_1$=2,4t/ml.

$M_{RQ}=R_Q\times0,15$=0,36t.m.

Les combinaisons sont :
$R_{ELS} = R_G + 1,2\ R_Q$ = 7,1015 t/ml.
$R_{ELU} = 1,35\ R_G + 1,6 R_Q$ = 9,539 t/ml.
$R_{ELA} = (1+0,06)\ R_G + R_Q$ =6,875t/ml.
$M_{ELS} = M_{RG} + 1,2\ M_{RQ}$ =1,065t.m.
$M_{ELU} = 1,35\ M_{RG} + 1,6\ M_{RQ}$ = 1.341t.m.
$M_{ELA} = (1+0,06)\ M_{RG} + M_{RQ}$ =1,031t.m.

b. Ferraillage :

A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 0{,}92\ cm^2$ et $A'_s = 0\ cm^2$.

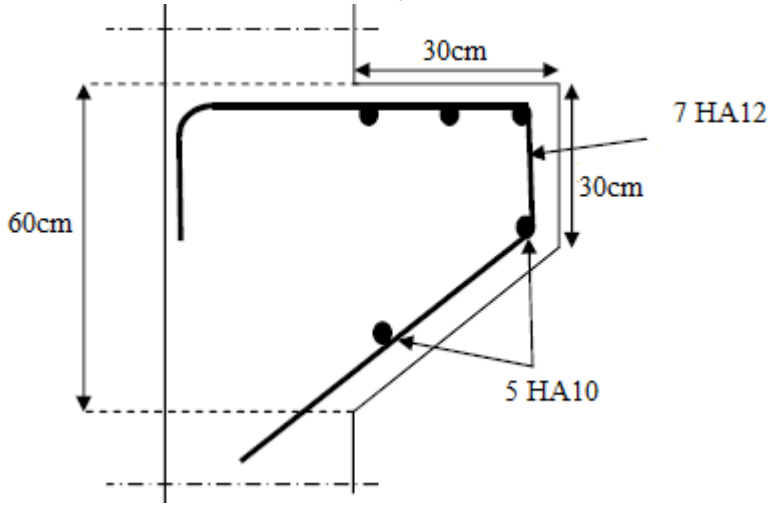
✓ **Condition de non fragilité :**

$A_{min}/(b_0.d) \geq 0{,}23 f_{c28}/f_e \Rightarrow A_{min}=0{,}9\times0{,}5\times1\times0{,}6\times2{,}4/400 = 7{,}45 cm^2$.

$A_s < A_{smin}$ alors on prend A_{smin}

Soi : A_s = **7HA12** = 7,92 cm².

On prend: $A_y = (A_s/3) = 2{,}64 cm^2$, soit **5HA10** ($A_y = 3{,}93 cm^2$).



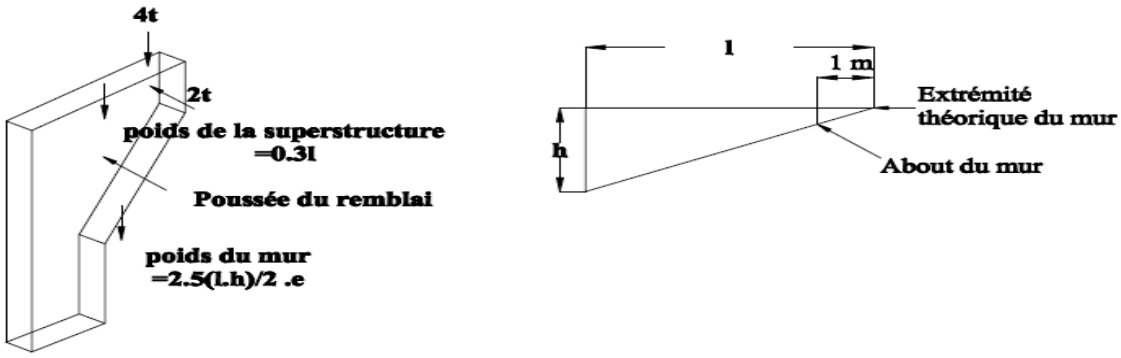
Ferraillage du corbeau

IX.4. Le mur en retour :

a. Evaluation des charges :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.



Evaluation des efforts sur le mur en retour

b. Etude de l'oreille :

b.1. Efforts verticaux :

Les efforts verticaux sont donnés par la formule de (SETRA) suivante :

>$T_v=(2,5.l.h.e/2)+0,3l+P_v$

$T_{vELS}=(2,5\times6,5\times5,33\times0,4/2)+(0,3\times6,5)+(1,2\times4)=24,0725t/ml.$

$T_{vELU}=1,35[(2,5\times6,5\times5,33\times0,4/2)+(0,3\times6,5)]+[1,6\times(1,2\times4)]=33,7t/ml.$

>$M_v=(2,5.l^2.h.e/6)+0,3.l^2/2+P_v(l-1)$

$M_{vELS}=(2,5\times6,5^2\times5,33\times0,4/6)+(0,3\times6,5^2/2)+(1,2\times4\times(6,5-1))=70,269t.m.$

$M_{vELU}=1,35\times[(2,5\times6,5^2\times5,33\times0,4/6)+(0,3\times6,5^2/2)]+1,6\times(4\times(6,5-1))=94,423t.m.$

b.2. Efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux sont donnés par la formule du (SETRA) suivante :

>$T_H=((h/3)+0,5)l.h.0,5+P_H$

$T_{H\,ELS}=((5,33/3)+0,5)\times6,5\times5,33\times0,5+(1,2\times2)=41,838t/ml.$

$T_{H\,ELS}=1,35[((5,33/3)+0,5)\times6,5\times5,33\times0,5]+(1,6\times2)=56,13t/ml.$

>$M_H=((h/3)+0,5)l^2.h/6+P_H(l-1)$

$M_{H\,ELS}=((5,33/3)+0,5)\times6,5^2\times5,33/6+(1,2\times2\times(6,5-1))=98,648t.m.$

$M_{H\,ELS}=1,35[((5,33/3)+0,5)\times6,5^2\times5,33/6]+(1,6\times2\times(6,5-1))=132,95t.m.$

b.3. Le ferraillage de l'oreille :

- **Verticalement :**

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

f_{c28} = 27 MPa ; h = 1m ; b = 0,4m.

Le ferraillage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

A_s =6,37cm^2.

>Condition de non fragilité :

$A_{min}/(b_0.d) \geq 0,23f_{tj}/f_e \Rightarrow A_{min}=0,23\times0,4\times5,33\times0,9\times2,4/400$ =29,15cm^2.

$A_s < A_{smin}$ alors on prend A_{smin} donc on a :**6HA25**=29,45cm^2.

Pour l'armature de construction on prend :

$A`_s=A_s/3$=9,82cm$^2$ ;Soit : **6HA16** pour $A`_s$ =12,06cm^2.

- **Horizontalement :**

Le ferraillage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

A_s = 57,2cm^2. Soit : **12HA25** pour A_s =58,9cm^2.

>Condition de non fragilité :

$A_{min}/(b_0.d) \geq 0,23f_{tj}/f_e \Rightarrow A_{min}=0,23\times0,4\times5,33\times0,9\times2,4/400$ =26,47cm^2.

$A_s > A_{smin}$ alors on prend A_s.

Pour l'armature de construction on prend :

$A`_s=A_s/3$=19,63cm$^2$ ; Soit : **12HA16** pour $A`_s$ =24,13 cm^2.

c. Ferraillage de la deuxième partie du mur en retour :

c.1. Efforts horizontaux :

-Poussée des terres : P_t =1/2×[0,33×2×[7,45² × 1] = 18,36 t /ml.
-Poussée des surcharges sur remblai : P_{sr} = 1,2×7,45 ×0,33×1 = 2,95 t /ml.

- **Les moments** :

-Poussée des terres : M_t = 18,36 × 1/3(7,45) = 45,59 t.m /ml.
-Poussée des surcharges sur remblai : M_{sr} = 2,95×1/3(7,45) = 7,32 t.m /ml.

- **Les combinaisons :**

-ELU : M_{ELU} = 1,35 M_t +1,6M_{sr} = 73,26 t.m /ml.
-ELS: M_{ELS} = M_t +1,2 M_{sr} = 54,38 t.m /ml.

c.2. Efforts verticaux :

-Poids propre du mur : P_G = 1 ×0,4×7,45× 2,5 = 7,45 t /ml.
-Poids propre de la superstructure: P_{su} = 0,3t/ml.

- **Les moments :**

-Poids propre du mur : M_G = 7,45 × (7,45/2) = 27,75 t.m /ml.
-Poids propre de la superstructure: $_{Msu}$ = 0,3× 0,5 = 0,15 t.m/ml.

- **Les combinaisons :**

-ELU : M_{ELU} = 1,35(M_G+ M_{su}) = 37,67 t.m /ml.
-ELS: M_{ELS} = M_G + M_{su} = 27,9 t.m /ml.

c.3. Le ferraillage:

- **Verticalement :**

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:
f_{c28} = 30 MPa ; h = 1m ; b = 0,4m.
Le ferraillage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot 2010 expert on obtient :
A_s = 15,1 cm²/ml. Soit : **5HA20** pour A_s = 15,71 cm²/ml.

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min}/(b_0.d) \geq 0,23 f_{tj}/f_e \Rightarrow 15,71 \geq 0,23 \times 0,4 \times 1 \times 0,9 \times 2,4/400 = 4,96 cm^2$ vérifié .
Pour l'armature de construction on prend :

$A_y=A_s/3=5,23cm^2/ml$. Soit : **4HA14** pour $A_y = 6,16\ cm^2/ml$.

- **Horizontalement :**

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire: $f_{c28} = 30$ MPa.
Le ferraillage à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot expert 2010 on obtient :
$A_s = 10,2\ cm^2/ml$. Soit : **6HA16** pour $A_s = 12,06\ cm^2/ml$.

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min}/(b_0.d) \geq 0,23f_{tj}/f_e \Rightarrow 12,06 \geq 0,23\times0,4\times1\times0,9\times2,4/400 = 4,96cm^2$.vérifié
Pour l'armature de construction on prend :
$A_y=A_s/3=4,02cm^2/ml$. Soit : **4HA14**pour $A_y = 6,16\ cm^2/ml$.

IX.5. Mur frontal :

a. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

a.1. Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Son poids propre.

a.2. Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion B_c.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	P (t)	cas	$\varepsilon_h \times P$	$(1 \pm \varepsilon_v) \times P$	H	V	M_R	M_S
Mur de garde grève	**44,476**	**C.N**	**0**	**44,48**	**1**	**5,5**	**0,00**	**44,48**
	44,476	**H+V**	**8,895**	**47,14**	**1**	**5,5**	**48,92**	**47,14**
Corbeau	**4,3875**	**C.N**	**0**	**4,39**	**1,4**	**6,3**	**0,00**	**6,14**
	4,3875	**H+V**	**2,11**	**4,65**	**1,4**	**6,3**	**13,29**	**6,51**
Mur frontal	**322,14**	**C.N**	**0**	**322,14**	**0**	**1,77**	**0,00**	**0,00**
	322,14	**H+V**	**133,91**	**341,47**	**0**	**1,77**	**237,02**	**0,00**
Mur en retour	**112,96**	**C.N**	**0**	**112,96**	**3,25**	**5**	**0,00**	**367,12**
	112,96	**H+V**	**21,47**	**119,74**	**3,25**	**5**	**107,35**	**389,15**
Dalle de transition	**36,6**	**C.N**	**0**	**36,60**	**3,25**	**6,6**	**0,00**	**118,95**
	36,6	**H+V**	**15,98**	**38,80**	**3,25**	**6,6**	**105,47**	**126,09**
Poids des terres sur DDT	**87,84**	**C.N**	**0**	**87,84**	**2**	**7,27**	**0,00**	**175,68**
	87,84	**H+V**	**20,25**	**93,11**	**2**	**7,27**	**147,22**	**186,22**
Poussée sur MGG+MF	**223,45**	**C.N**	**81,63**	**0,00**	**0**	**2,48**	**202,44**	**0,00**
							0,00	**0,00**
	325,03	**H+V**	**139,07**	**0,00**	**0**	**2,48**	**344,89**	**0,00**
							0,00	**0,00**
Poids des surcharges	**78**	**C.N**	**0**	**78,00**	**3,44**	**7,48**	**0,00**	**268,32**
	78	**H+V**	**46,37**	**82,68**	**3,44**	**7,48**	**346,85**	**284,42**
Réaction du tablier	**12135,35**	**C.N**	**0**	**12135,35**	**0,05**	**6,48**	**606,77**	**0,00**
	12135,35	**H+V**	**130**	**12863,47**	**0,05**	**6,48**	**1485,57**	**0,00**
Effort de freinage	**26,11**	**C.N**	**26,11**	**0,00**	**0**	**6,31**	**164,75**	**0,00**
Total	**CN**	**C.N**	**107,74**	**12821,75**	/	/	**973,96**	**980,69**
	H+V	**H+V**	**518,05525**	**13591,06**	/	/	**2491,69**	**1039,53**

a.3. Condition normale :

-Effort normal : $\sum(1+K_v)P=12821,75t.$

ELS : $N=\sum(1+K_v)P/L_{tablier}=986,3t$.

ELU : $N=N_{ELS}\times 1,35=1331,51t.$

-Moment : $M=\sum M_S-\sum M_R=6,73t.m.$

ELS : $M=0,52t.m/ml.$

ELU: $M= 0,702t.m/ml.$

a.4. Condition sismique:

-Effort normal : $\sum(1+K_v)P=13591,06t.$

ELS : $N=\sum(1+K_v)P/L_{tablier}=1045,47t$.

ELU : $N=N_{ELS}\times 1,35=1411,38t.$

-Moment : $M=\sum M_S-\sum M_R=1452,16t.m.$

ELS : $M=111,7t.m/ml.$

ELU: $M= 150,8t.m/ml$

b. Ferraillage :

b.1. Verticalement :

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELU avec : f_{c28} =30 MPa ; b_0 = 1m ; h=2,8m.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.
Le ferraillage se fait à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :
$A_s = A`_s$ =28 cm^2/ml. Soit **9HA20**: pour A_s = 28.27cm^2/ml.

b.2. Condition de non fragilité :

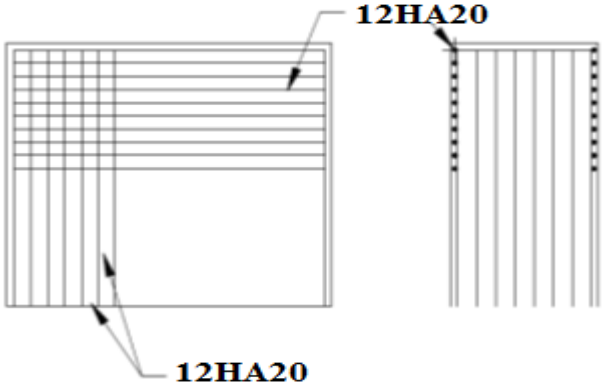
$A_s/(b_0.d) \geq 0{,}23 f_{tj}/f_e \Rightarrow 28 \geq 0{,}23 \times 1 \times 2{,}8 \times 0{,}9 \times 2{,}4/400 = 34{,}78 cm^2$. Non vérifié
Alors on prend la section donnée par la condition de non fragilité :
A_s = 34,78cm^2/ml. Soit **12HA20**: pour A_s = 37,70 cm^2/ml.
Pour l'armature de construction on prend :
$A_y = A_s/3$=12,57cm^2/ml. Soit : **9HA14** pour A_y = 13,85cm^2/ml.

b.3. Horizontalement :

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELU avec : f_{c28} =30MPa ; b_0 = 1m ; h= 2,8 m.
On remarque que la condition la plus défavorable est la condition normale.
M_{ELU} = 150,8t.m/ml.
M_{ELU} = 111,7t.m/ml.
A_s= 31,7 cm^2/ml.Soit:**11HA20** pour A_s= 34,56cm^2/ml.

b.4. Condition de non fragilité :

$A_s/(b_0.d) \geq 0{,}23 f_{tj}/f_e \Rightarrow 34{,}56 \leq 0{,}23 \times 1 \times 2{,}8 \times 0{,}9 \times 2{,}4/400 = 34{,}78 cm^2$. Non vérifié
Alors on prend la section donnée par la condition de non fragilité :
A_s = 34,78cm^2/ml. Soit **12HA20**: pour A_s = 37,70 cm^2/ml.
Pour l'armature de construction on prend :
$A_y = A_s/3$=12,57cm^2/ml. Soit : **9HA14** pour A_y = 13,85cm^2/ml.



Ferraillage du mur frontal

X. Etude des fondations :

X.1. Combinaisons des charges :

Sont les suivantes :
E.L.S: G + V + S + W + FF
E.L.U: 1, 35(G + V + S) + 1,5(W+FF)
E.L.A: G+V+EX
G+V+EY

N.B : Voyant le mode d'appuis du tablier sur les piles de notre ouvrage, il apparait clairement que le moment sismique le plus prépondérant c'est le moment dans le sens longitudinal du pont (Mx), donc de raison de facilité du travail, on calcule seulement le moment dans le sens x.

Le tableau suivant récapitule tous les sollicitations appliquées sur la pile la plus élancée :

Combinaisons: G + V + S + W + FF

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	M_y(t.m)
Poids Tablier	**991,192**	/	**-0,3**	/	**-297,4**
MGG+corbeau	**48,87**	/	**1,3**	/	**63,5**
Mur frontal	**322,14**	/	**-0,25**	/	**-80,5**
Mur en retour	**112,96**	/	**3,5**	/	**395,4**
Poids terres arriere	**238,53**	/	**2**	/	**477,1**
Poids terres avant	**27,6**	/	**-2,3**	/	**-63,5**
Dalle de transition	**36,6**	/	**3,5**	/	**128,1**
Semelle	**386,4**	/	**0**	/	**0,0**
Poussée des terres	/	**204,43**	/	**-3,15**	**-644,0**
Surcharge sur remblai	**59,52**	**0,00**	**3**	**0**	**178,6**
Mc120	**437,688**	/	**-0,3**	/	**-131,3**
	2661,5				**26,0**

Combinaisons: G + V +M_{c120} + FF

Réaction max sur les pieux

Rmin(t)	**330,88**
Rmax(t)	**334,49**

Combinations: G+V+EX :

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t.m)
Poids Tablier	**991,192**	**198,24**	**0,05**	**-4,5**	**-842,5**
MGG+corbeau	**48,87**	**9,77**	**1,3**	**-7,5**	**-9,8**
Mur frontal	**322,14**	**64,43**	**-0,25**	**-3,6**	**-312,5**
Mur en retour	**112,96**	**22,59**	**3,5**	**-3,25**	**321,9**
Dalle de transition	**41,25**	**8,25**	**3,5**	**-6,5**	**90,8**
Semelle	**386,4**	**77,28**	**-0,3**	**-1**	**-193,2**
séisme Poids Tablier	**59,47**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-17,8**
séisme MGG+corbeau	**2,9322**	**0,00**	**1,3**	**0**	**3,8**
séisme Mur frontal	**19,33**	**0,00**	**-0,25**	**0**	**-4,8**
séisme Mur en retour	**6,78**	**0,00**	**3,5**	**0**	**23,7**
séisme Dalle de transition	**2,475**	**0,00**	**3,5**	**0**	**8,7**
séisme Semelle	**23,184**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-7,0**
Poids terres avant	**27,6**	**0,00**	**-2,3**	**0**	**-63,5**
Poids terres arrière	**238,53**	**0**	**2**	**0**	**477,1**
Poussée des terres	**0**	**297,36**	**0**	**-3,15**	**-936,7**
Mc120	**87,54**	**0**	**-0,3**	**0**	**-26,3**
	2370,65	**677,92**			**-1488,1**

Combinaisons: G+V+ 0,2M_{c120}+EX

Réaction max sur les pieux

Rmax(t)	**399,67**
Rmin(t)	**192,99**

a. <u>Conditions normales :</u>

- N_{max} = 2661,5t.
- M_{max} = 26 t.m.

b. <u>Conditions sismiques :</u>

- N_{max} = 2370,65 t.
- M_{max} = -1488,1 t.m.

X.2. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$Ni=(N/n)+(M_x y/\sum y^2)+(M_y x/\sum x^2)$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

a. Condition normale :

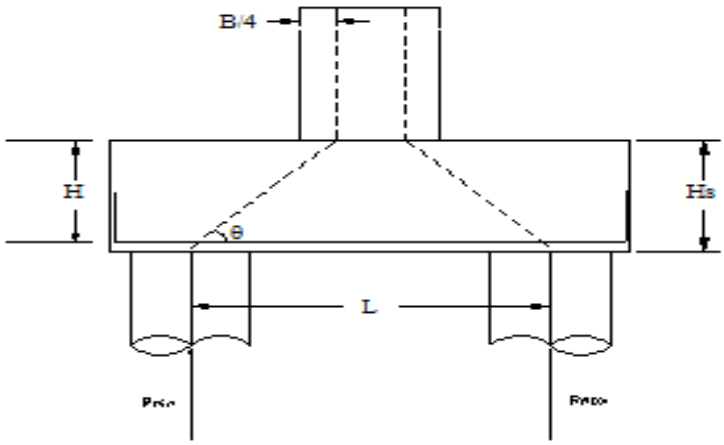
N_1 =(2661,5/8)+((26×1,2)/(8×1,2^2))=335,4t.
N_2=(2661,5/8)-((26×1,2)/(8×1,2^2))=329,98t.

b. Condition sismique:

N_1 =(2370,65/8)+((1448,1×1,2)/(8×1,2^2))=447,175t.
N_2 =(2370,65/8)-((1448,1×1,2)/(8×1,2^2))=145,5t.

X.3. Ferraillage de la semelle:

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera **la méthode des bielles**, il faut pour cela que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45°,sinon on utilisera la méthode dite des consoles.
tgθ=H/((L/2)-(B/4)) Avec L=3.6m Hs=2m H=(0,9 Hs)=1,8m
B=2,8m pour la culée



Donc on a :θ=58,57°alors on applique la méthode des bielles

a. Condition normale :

σ_a=2σ_e/3=26666,66t/m^2.
A=N_1.(L/2-B/4)/H.σ_a= 335,4×(3,6/2-2,8/4)/1,8×26666,66=76,86cm^2

b. Condition sismique :

$\bar{\sigma}_a$=σ_e=40000t/m^2.
A= N_2.(L/2-B/4)/H.σ_a= 447,175×(3,6/2-2,8/4)/1,8×40000=68,32cm^2
La condition normale est la plus défavorable :A_s=76,86cm^2.On prend:**16HA25** pour A_s=78,54cm^2.
n : Nombre de barre = 16barres.
d : Enrobage = 10cm.
Ø : Diamètre de pieu = 1,2 m.
L'espacement est de :S_t=(H+d+Φ)/(n-1)=(1,8-0,1+1,2)/(16-1)=20cm.

On prend : S_t=20cm.
Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :L=H+Φ_{pieu}=1,6+1,2=2,8m.
Entre les différentes bandes, on placera des armatures de répartitions tel que :
A_l=A/3=78,54/3=26,18cm^2.Soit:**6HA25** pour A_l= 29,45cm^2.

c. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les pieux de fondation.
A_l=A/3=78,54/3=26,18cm^2.Soit:**6HA25** pour A_l= 29,45cm^2.
S_t=(H+d+Φ)/(n-1)=(1,8-0,1+1,2)/(6-1)=60cm.

d. Armatures de construction :

d.1. Armatures transversales supérieures:

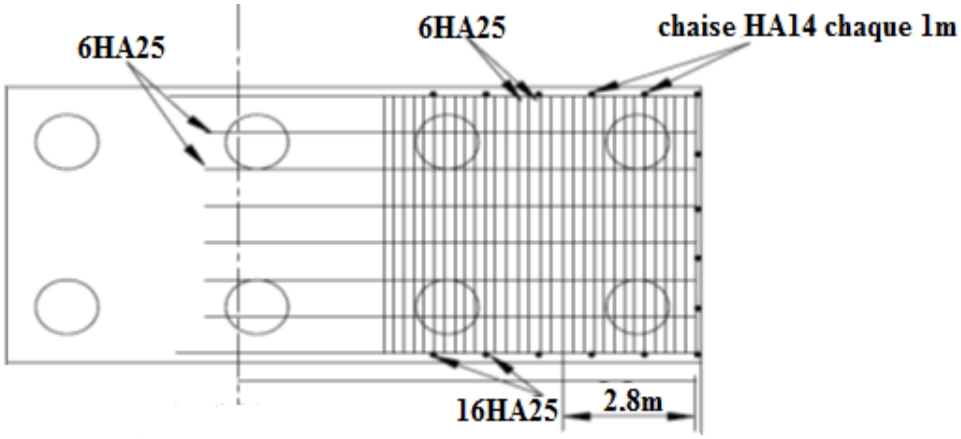
A_{ts}=A/10=78,54/10=7,854cm^2.Soit:**7HA12** pour A_l= 7,92cm^2.
S_t=(H+d+Φ)/(n-1)=(1,8-0,1+1,2)/(7-1)=50cm.

d.2. Armatures longitudinales supérieures :

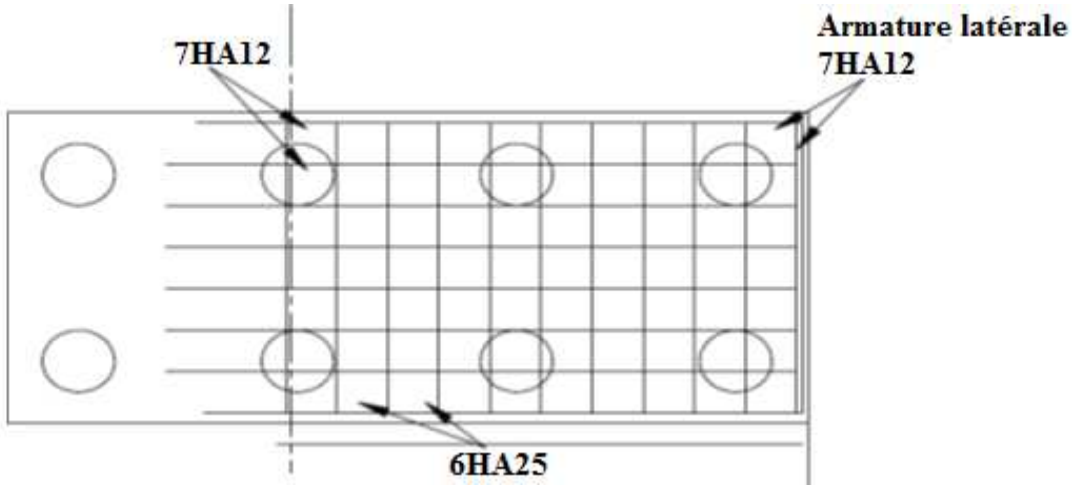
A_{ls}=A/3=78,54/3=26,18cm^2.Soit:**6HA25** pour A_l= 29,45cm^2.
S_t=(H+d+Φ)/(n-1)=(1,8-0,1+1,2)/(6-1)=60cm.

d.3. Armatures latérales :

A_{la}=A/10=78,54/10=7,854cm^2.Soit:**7HA12** pour A_l= 7,92cm^2.
A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de 1m**.**



Ferraillage de la semelle (nappe inférieure)



Ferraillage de la semelle (nappe supérieure)

XI. Etude des pieux :

Les pieux sont supposés encastrés en tête dans la semelle et libres à la base, ils sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de H^* et M^* d'où :

$M^*=(-X^H_\varphi.H^*)/(X^M_\varphi.\lambda)$

H^* : effort horizontal en tête de pieu.

M^* : Moment fléchissant en tête de pieu.

λ: paramètre dépendant du module de réaction du sol « C_u » et des caractéristiques du pieu et a la formule suivante : $\lambda=(\Phi.C_u/4.E.I)^{1/4}$

Avec :

Φ : Le diamètre du pieu ; Φ =1,2 m.

Cu : le module de réaction du sol ; C_u=25 MN/m^3.

I : moment d'inertie du pieu ; I=0,102 m^4.

E : module d'élasticité du béton ; E=33000 MPa.

D'où : $\lambda.L$= 4,345 avec L=20m la longueur du pieu.

X^H_φ =1,293;X^M_φ =1,559(tirés à partir des tableaux de Warner).

A l'ELS: $H^*=H_s/n$= 334,49/8=41,81t.

$M^*=(-X^H_\varphi.H^*)/(X^M_\varphi.\lambda)$=-157,62t.m.

A l'ELS: $H^*=H_s/n$= 399,67/8=59,96t.

$M^*=(-X^H_\varphi.H^*)/(X^M_\varphi.\lambda)$=-226,04t.m.

XI.1. Ferraillage :

Le Calcul de la Section se fait en Flexion Déviée Composée :

- Béton: f_{c28} =30MPa;Acier:f_e = 400,0MPa.
- Fissuration préjudiciable.
- Prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Donc D'après robot expert version 2010:

A_{S1} =107,7(cm^2) soit **22HA25.**

- L'espacement :

S_t=2πr /n=2×3,14×60/22

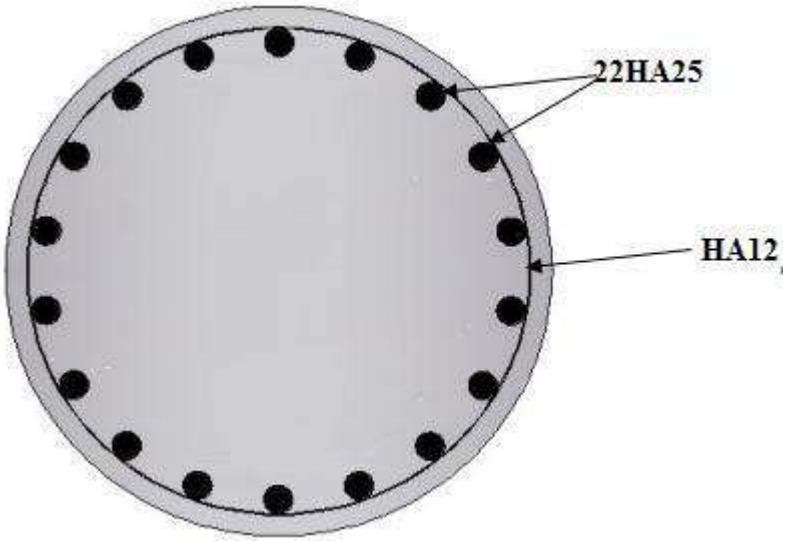
S_t=20cm.

XI.2. Armatures transversales

$\Phi_t \geq \Phi_l$ /3=25/3

Φ_t= 8,33 cm.

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés 15cm.



Ferraillage du pieu sous culée

CONCLUSION GENERALE :

Notre projet a été bénéfique sur plusieurs plans. Il nous a permis de compléter les connaissances théoriques que nous avons reçues au sein de l'ENSTP.

En espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondue aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

Enfin, nous sommes certains que nos connaissances personnelles et celles que nous avons acquises lors du stage nous permettront à l'avenir d'affronter la vie active avec courage et sérénité.

Annexe

- ✓ **Références bibliographiques et web:**

- **Ouvrage:**

-Documents SETRA

>Bulletin techniques n°7(ponts construits par encorbellements successifs)

>Guide de conception des ponts construits par encorbellements successifs

>Appareils d'appui en élastomère fretté

>ponts à poutres préfabriquées par post tension

>Guide bipoutre mixte

-Fascicule 61 titre II

-Conception des ponts J.A.CALGARO

-Le béton précontraint aux états limites-Henri Thonier

-Règles BAEL et BPEL

-Règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA2008

- **Cours:**

-Ouvrages d'art ENSTP

-Béton armé et béton précontraint ENSTP

-Anciens PFE de l'ENSTP.

- **Logiciels:**

-Autodesk Robot Structural Analysis 2010

-Autocad 2011

-Microsoft office 2010

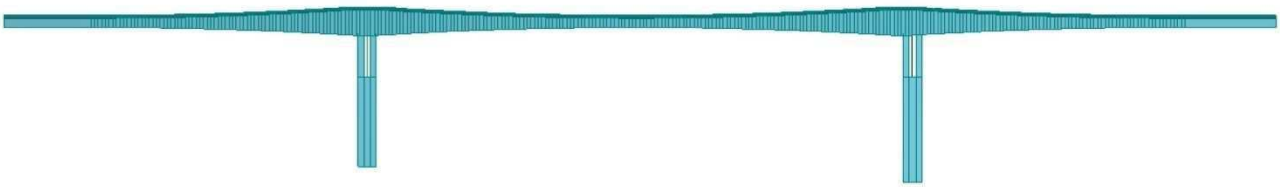
-RDM6

✓ Représentation de notre fléau sur Robot :

- Vue en plan:



- Vue en élévation:

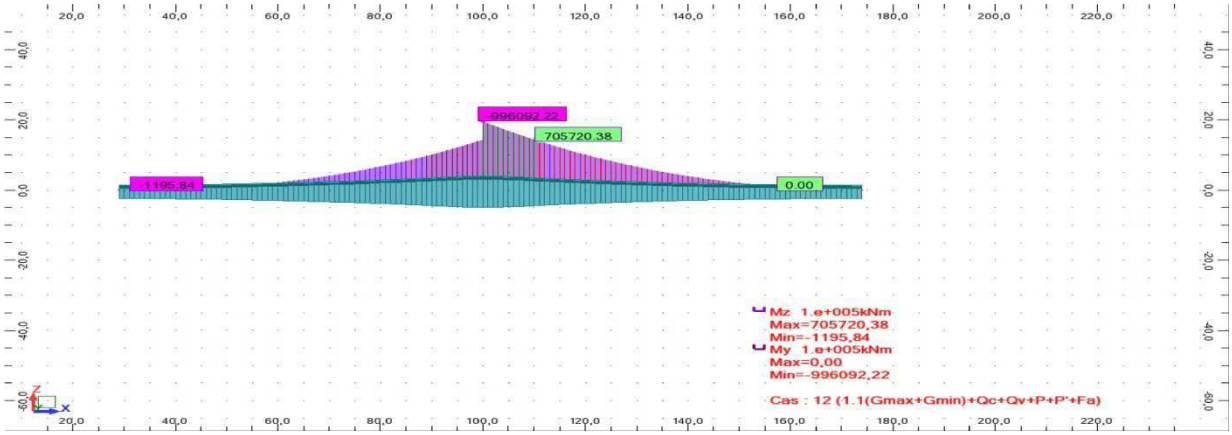


- Vue en 3D:

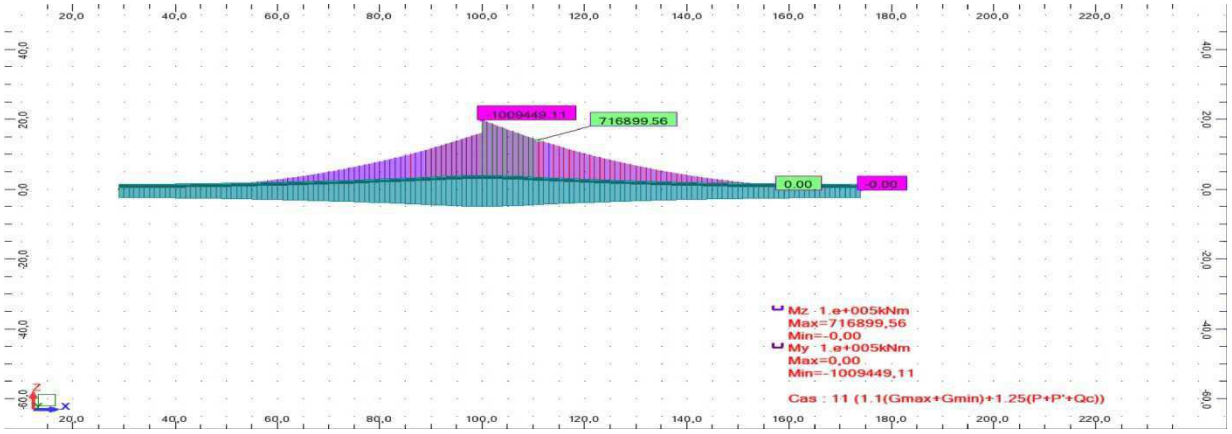


>Le fléau :

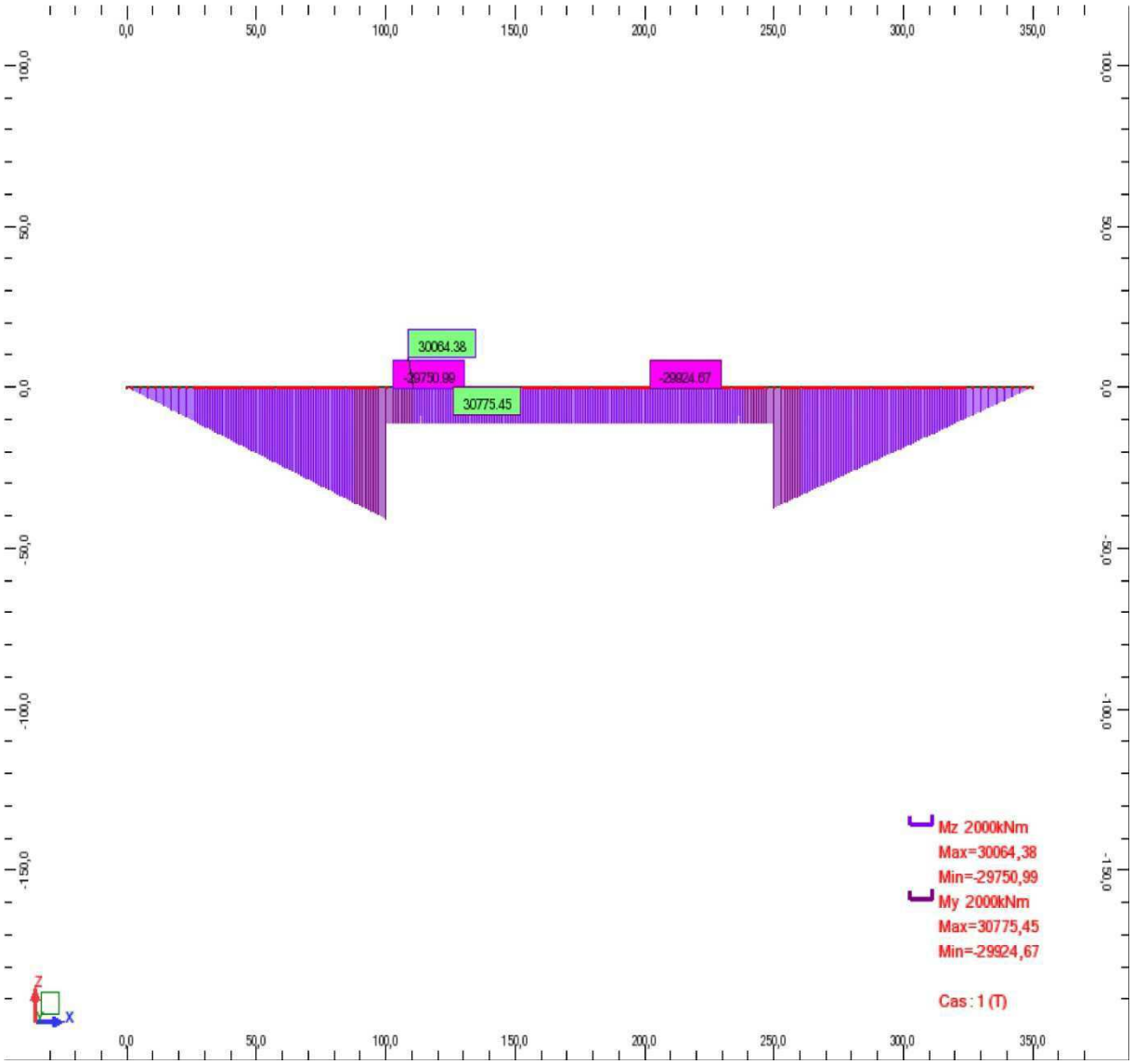
-Moment longitudinal ($1,1(G_{max}+G_{min})+Q_c+Q_v+P+P'+F_a$)



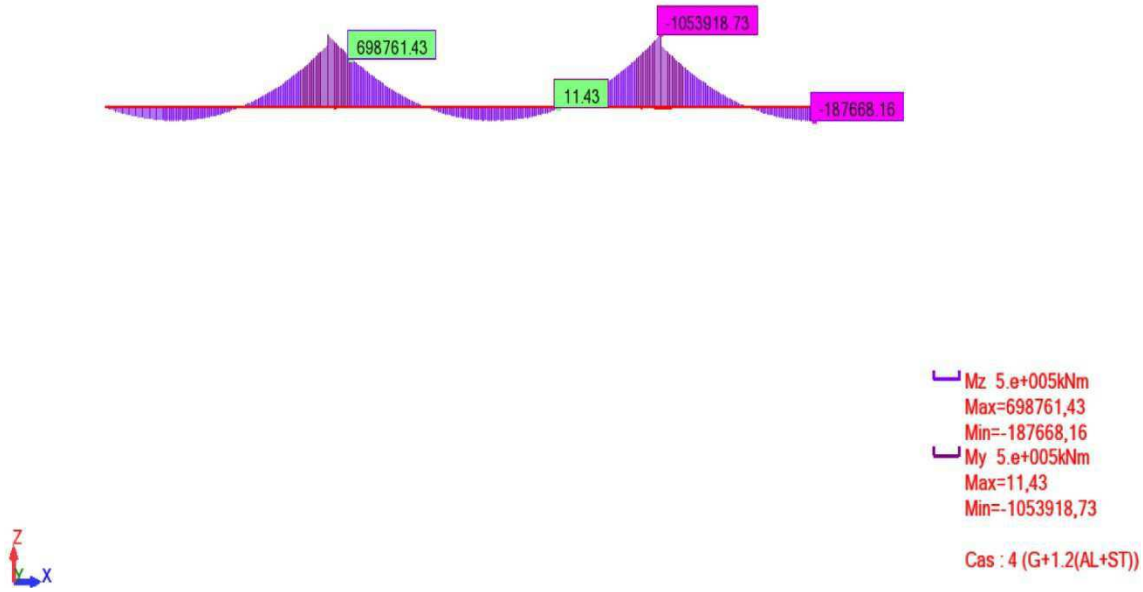
-Moment longitudinal ($1,1(G_{max}+G_{min})+1,25(Q_c+P+P')$)



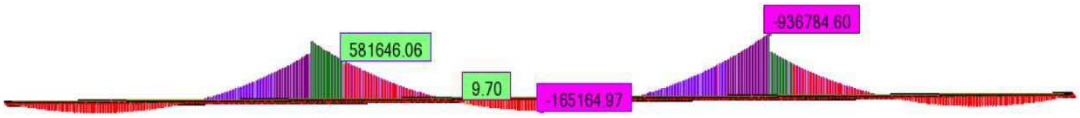
-Effet de temperature(T):



-Moment (G+1,2(AL+S_t)):



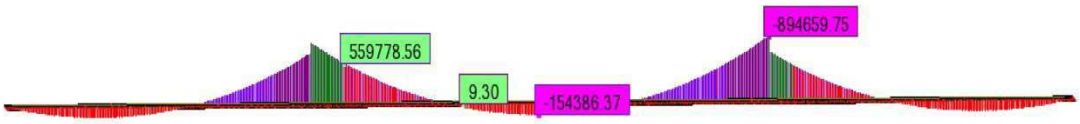
-Moment (G + 1,2(B_c+S_t)) :



Mz 5.e+005kNm
Max=581646,06
Min=-165164,97
My 5.e+005kNm
Max=9,70
Min=-936784,60

Cas : 34 (G + 1,2(Bc+St)) Composante 175/351

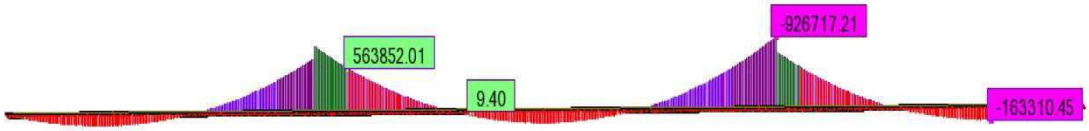
-Moment (G + 1,2(B_t+S_t)) :



Mz 5.e+005kNm
Max=559778,56
Min=-154386,37
My 5.e+005kNm
Max=9,30
Min=-894659,75

Cas : 37 (G + 1,2(Bt+St)) Composante 175/351

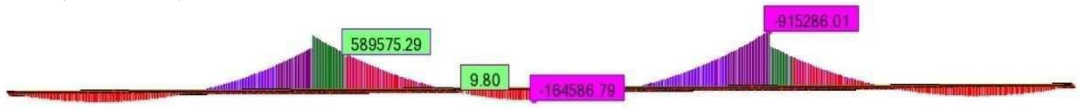
-Moment (G + M_{c120}) :



Mz 5.e+005kNm
Max=563852,01
Min=-163310,45
My 5.e+005kNm
Max=9,40
Min=-926717,21

Cas : 40 (G + Mc120) Composante 175/351

-Moment ($G + D_{240}$) :



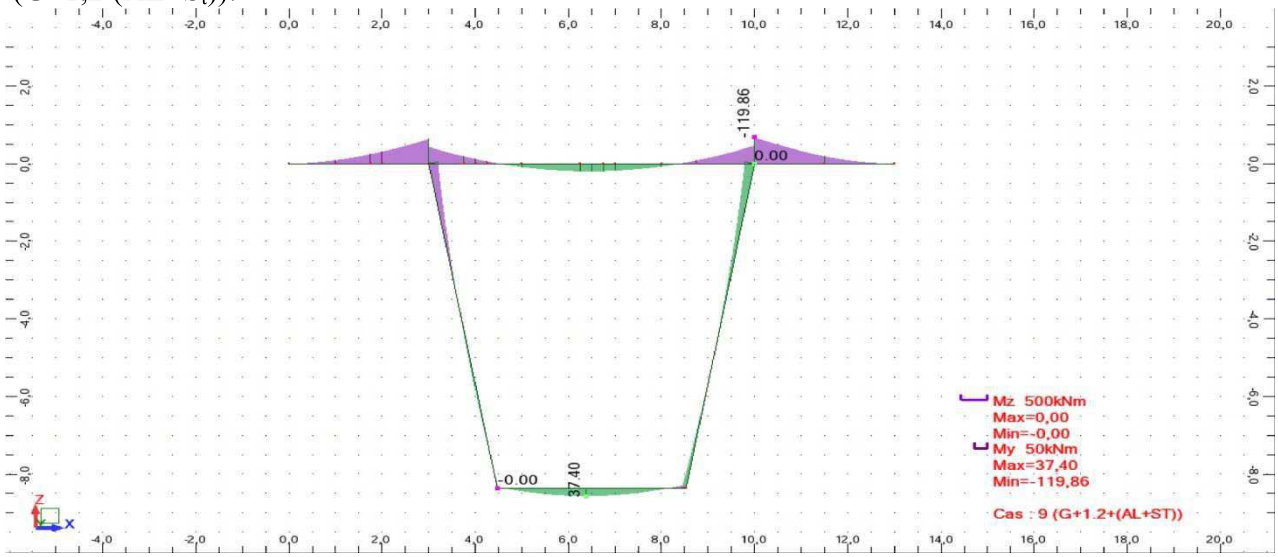
Mz 5.e+005kNm
Max=589575,29
Min=-164586,79
My 5.e+005kNm
Max=9,80
Min=-915286,01

Cas : 43 (G + D240) Composante 175/351

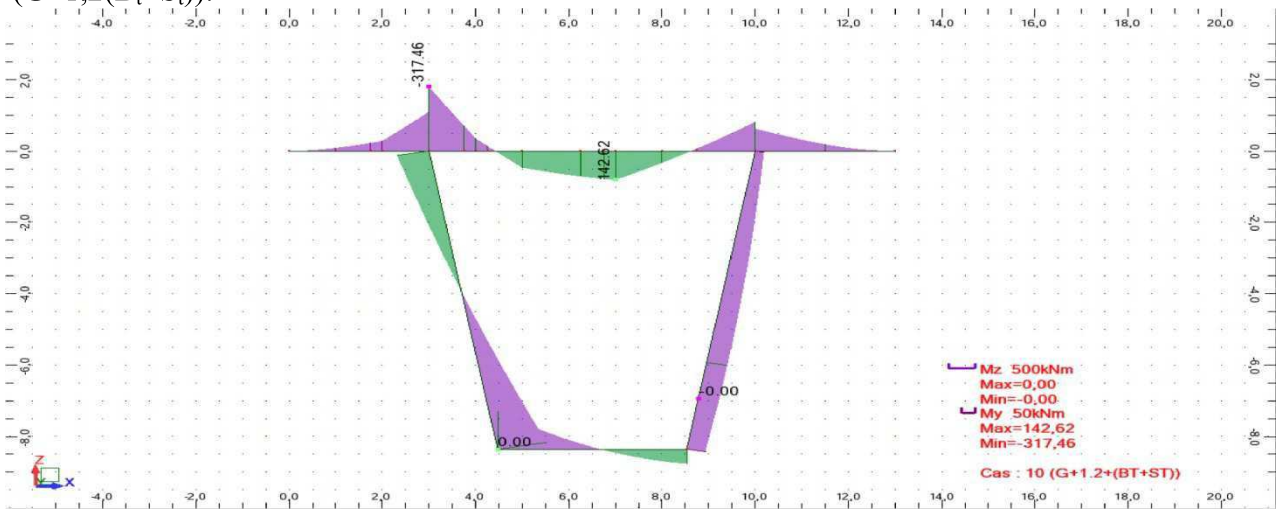
>Voussoir sur pile:

>>Moments :

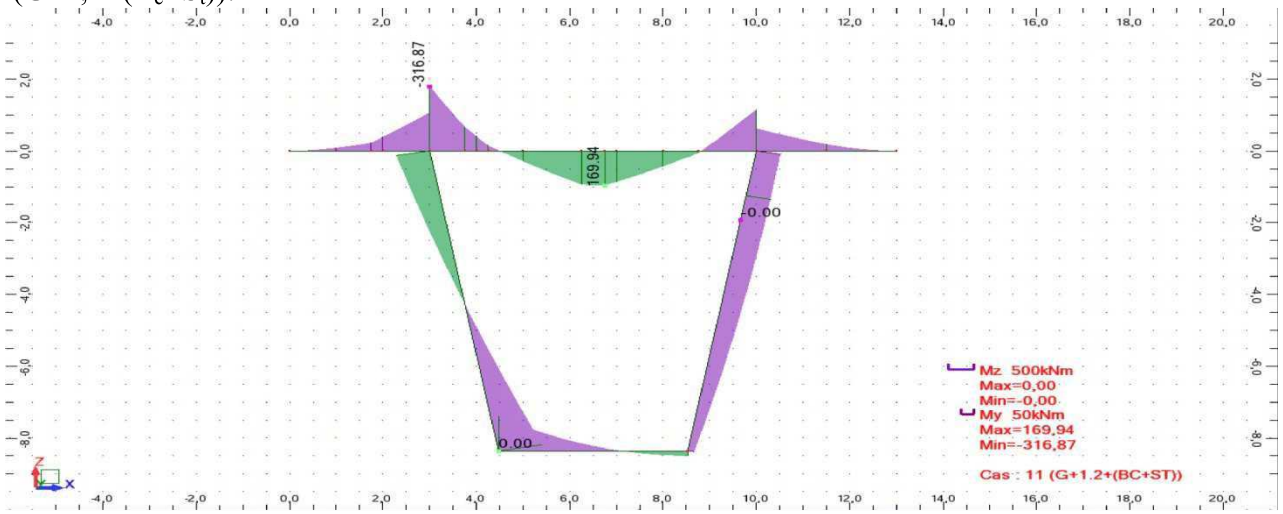
-($G+1,2\ (AL+S_t)$):



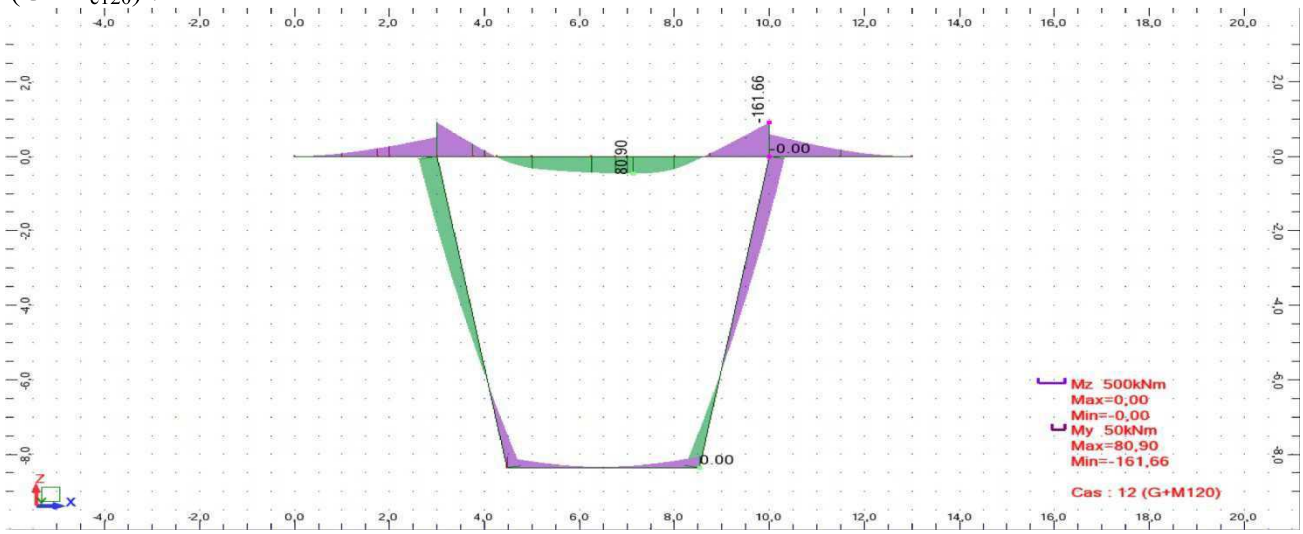
-($G+1,2(B_t+S_t)$):



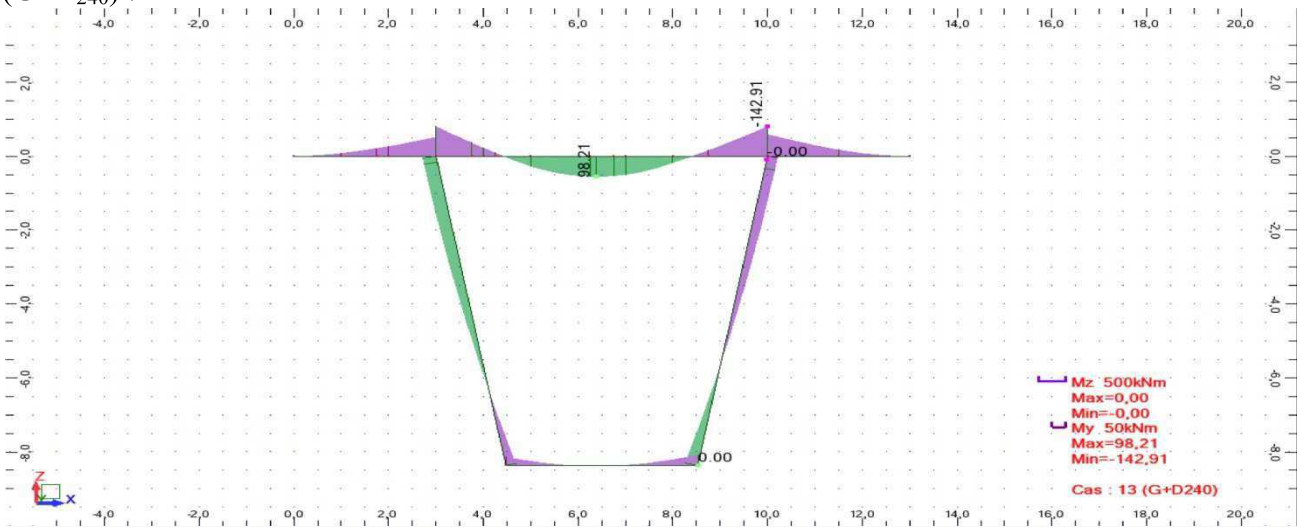
-(G+1,2+(B_c+S_t)):



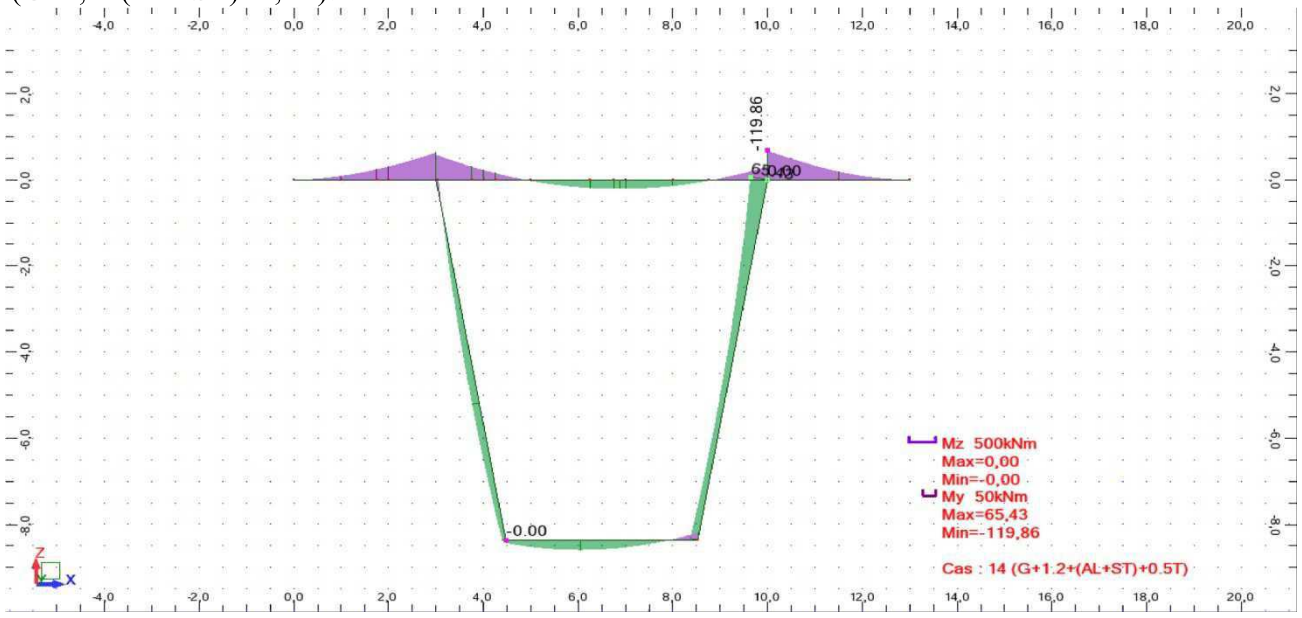
(G+M_{c120}) :



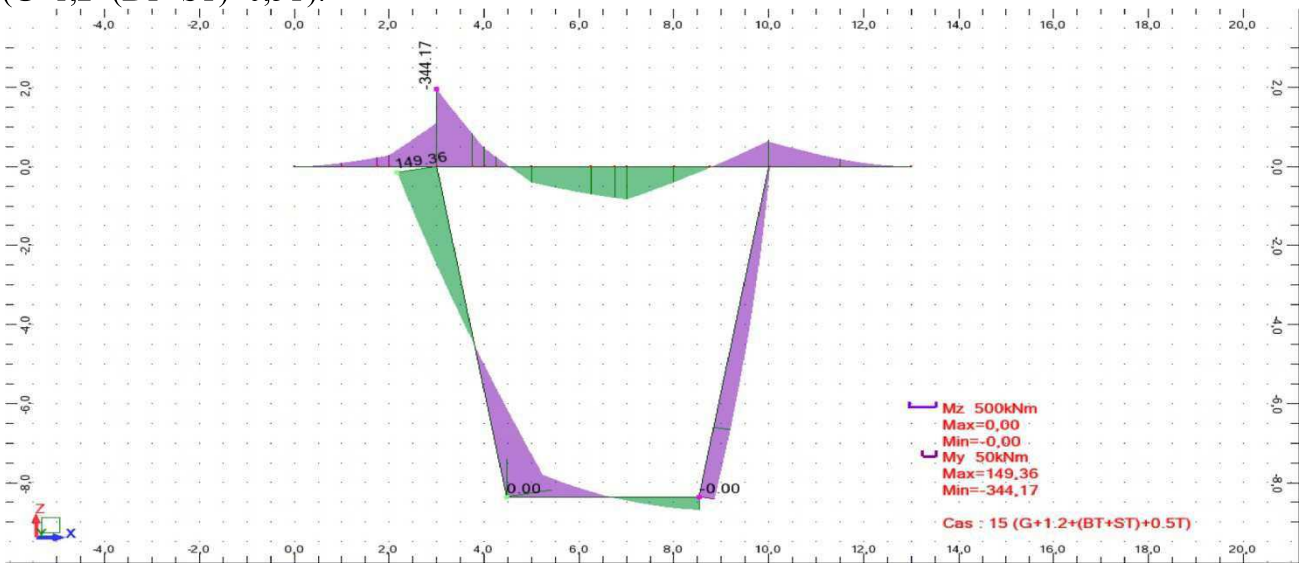
(G+D_{240}) :



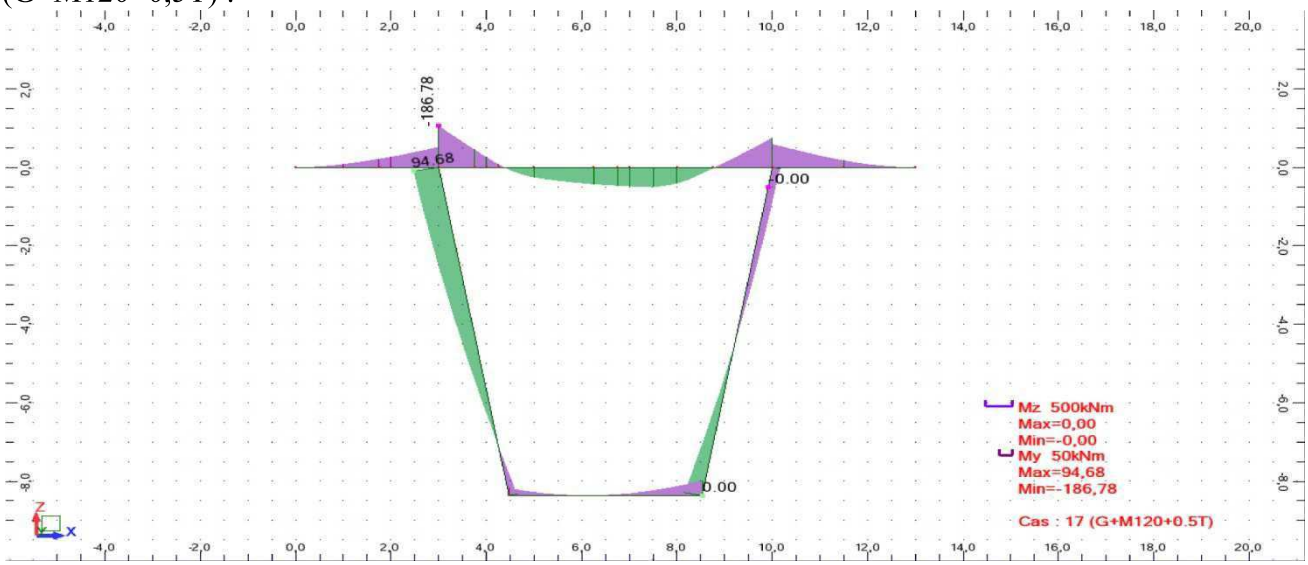
(G+1,2+(AL+ST)+0,5T):



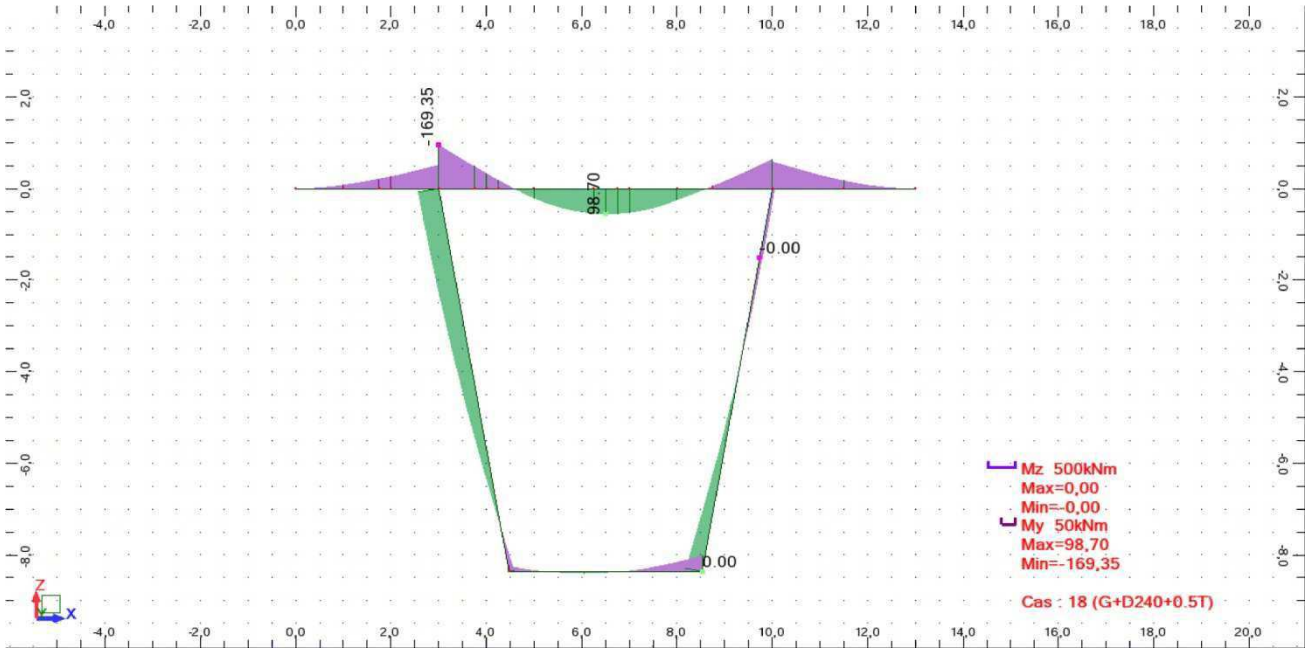
(G+1,2+(BT+ST)+0,5T):



(G+M120+0,5T) :



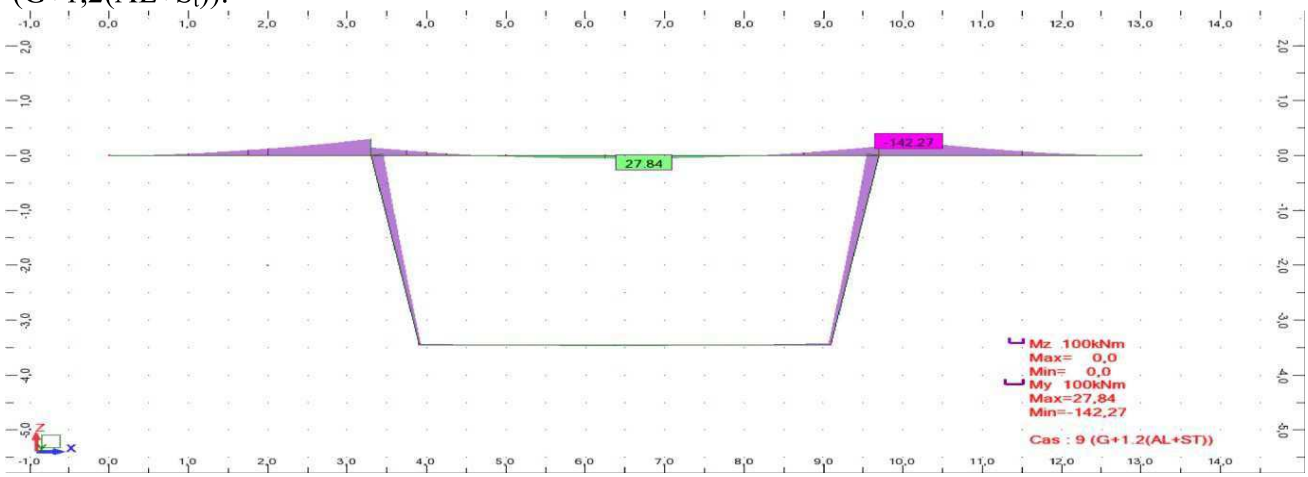
(G+D240+0,5T) :



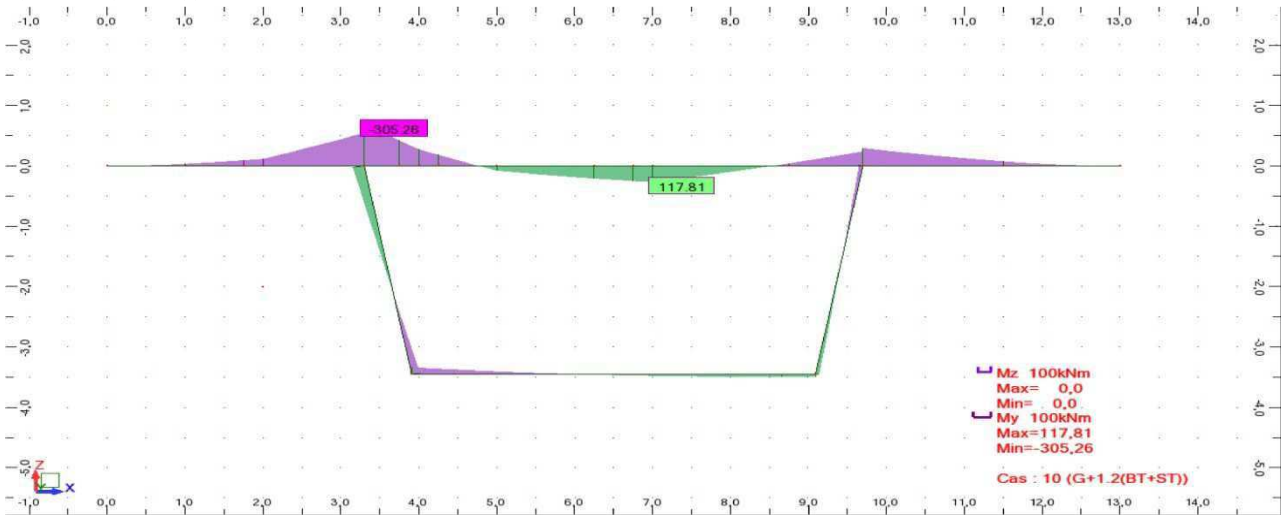
>Voussoir sur culée:

>>Moments :

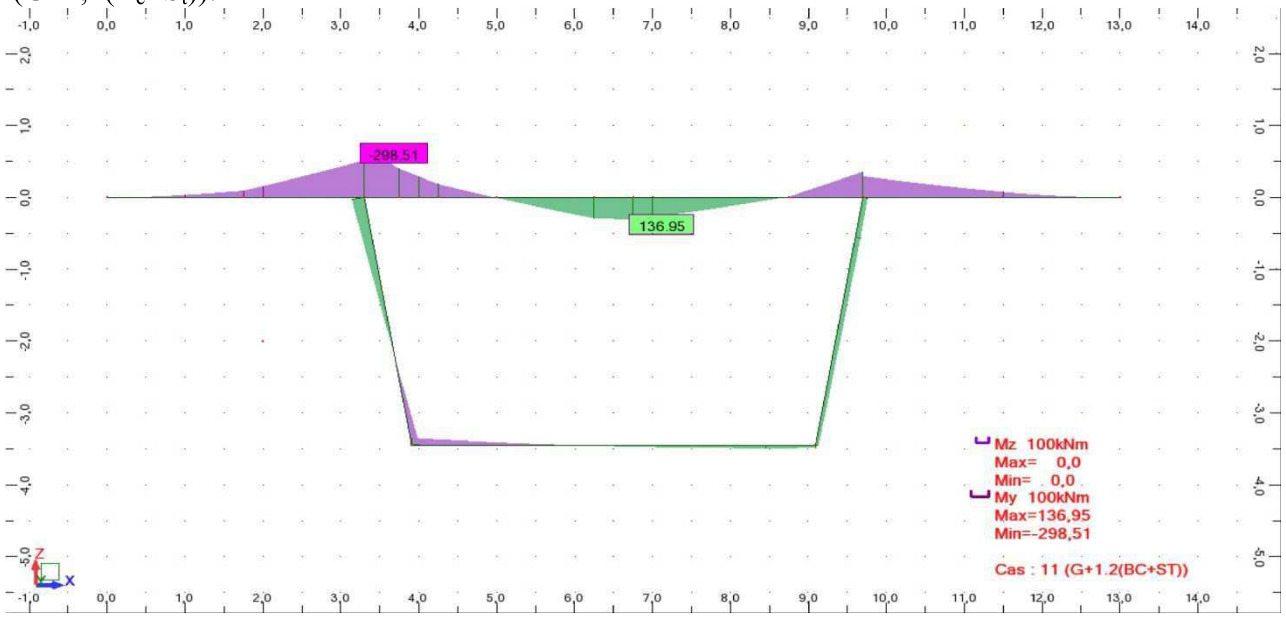
-(G+1,2(AL+S_t)):



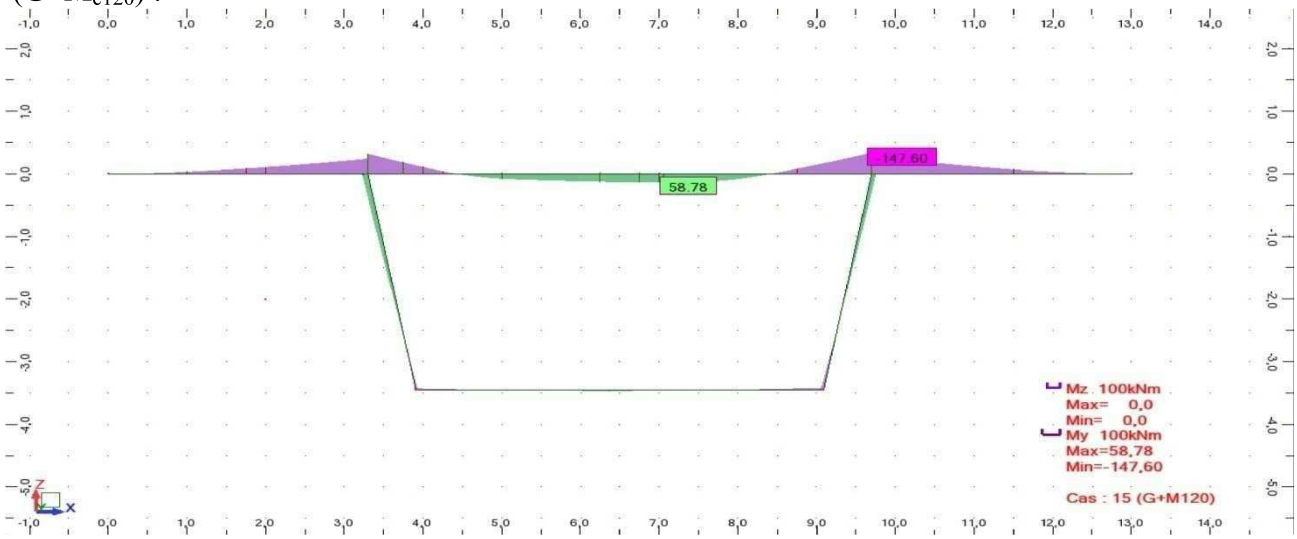
-(G+1,2(B_t+S_t)):



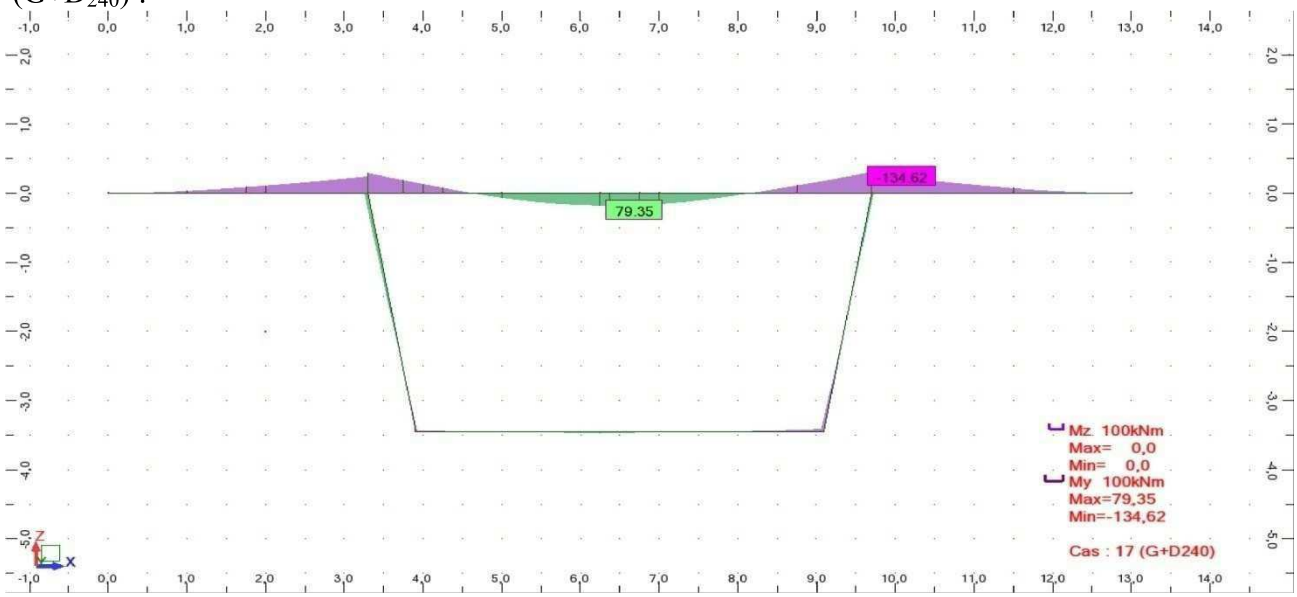
-(G+1,2(B_c+S_t)):



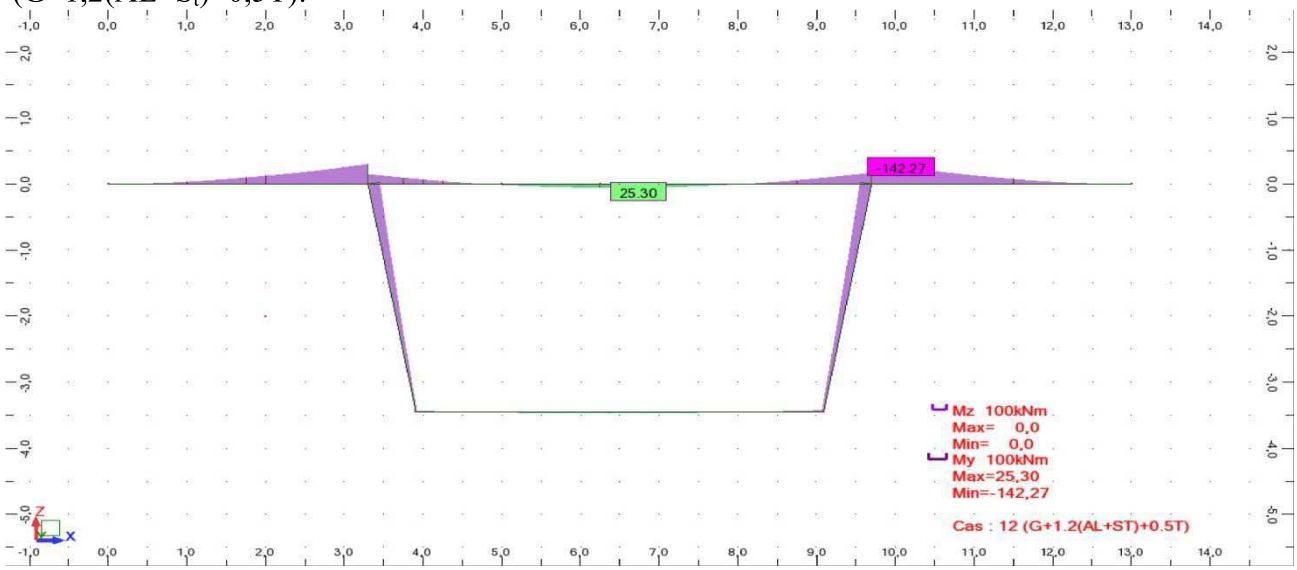
-(G+M_{c120}) :



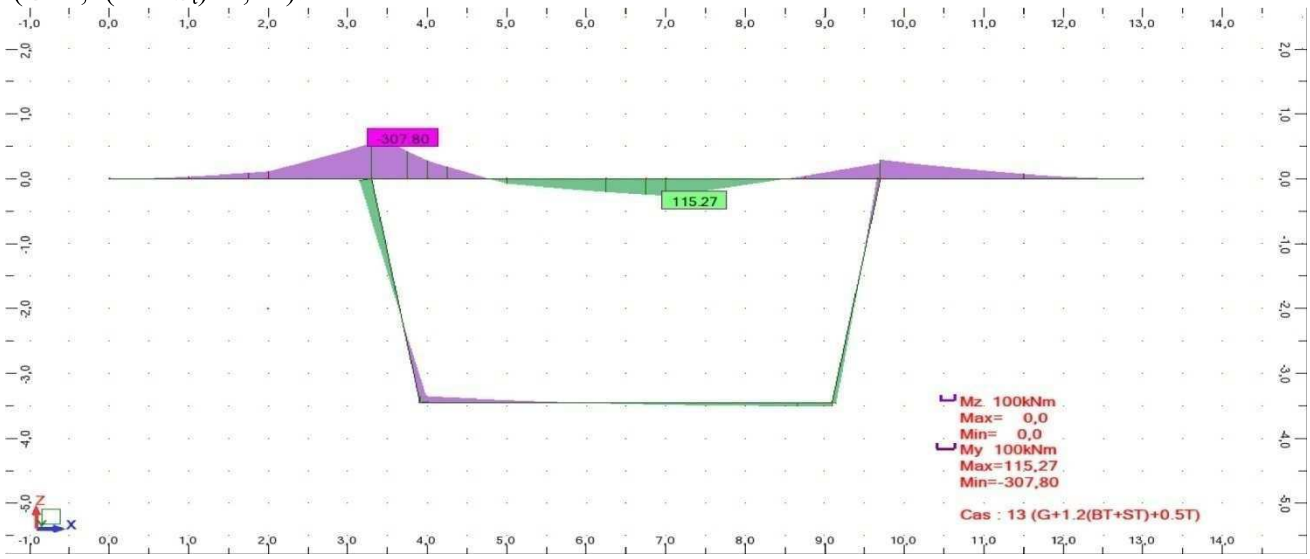
-(G+D_{240}) :



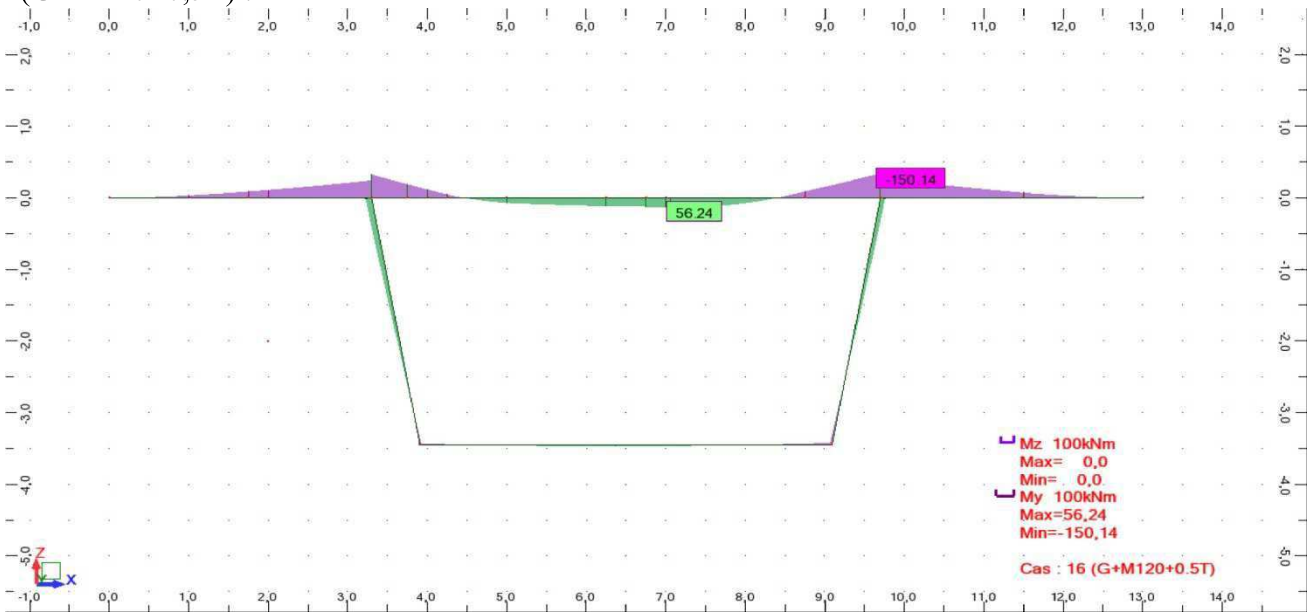
-(G+1,2(AL+S_t)+0,5T):



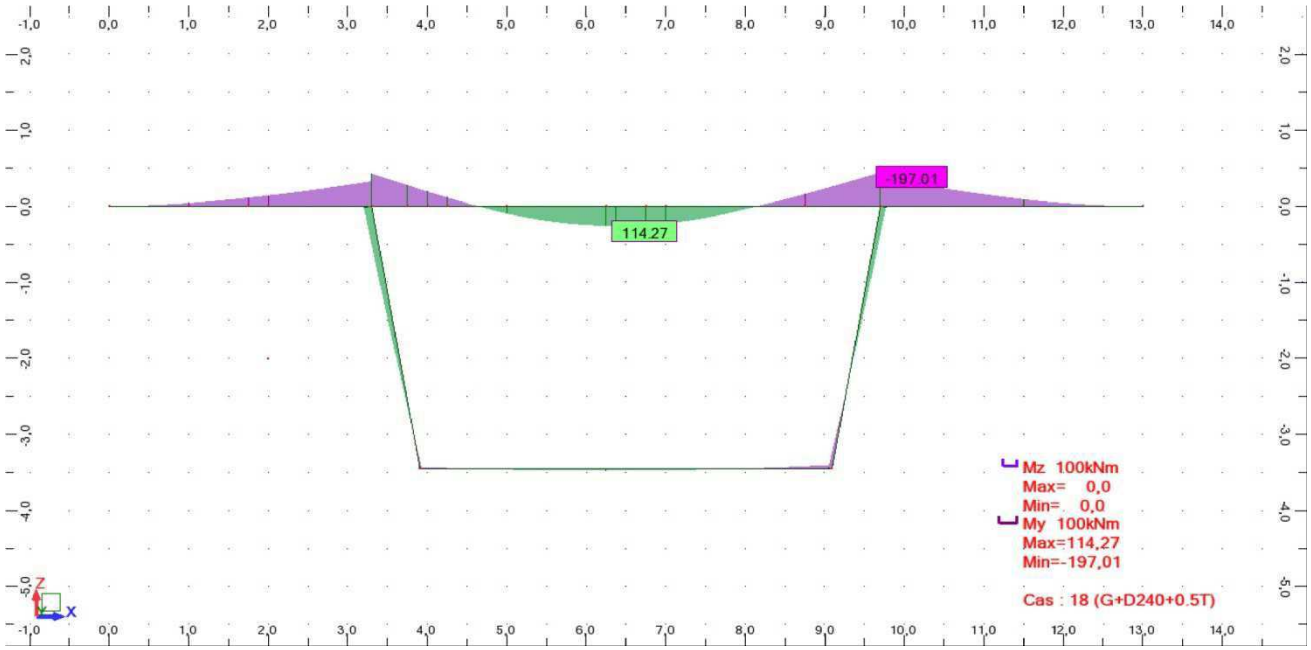
-(G+1,2(BT+S_t)+0,5T):



>(G+M120+0,5T) :



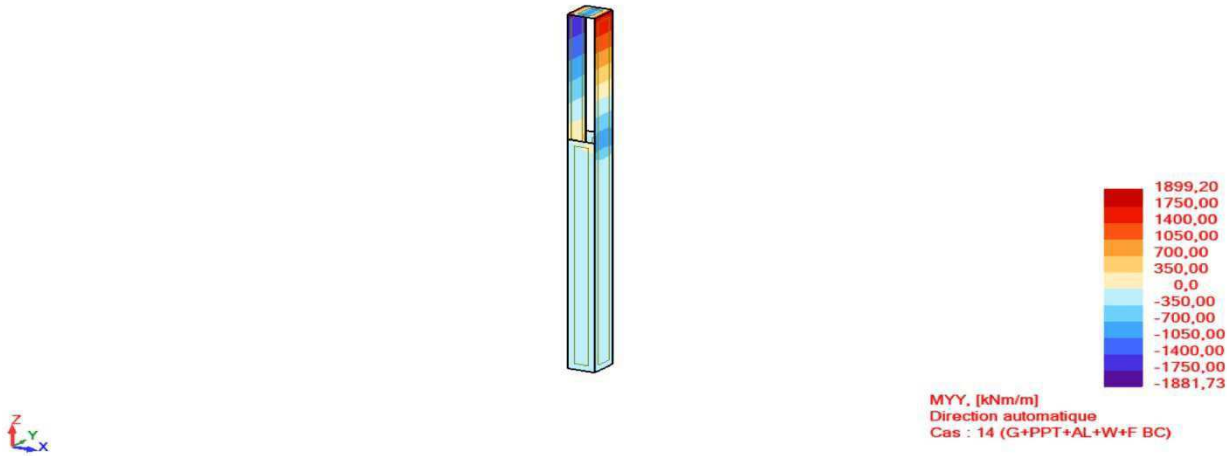
-(G+D240+0,5T) :



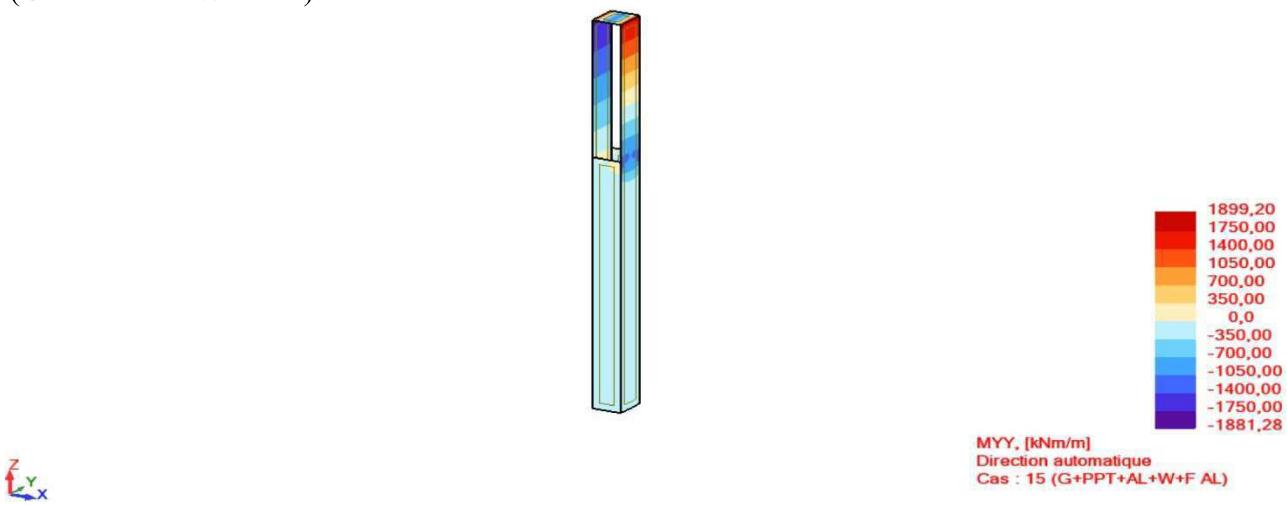
>Modélisation de notre pile:

>>Moment :

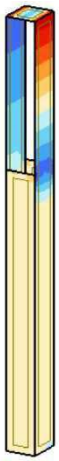
- (G+PPT+AL+W+FB$_c$) :

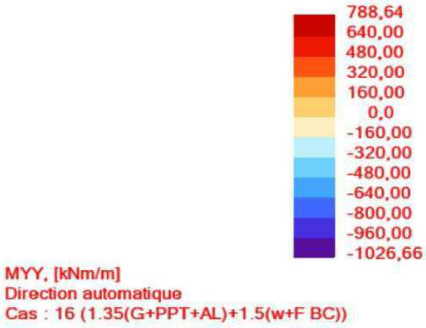


-(G+PPT+AL+W+FAL):



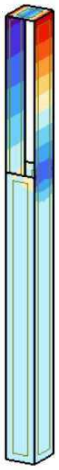
-(1,35(G+PPT+AL)+1,5(w+FB$_c$)):

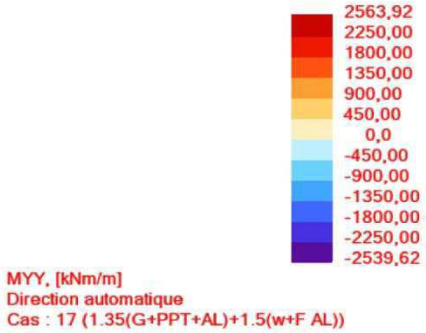






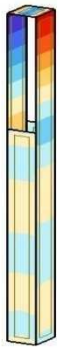
-(1,35(G+PPT+AL)+1,5(w+FAL)):







-(G+PPT+E) :







>Combinaisons des fondations :

>>Culée :

-Cas normal(ELS) :

A(L)							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**991,192**	/	**-0,3**		**-297,4**		
MGG+corbeau	**48,87**	/	**1,3**		**63,5**		
Mur frontal	**322,14**	/	**-0,25**		**-80,5**		
Mur en retour	**112,96**	/	**3,5**		**395,4**		
Poids terres arrière	**238,53**	/	**2**		**477,1**		
Poids terres avant	**27,6**	/	**-2,3**		**-63,5**		
Dalle de transition	**36,6**		**3,5**		**128,1**		
Semelle	**386,4**	/	**0**		**0,0**		
Poussée des terres	/	**283,44**	/	**-3,15**	**-892,8**		
Surcharge sur remblai	**59,52**	/	**3**	/	**178,6**		
A(L)+ST	**213,001**	/	**-0,3**		**-63,9**	Rmax(t)	**332,53**
FREINAGE A(l)		**26,11**		**-9,45**	**-246,7**	Rmax(t)	**276,67**
	2436,813				**-402,2**		

BC							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t. m)		
Poids Tablier	**991,192**	/	**-0,3**		**-297,4**		
MGG+corbeau	**48,87**	/	**1,3**		**63,5**		
Mur frontal	**322,14**	/	**-0,25**		**-80,5**		
Mur en retour	**112,96**	/	**3,5**		**395,4**		
Poids terres arrière	**238,53**	/	**2**		**477,1**		
Poids terres avant	**27,6**	/	**-2,3**		**-63,5**		
Dalle de transition	**36,6**		**3,5**		**128,1**		
Semelle	**386,4**	/	**0**		**0,0**		
Poussée des terres	/	**204,43**	/	**-3,15**	**-644,0**		
Surcharge sur remblai	**59,52**	**0,00**	**3**	**0**	**178,6**		
BC	**107,135**	/	**-0,3**		**-32,1**	Rmax(t)	**292,52**
FREINAGE BC		**15**		**-9,45**	**-141,8**	Rmax(t)	**290,22**
	2330,947	**219,43**			**-16,6**		

D240							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**991,192**	/	**-0,3**		**-297,4**		
MGG+corbeau	**48,87**	/	**1,3**		**63,5**		
Mur frontal	**322,14**	/	**-0,25**		**-80,5**		
Mur en retour	**112,96**	/	**3,5**		**395,4**		
Poids terres arrière	**238,53**	/	**2**		**477,1**		
Poids terres avant	**27,6**	/	**-2,3**		**-63,5**		
Dalle de transition	**36,6**	/	**3,5**		**128,1**		
Semelle	**386,4**	/	**0**		**0,0**		
Poussée des terres	/	**204,43**	/	**-3,15**	**-644,0**	Rmax(t)	**287,98**
Surcharge sur remblai	**59,52**	**0,00**	**3**	**0**	**178,6**	Rmax(t)	**303,85**
D240	**143,512**	/	**-0,3**		**-43,1**		
	2367,324				**114,2**		

A(L)							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t.m)		
Poids Tablier	**991,192**	**198,24**	**0,05**	**-4,5**	**-842,5**		
MGG+corbeau	**48,87**	**9,77**	**1,3**	**-7,5**	**-9,8**	Rmax(t)	**375,68**
Mur frontal	**322,14**	**64,43**	**-0,25**	**-3,6**	**-312,5**	Rmin(t)	**210,70**
Mur en retour	**112,96**	**22,59**	**3,5**	**-3,25**	**321,9**		
Dalle de transition	**41,25**	**8,25**	**3,5**	**-6,5**	**90,8**		
Semelle	**386,4**	**77,28**	**-0,3**	**-1**	**-193,2**		
séisme Poids Tablier	**59,47152**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-17,8**		
séisme MGG+corbeau	**2,9322**	**0,00**	**1,3**	**0**	**3,8**		
séisme Mur frontal	**19,3284**	**0,00**	**-0,25**	**0**	**-4,8**		
séisme Mur en retour	**6,7776**	**0,00**	**3,5**	**0**	**23,7**		
séisme Dalle de transition	**2,475**	**0,00**	**3,5**	**0**	**8,7**		
séisme Semelle	**23,184**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-7,0**		
Poids terres avant	**27,6**	**0,00**	**-2,3**	**0**	**-63,5**		
Poids terres arrière	**238,53**	**0**	**2**	**0**	**477,1**		
Poussée des terres	**0**	**204,43**	**0**	**-3,15**	**-644,0**		
A(L)	**62,422**	**0**	**-0,3**	**0**	**-18,7**		
	2345,53272	**584,99**			**-1187,8**		

BC							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t.m)		
Poids Tablier	**991,192**	**198,24**	**0,05**	**-4,5**	**-842,5**		
MGG+corbeau	**48,87**	**9,77**	**1,3**	**-7,5**	**-9,8**	Rmax(t)	**371,68**
Mur frontal	**322,14**	**64,43**	**-0,25**	**-3,6**	**-312,5**	Rmin(t)	**207,85**
Mur en retour	**112,96**	**22,59**	**3,5**	**-3,25**	**321,9**		
Dalle de transition	**41,25**	**8,25**	**3,5**	**-6,5**	**90,8**		
Semelle	**386,4**	**77,28**	**-0,3**	**-1**	**-193,2**		
séisme Poids Tablier	**59,47152**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-17,8**		
séisme MGG+corbeau	**2,9322**	**0,00**	**1,3**	**0**	**3,8**		
séisme Mur frontal	**19,3284**	**0,00**	**-0,25**	**0**	**-4,8**		
séisme Mur en retour	**6,7776**	**0,00**	**3,5**	**0**	**23,7**		
séisme Dalle de transition	**2,475**	**0,00**	**3,5**	**0**	**8,7**		
séisme Semelle	**23,184**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-7,0**		
Poids terres avant	**27,6**	**0,00**	**-2,3**	**0**	**-63,5**		
Poids terres arrière	**238,53**	**0**	**2**	**0**	**477,1**		
Poussée des terres	**0**	**204,43**	**0**	**-3,15**	**-644,0**		
BC	**35,027**	**0**	**-0,3**	**0**	**-10,5**		
	2318,14	**584,99**			**-1179,6**		

D240							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t.m)		
Poids Tablier	**991,192**	**198,24**	**0,05**	**-4,5**	**-842,5**		
MGG+corbeau	**48,87**	**9,77**	**1,3**	**-7,5**	**-9,8**	Rmax(t)	**370,76**
Mur frontal	**322,14**	**64,43**	**-0,25**	**-3,6**	**-312,5**	Rmin(t)	**207,19**
Mur en retour	**112,96**	**22,59**	**3,5**	**-3,25**	**321,9**		
Dalle de transition	**41,25**	**8,25**	**3,5**	**-6,5**	**90,8**		
Semelle	**386,4**	**77,28**	**-0,3**	**-1**	**-193,2**		
séisme Poids Tablier	**59,47152**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-17,8**		
séisme MGG+corbeau	**2,9322**	**0,00**	**1,3**	**0**	**3,8**		
séisme Mur frontal	**19,3284**	**0,00**	**-0,25**	**0**	**-4,8**		
séisme Mur en retour	**6,7776**	**0,00**	**3,5**	**0**	**23,7**		
séisme Dalle de transition	**2,475**	**0,00**	**3,5**	**0**	**8,7**		
séisme Semelle	**23,184**	**0,00**	**-0,3**	**0**	**-7,0**		
Poids terres avant	**27,6**	**0,00**	**-2,3**	**0**	**-63,5**		
Poids terres arrière	**238,53**	**0**	**2**	**0**	**477,1**		
Poussée des terres	**0**	**204,43**	**0**	**-3,15**	**-644,0**		
D240	**28,7024**	**0**	**-0,3**	**0**	**-8,6**		
	2311,81	**584,99**			**-1177,7**		

>Pile:

-Cas normal(ELS) :

A(L)							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**2782,449**		**0**		**0,0**		
Pile	**1794**		**0**		**0,0**	Rmax(t)	**263,63**
poids terre	**1177,8**		**0**		**0,0**	Rmin(t)	**256,10**
semelle	**1587**		**0**		**0,0**		
A(L)	**974,546**		**0**		**0,0**		
FREINAGE A(l)		**26,11**	**0**	**-53**	**-1383,8**		
	8315,795				**-1383,8**		

Bc							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**2782,449**		**0**		**0,0**		
Pile	**1794**		**0**		**0,0**	Rmax(t)	**234,93**
poids terre	**1177,8**		**0**		**0,0**	Rmin(t)	**230,60**
semelle	**1587**		**0**		**0,0**		
Bc	**107,135**		**0**		**0,0**		
FREINAGE Bc		**15**	**0**	**-53**	**-795,0**		
	7448,384				**-795,0**		

Mc120							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**2782,449**		**0**		**0,0**		
Pile	**1794**		**0**		**0,0**	Rmax(t)	**243,09**
poids terre	**1177,8**		**0**		**0,0**	Rmin(t)	**243,09**
semelle	**1587**		**0**		**0,0**		
Mc120	**437,688**		**0**		**0,0**		
	7778,937				**0,0**		

D240							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**2782,449**		**0**		**0,0**		
Pile	**1794**		**0**		**0,0**	Rmax(t)	**243,09**
poids terre	**1177,8**		**0**		**0,0**	Rmin(t)	**243,09**
semelle	**1587**		**0**		**0,0**		
D240	**143,512**		**0**		**0,0**		
	7484,761				**0,0**		

-Cas séisme (ELA) :

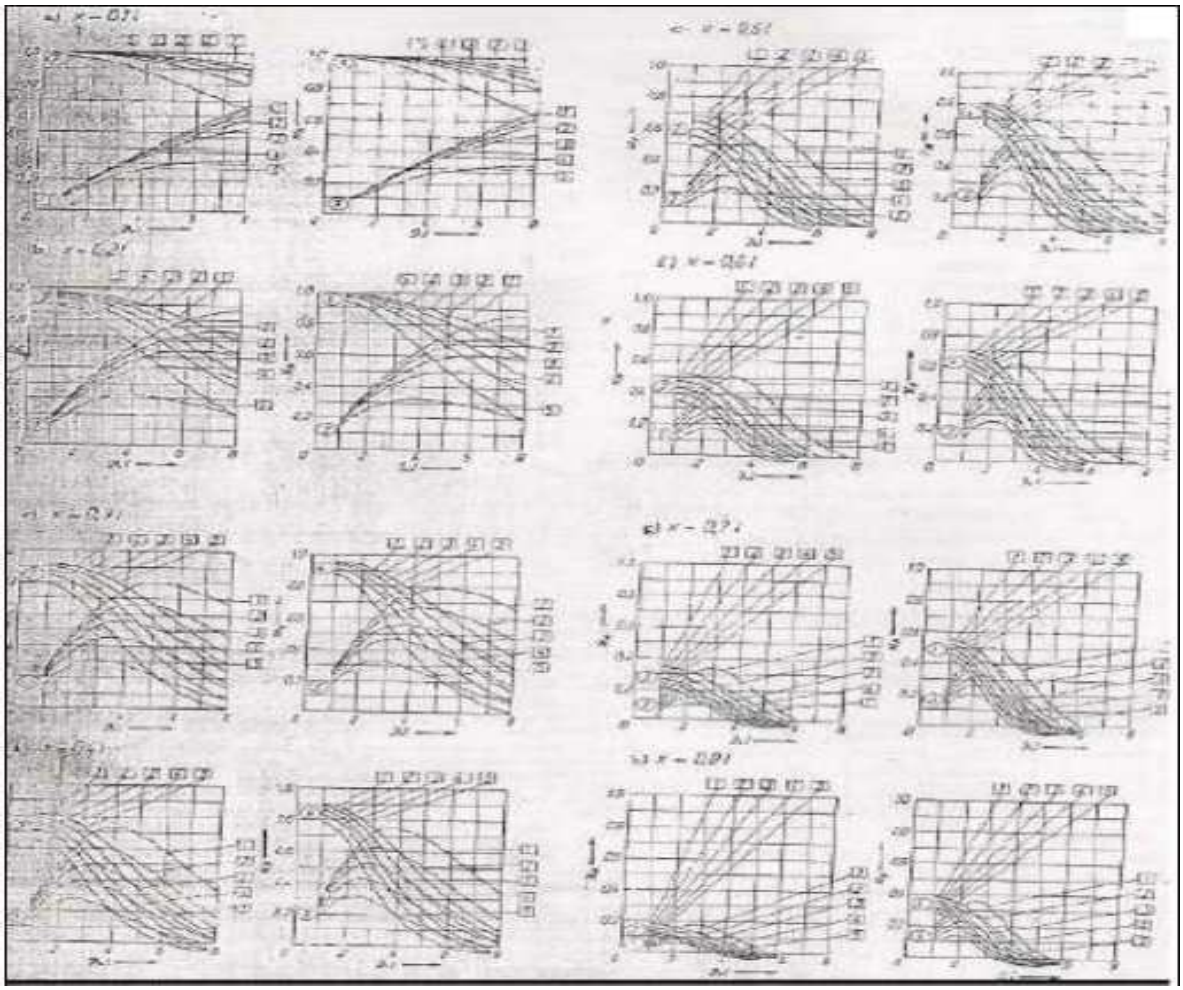
A(l)							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**2782,449**	**556,49**	**0**	**-53**	**-29494,0**		
Pile	**1794**	**358,80**	**0**	**-27,5**	**-9867,0**		
semelle	**1587**	**317,40**	**0**	**-1**	**-317,4**	Rmax(t)	**332,04**
séisme Poids Tablier	**166,94694**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**	Rmin(t)	**95,86**
séisme Pile	**107,64**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
séisme semelle	**95,22**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
poids terre	**129,02**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
A(l)	**184,06**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
	6846,33594	**1232,69**			**-39678,4**		

Bc							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**2782,45**	**556,49**	**0**	**-53**	**-29494,0**		
Pile	**1794**	**358,80**	**0**	**-27,5**	**-9867,0**		
semelle	**1587**	**317,40**	**0**	**-1**	**-317,4**	Rmax(t)	**316,50**
séisme Poids Tablier	**166,95**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**	Rmin(t)	**100,56**
séisme Pile	**107,64**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
séisme semelle	**95,22**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
poids terre	**129,02**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
Bc	**10,58**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
	6672,85594	**1232,69**			**-39678,4**		

Mc120							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)		
Poids Tablier	**2782,449**	**556,49**	**0**	**-53**	**-29494,0**		
Pile	**1794**	**358,80**	**0**	**-27,5**	**-9867,0**		
semelle	**1587**	**317,40**	**0**	**-1**	**-317,4**	Rmax(t)	**318,90**
séisme Poids Tablier	**166,94694**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**	Rmin(t)	**102,96**
séisme Pile	**107,64**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
séisme semelle	**95,22**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
poids terre	**129,02**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
Mc120	**87,54**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
	6749,81594				**-39678,4**		

D240							
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t.m)		
Poids Tablier	**2782,449**	**556,49**	**0**	**-53**	**-29494,0**		
Pile	**1794**	**358,80**	**0**	**-27,5**	**-9867,0**		
semelle	**1587**	**317,40**	**0**	**-1**	**-317,4**	Rmax(t)	**317,06**
séisme Poids Tablier	**166,94694**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**	Rmin(t)	**101,12**
séisme Pile	**107,64**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
séisme semelle	**95,22**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
poids terre	**129,02**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
D240	**28,7**	**0,00**	**0**	**0**	**0,0**		
	6690,97594				**-39678,4**		

ABAQUE DE WERNER.



ملخص

تصميم و دراسة جسر يبنى بالتتابع فى تيزى وزو

هذا العمل المتواضع مندرج في اطار تصميم و دراسة الجسر الرابط بين تيزي وزو و الطريق السيار شرق غرب و الذي يتضمن تحديد الخيار المناسب و الابعاد المبدئية والحمولة و الحمولة الزائدة و دراسة مسبقة للإجهاد و اخيرا تحديد ابعاد البنى التحتية

Résumé

Conception et étude d'un viaduc en encorbellement à Tizi-0uzou

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc afin de relier Tizi-Ouzou et l'autoroute est-ouest.
Cela comprend le choix de la variante, le pré-dimensionnement, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi que le dimensionnement de l'infrastructure.